

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA

**Diseño de una Planta de Tratamiento de Desagües
para la Colonia Climática de Huampaní**

TESIS PARA OPTAR LOS GRADOS DE BACHILLER E INGENIERO
SANITARIO

PRESENTA EL EX-ALUMNO

HERACLIDES ROLANDO FLORES BASSINI

LIMA - PERU

1960

TESIS PARA OPTAR LOS TITULOS DE BACHILLER E INGENIERO SANITARIO

TEMA: Diseño de una Planta de Tratamiento de Desagües para el Centro Vacacional de Huampaní.

ALUMNO: Heráclides Rolando Flores Bassini

Este proyecto irá acompañado de la siguiente documentación:

Memoria Explicativa referente a:

A.- Ubicación, extensión y tipo de planta adoptada:

- Lugar de evacuación y modificaciones necesarias en el sistema existente para su descarga en la planta.
- Características probables del suelo y subsuelo.
- Corriente eléctrica disponible.
- Datos sobre el abastecimiento de aguas.
- Estudio sobre caudales mínimos y promedios diarios, aforados o estimados.
- Flujos semanales y flujos máximos.
- Discusión sobre la población de diseño y el posible crecimiento y capacidad máxima de la planta, sugiriendo si fuera necesario etapas de construcción.
- Características de la composición del desagüe a tratarse.

B.- Planos detallados:

- Plano general con la ubicación de la planta a escala 1:2000 y con curvas a nivel cada metro.
- Perfiles longitudinales de los colectores y emisores que forman parte del proyecto y de los que van a ser modificados de la red existente a escala vertical 1:50 y escala horizontal de 1:2000 (o menos si fuera posible).
- Planos de detalles de cada una de las unidades proyectadas y de las otras estructuras diseñadas para su operación y control.
- Corte en esquema del flujo a través de la planta.

C.- Sumario de los datos de diseño.

D.- Resumen de las especificaciones técnicas, metrados y presupuestos.

En el Proyecto se indicará también todos los datos adicionales que puedan ser de importancia para la adquisición de equipos, tales como fuerza eléctrica disponible.

Lima, julio de 1959

LA CORPORACION NACIONAL DE LA VIVIENDA Y
HUAMPANI

La Corporación Nacional de la Vivienda, institución que está en la base del movimiento de Arquitectura Social iniciado en Lima y cuya obra es atentamente seguida en el exterior, ha dado una nueva de su espíritu progresista y renovador al construir el Centro Climático de Esparcimiento de Huampaní en la margen derecha del Rimac, frente a Chaclacayo a 27 km de Lima y a 640 m sobre el nivel del mar.

Se trata de una Comunidad Vacacional para las clases no favorecidas por la fortuna. La vacación familiar, en bungalows donde no se pierde el calor del hogar es posible a base de precios razonables. Un servicio central de cafetería, el más moderno que se haya intentado instalar en el país, permite a las madres de familia que se aparten en sus días de descanso vacacional de la primera preocupación doméstica: la de alimentar a la prole.

Los sectores adinerados pueden formar fácilmente sitios de recreo; pero tal realización no está al alcance de las clases económicamente débiles, que muchas veces acuden a sitios sin confort y sin higiene. El valle del Rimac en su sector asoleado entre Vitarte y Chosica estaría hoy íntegramente en manos de la gente acomodada si con previsión, no se hubiera dispuesto que dos kilómetros en la margen derecha se dediquen al esparcimiento del empleado o trabajador calificado.

La Corporación ha contado con el respaldo de los Poderes Públicos para llevar adelante la obra cuya construcción se inició en 1950. Ha sido básico el respaldo de la Caja de Depósitos y Consignaciones que de acuerdo con la ley respectiva, dió las facilidades de crédito necesarias. El Presidente del Directorio de la Corporación, Ing° Andrés F. Dasso y el Gerente, Arquitecto Manuel Valega Sayán, pusieron el mayor empeño en la realización de la obra, en la que cabe destacar la excelente labor de los arquitectos de la institución y de los contratistas de la obra.

Si se realizan turnos vacacionales de una semana, 52,000 personas se beneficiarían al año con esta sugestiva obra que es un paso hacia la solidaridad social obstaculizada ante la naturaleza, cuando el sol no se deja ver en la capital en invierno, no se le brinda generosamente, como sucede ahora en la parte alta del valle.

La obra consta de bungalows, pabellones hoteleros para las familias sin hijos y los solteros, gran cafetería, Centro administrativo, centro de Compras, Guarderías infantiles, patera, piscina y amplios espacios verdes.

La ley N° 10844, formó parte de la Legislación Urbanística de 1946 (Corporación de la Vivienda, Centros vacacionales, Propiedades horizontales, Oficina Nacional de planeamiento y Urbanismo). Fue presentada al Parlamento por el entonces Diputado por Lima Fernando Belaunde Terry, ejerciendo para ello la iniciativa Parlamentaria y promulgación por el expresidente Bustamante y Rivero.

LEY N° 10844

El Presidente de la República.- Por cuanto.- El Congreso ha dado la ley siguiente.-

Artículo 1°.- Créanse los Centros Climáticos de Esparcimiento, que se construirán en diversos lugares de la República, con el objeto de ofrecer a los sectores de la población de condición económica modesta sitios apropiados donde disfrutar sus períodos vacacionales.

Artículo 2°.- Estos centros serán de dos tipos, a saber:

a) Marítimos y b) Mediterráneos.- El Estado Reservará para los fines de esta ley, terrenos de su libre disposición en zonas que ofrezcan condiciones apropiadas. De no existir terrenos de su propiedad adecuados, procederán a la selección y expropiación de las áreas requeridas para el establecimiento de estos centros.

Artículo 3°.- Los Centros Climáticos de Esparcimiento para la región de Lima constarán de los departamentos necesarios para alojar a los interesados y de las edificaciones que com-

-plementen al hogar en la vida diaria, en el aspecto religioso, recreativo, comercial, sanitario y cívico, cuidando de que no se carezca de ningún elemento indispensable al normal desenvolvimiento de una comunidad de este tipo. Los Centros destinados a otras regiones podrán simplificarse y agrupar estos elementos, de acuerdo con las circunstancias que imperan en cada caso.

Artículo 4°.- Modifícase la ley N° 7610 elevándose la tasa de impuestos a los terrenos urbanos sin construir del 4 al 8 por mil, para las jurisdicciones de la provincia de Lima y de la provincia Constitucional del Callao solamente. El 4 por mil se mantendrá como impuesto municipal y el saldo como renta para los centros climáticos de esparcimiento cuyo producto se empazará en una cuenta especial a la orden de la Corporación Nacional de la Vivienda, entidad encargada de dichos centros, de acuerdo con el artículo 5° de la presente ley.

Artículo 5°.- La Corporación Nacional de la Vivienda tomará a su cargo el estudio, ejecución y administración de los centros climáticos de esparcimiento pudiendo efectuar en conexión con este encargo las operaciones que autorizan sus estatutos.

Del producto que obtenga por concepto de arriendos que pagarán los ocupantes, la Corporación invertirá el 94% en el mantenimiento o expansión de los centros, reservando para sí, por concepto de comisión, el saldo del 6%.

Artículo 6°.- Autorízase a la Corporación Nacional de la Vivienda a contratar un empréstito a un plazo no mayor de 10 años y por la cantidad máxima que la renta permita, con la entidad recaudadora del impuesto de que trata el artículo 4°, con un tipo de colocación anual del 96% y con una tasa de interés no mayor del 7% anual, debiendo hacerse el servicio de amortización e intereses con la renta que establece dicho artículo, la que quedará afectada en garantía.

Artículo 7°.- Autorízase al Poder Ejecutivo para ceder a la Corporación Nacional de la Vivienda con destino a la construcción de los Centros una cantidad correspondiente cuando menos las 2/3 partes del valor, en efectivo, o en terrenos urbanizados, de lo que obtenga por las concesiones que otorgue para la

construcción de balnearios u otros lugares de recreo. La Corporación podrá vender esos bienes para invertir el producto en la construcción de los centros.- Los aportes que la Corporación reciba del Estado para destinarlos a los Centros, los pagará con el correspondiente número de acciones tipo "A".

Artículo 8°.- Las tarifas de arrendamiento para la ocupación de estos centros deberán establecerse a base de los gastos de mantención y de un interés no mayor del 2% anual sobre el monto de la inversión, excluyendo lo que representan las edificaciones de tipo complementario que administrarán comercialmente. Los servicios de Restaurante se harán con una utilidad no mayor del 5% sobre el costo de dichos servicios.

Artículo 9°.- Para la ocupación de los departamentos que ofrecen los centros, la Corporación Nacional de la V. abrirá un registro Público. Las adjudicaciones se harán procurando que sus beneficios alcancen a las diferentes clases de los solicitantes.

Artículo 10.- Cuando las condiciones climatéricas del lugar hagan posible el funcionamiento del centro durante todo el año, se establecerá hasta 22 turnos de 15 días cada uno, dividiéndose el saldo de tiempo libre en intervalos para la higienización, revisión y control de los locales. No se construirán centros en lugares donde por las condiciones climatéricas no se pueda ofrecer por lo menos 10 turnos al año. Cuando las condiciones lo permitan, los turnos podrán ampliarse a 30 días.- Comuníquese al Poder Ejecutivo para su promulgación.- Casa del Congreso en Lima a los veintiocho días del mes de febrero de 1947.- José Gálvez, Presidente del Senado.- Pedro E. Muñoz, presidente de la Cámara de Diputados.- L.F. Ganoza Chopitea, Senador Secretario.- J.A. Haya de la Torre. Diputado Secretario.- Al señor Presidente de la República.- Por tanto: mando se publique y cumpla.- Dado en la Casa de Gobierno, en Lima a los quince días del mes de marzo de 1947.- J.L.- Bustamente y Rivero.- Luis Eche copar García.-

Que transcribo a Ud para su conocimiento y fines consiguientes

Dios Guarde a Ud.

l sello: p. del Director General de Hacienda
Firmado: Joaquín Ortega Zegarra

UBICACION DE LA PLANTA

La Planta estará ubicada en los terrenos de la Hacienda Huampaní, de propiedad del Sr. Federico Uranga. Su extensión aproximada es de unos 1500 m² y limita por el este con la Central Hidroeléctrica Gino Bianchini, los restantes puntos cardinales están cubiertos por la Hacienda Huampaní.

Las normas aconsejan que las Plantas de Tratamiento de Desagües deben situarse, para evitar objeciones, a distancia conveniente de toda área edificada o en cualquier zona que pudiera edificarse dentro de un futuro racional probable. Además, deben ubicarse a una altura que no esté sujeta a inundaciones o que tenga una protección adecuada contra daños causados por inundaciones.

La presente planta está a más de 100 metros de la vivienda más cercana, además no está sujeta a inundaciones puesto que se encuentra a buena distancia del río y en un lugar que jamás ha sido inundado.

Su vía de acceso será por el puente Morón que luego se prolongará por un camino que bordeando el río ingresará a la Planta.

A QUIENES SERVIRA LA PLANTA

La Planta, que en principio debía prestar servicios solamente a la Colonia Climática, ya que justamente este es el tema de Tesis, la he diseñado para que pueda tratar también los desagües de la Central Bianchini. Para este efecto se cuenta con la facilidad de que la referida Central descarga sus desechos al emisor de la Colonia. La población adicional sería 60, que es la máxima de este agrupamiento.

LUGAR DE EVACUACION Y MODIFICACIONES A HACERSE

El emisor de la Colonia Climática de Huampaní, de acuerdo con los planos originales, debía desembocar a 100 m de la vivienda más cercana y a orillas del río Rimac. Esta desembocadura quedaba fuera de los límites de la Colonia y en lo que hoy es la Central Gino Bianchini, que queda al lado.

Posteriormente, con la construcción de la referida Central, surgieron problemas debido a los malos olores que provenían de la descarga ante la proximidad de las viviendas. Fue esta la razón por la cual se decidió trasladar la descarga a un punto más distante aguas abajo; pero parece que tampoco satisfizo esta nueva ubicación por lo que se siguió prolongando el emisor y esta vez, después de tomar los desagües de la Central Bianchini fué a desembocar a un costado del "Canal de Descarga" que da salida a las aguas usadas para impulsar las turbinas.

La descarga actual está constituida por un tubo de 12" de diámetro y en el futuro será usada como un by pass que permitirá aislar completamente la Planta. En efecto, las modificaciones a hacerse consistirán en lo siguiente:

a) Construcción de un buzón con caída en el lugar actualmente ocupado por el último buzón (N° 5). Este tendrá a su salida una compuerta que al ser cerrada hará que se eleve el nivel del líquido hasta llegar a la descarga actual que servirá como rebose, luego el líquido descargará al río.

b) Del buzón anterior partirá una tubería que atravesará el Canal de Descarga por su parte baja, luego llegará a un segundo buzón situado cerca del canal de Demasia que será atravesado en la misma forma que el de descarga por el conducto que parte del último buzón mencionado, para en definitiva entregar a la cámara de rejas de la Planta.

CARACTERISTICAS PROBABLES DEL SUELO Y SUBSUELO

SUELO.- El suelo en el trecho correspondiente a la tubería que llevará el desagüe a la Planta, es de una pendiente aproximada del 4% y cascajoso. En cuanto al terreno que ocupará la planta, es casi plano; está, en promedio, a unos 0.60m sobre el nivel del río. En la actualidad es tierra de cultivos hasta una distancia de 10 metros de la rivera del río, en que empieza una faja de arenisca que parece que fuera una avanzada del río en épocas de creciente, es prácticamente una pequeña playa cubierta de algunos arbustos.

SUBSUELO.- Las características del subsuelo son particularmente importantes para las excavaciones.

El terreno en que se ubicará la planta, tiene una capa de tierra cultivable de 0.60 m de espesor, en seguida hay una capa de cascajo y cantos rodados pequeños que van gradualmente aumentando de tamaño hasta llegar a ser piedras grandes mezcladas con arena y grava. En consecuencia es permeable el subsuelo.

Por lo que he observado en los pozos de Huampaní y la Central Bianchini, puedo afirmar que la napa acuífera se halla a unos 3.00 m de la superficie del terreno.

CORRIENTE ELECTRICA DISPONIBLE

El fluido eléctrico necesario para poner en funcionamiento las electrobombas de la Planta, se tomará de la Central Bianchini. Para el efecto existe un poste cercano situado en dicha Central y al lado del Canal de Demasía, del cual se tomará un sistema trifilar.

Según he averiguado del Ing° Ventocilla, Residente de la Central, los cables actuales pueden alimentar las electrobombas a instalarse, por lo tanto no habrá problema en prolongar la línea.

CONSIDERACION DE LAS AGUAS DE REGADIO

La Colonia Climática de Huampaní está rodeada de áreas verdes que son regadas con el agua que se toma de una acequia que bordeando el cerro pasa a las Haciendas de Naña. El agua de regadío se reparte a los jardines por medio de canaletas que van bifurcándose y entregando sus caudales; los excedentes se colectan por rebose y luego según el diseño original, deberían ir al río, pero debido a dificultades que se tuvo con un tubo de agua potable que atravesaba una canaleta, se resolvió el problema vertiendo las aguas en el buzón más cercano. Esta solución se adoptó en dos puntos previa desarenación, por lo que en la actualidad el desagüe

es combinado.

Para los efectos del diseño de la Planta he prescindido de este caudal de regadío, pues, de lo contrario me obligaría a aumentar grandemente el tamaño de la Planta. Se puede por medio de un sifón invertido hacer que las aguas sigan su curso normal y vayan a dar al río; pero sin condenar definitivamente las entradas al desagüe ya que en el futuro podrían usarse para la limpieza de la tubería.

D A T O S S O B R E E L A B A S T E C I M I E N T O D E A G U A S

El abastecimiento de aguas de la Colonia Climática de Huampaní tiene como fuente las aguas de la napa subterránea. Es decir, está compuesto el sistema por un pozo del cual se bombea a un reservorio elevado, situado en la falda del cerro y del cual por medio de un tubo de 4" de diámetro, se conecta a la red de distribución.

EQUIPO DE BOMBEO.- El equipo de bombeo consta de dos motobombas de turbina Jacuzzi modelo MS - 8 D - 9 de 9 tazones con impulsores de bronce y eje de acero inoxidable, con columna de 5" y ejes lubricados por agua, de 1" de diámetro, provisto de chumacera de caucho suspendidas en arañas de bronce a cada cinco pies de distancia.

Las motobombas están instaladas sobre una biga de acero de 10" doble T, colocadas a través de un pozo excavado a 4.00 m de diámetro. El pozo tiene una profundidad total de 14 m (aprox), y el nivel estático del agua queda a 6.50 m de la superficie del suelo. Para excavar el pozo fue necesario instalar varias motobombas potentes a fin de mantenerlo seco para que pudieran trabajar los obreros al fondo.

Las dos motobombas son accionadas por motores eléctricos trifásicos de 10 HP, 1760 RPM, 220 voltios, 60 ciclos; protegidos por medio de arrancadores con relays térmicos. El control automático se obtiene por medio de un control que arranca y

detiene las motobombas alternándolas y haciéndolas funcionar simultáneamente en caso de un consumo superior a la capacidad de una sola motobomba. Este control no necesita ninguna instalación auxiliar en el reservorio, pues, actúa exclusivamente por la diferencia de presión en la tubería de descarga de las motobombas al reservorio y que es consecuencia de las variaciones de nivel en este último. La tubería de impulsión entra al reservorio por el fondo. El aparato de control está comunicado con el tubo de descarga por medio de una tubería de 1/2" que arranca de un punto inmediatamente más arriba de una de las válvulas check.

A la salida de las motobombas se encuentran dos válvulas de compuerta y dos válvulas check de un diseño especial de cierre compensado para evitar que se produzcan golpes de ariete al detenerse las bombas. Las descargas de las dos motobombas se unen en un solo tubo de 4" de diámetro, a través del cual el agua es bombeada hasta el reservorio. La diferencia de altura entre las bombas y el nivel máximo del reservorio es de 30.50 m. La presión dinámica fluctúa entre 44.50 m al trabajar una sola bomba con el pozo lleno en época de abundancia de agua y estando el nivel del agua en el reservorio en el nivel mínimo. La altura dinámica sube a 54.50 m cuando el nivel del agua en el reservorio ha llegado cerca de su máximo. El gasto de cada motobomba fluctúa entre 240 GPM (15 lt/seg) contra una altura dinámica de 44.50 m y 200 GPM (12.5 l/seg) contra 54.50 m .

ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LA CENTRAL BIANCHINI.- En la Central Bianchini el abastecimiento se hace también con agua de pozo que es bombeada a un tanque elevado del cual se distribuye. Una de las tuberías que parte del tanque elevado, baja por la pared exterior del canal de Demasia y luego por medio de un codo de 90° cruza el canal y se introduce en la Central. Es justamente en este punto de cambio de dirección que se instalará una "T" y luego se prolongará la línea de 2" hasta introducirla en la Planta de Tratamiento, consiguiendo así el agua necesaria para la clorinación del desagüe y regados.



TOMA N° 1.- Vista que indica la posición de la Planta de Tratamiento de Desagües (3), con respecto a Huampaní (1) y la Central Hidroeléctrica Bianchini (2). Al fondo, Chaclacayo.



TOMA N° 2.- Posición de la Planta de Tratamiento de Desagües (2) y la vivienda más cercana (1).



TOMA N° 3.- Vista del Block para empleados en Huampaní, en cuya parte baja se puede apreciar el Restaurante El Ganzo de Oro con su respectiva terraza y al lado, la Patera.



TOMA N° 4.- Block para obreros de la Colonia Climática, a la derecha. Al centro el local de la Administración y a la izquierda, el comedor.



TOMA N° 5.- Reservorio elevado para el abastecimiento de agua potable a la Colonia Climática.



TOMA N° 6.- Vivienda para Ingenieros Residentes en la Central Gino Bianchini. Al fondo la pista de entrada a la Colonia Climática.



TOMA N° 9.- La flecha indica la ubicación del buzón de aforo, al lado se encuentra el canal de Descarga. Es en este lugar donde quedará ubicado el buzón con caída y la descarga actual servirá como by pass.



TOMA N° 10.- Buzón de aforo con el vertedero triangular en él. Aquí se procedió también al muestreo.

C A U D A L E S

D E L R I O

R I M A C

CUADRO DE AFOROS DEL RIO RIMAC EN EL PERIODO
1935 - 1957
 (en m³/seg)

Con el objeto de determinar el grado de dilución a que estarían sometidos los desagües, ha sido necesario estudiar los caudales del río Rímac. Los cuadros que siguen los he obtenido en el M. de F. y O.P., Departamento de Meteorología.

AÑO 1935			AÑO 1936		
MES	MAX	MIN	MES	MAX	MIN
Enero	105.000	34.700	Enero	65.500	46.600
Febrero	101.200	34.700	Febrero	50.900	36.800
Marzo	250.000	57.500	Marzo	60.500	38.200
Abril	55.800	37.500	Abril	39.600	23.104
Mayo	37.500	15.883	Mayo	22.192	16.569
Junio	15.518	13.054	Junio	15.198	12.268
Julio	13.054	12.268	Julio	13.054	12.268
Agosto	13.054	12.268	Agosto	13.054	12.268
Setiembre	13.838	13.054	Setiembre	13.054	12.268
Octubre	13.054	13.054	Octubre	13.054	11.875
Noviembre	13.838	13.054	Noviembre	13.054	13.054
Diciembre	98.800	13.828	Diciembre	16.226	13.054

AÑO 1937			AÑO 1938		
Enero	40.300	14.518	Enero	96.600	13.054
Febrero	35.400	21.689	Febrero	175.000	29.400
Marzo	105.000	34.000	Marzo	130.000	34.000
Abril	38.200	19.034	Abril	65.500	35.400
Mayo	25.690	14.518	Mayo	35.400	15.198
Junio	14.198	12.261	Junio	14.838	12.661
Julio	12.268	11.875	Julio	13.054	13.054
Agosto	13.054	10.788	Agosto	13.054	12.268
Setiembre	13.054	13.054	Setiembre	13.054	13.054
Octubre	17.255	12.268	Octubre	13.054	11.875
Noviembre	17.255	13.054	Noviembre	13.054	12.661
Diciembre	32.376	14.178	Diciembre	20.168	13.054

AÑO 1939			AÑO 1940		
MES	MAX	MIN	MES	MAX	MIN
Enero	40.300	13.054	Enero	96.600	15.198
Febrero	146.450	29.766	Febrero	57.500	13.447
Marzo	205.000	70.800	Marzo	254.500	21.188
Abril	157.800	22.653	Abril	70.800	24.496
Mayo	22.653	15.198	Mayo	23.714	14.178
Junio	15.158	12.661	Junio	14.178	12.268
Julio	12.661	11.054	Julio	13.054	11.541
Agosto	13.054	11.151	Agosto	13.054	11.514
Setiembre	13.054	12.268	Setiembre	13.054	13.054
Octubre	13.054	12.268	Octubre	13.054	12.261
Noviembre	13.054	12.268	Noviembre	16.226	12.261
Diciembre	45.800	13.054	Diciembre	18.227	12.268

AÑO 1941			AÑO 1942		
MES	MAX	MIN	MES	MAX	MIN
Enero	62.500	20.186	Enero	184.600	18.713
Febrero	290.100	25.690	Febrero	315.500	20.187
Marzo	385.400	31.700	Marzo	125.500	37.500
Abril	28.624	14.178	Abril	41.800	22.192
Mayo	14.178	12.661	Mayo	28.053	12.226
Junio	12.268	11.514	Junio	14.518	13.838
Julio	12.268	11.514	Julio	13.838	13.838
Agosto	13.054	11.514	Agosto	13.838	13.054
Setiembre	13.054	11.514	Setiembre	13.054	12.661
Octubre	17.225	13.054	Octubre	13.054	12.268
Noviembre	26.4.84	14.178	Noviembre	13.054	12.268
Diciembre	76.300	13.447	Diciembre	27.482	13.054

AÑO 1943			AÑO 1944		
MES	MAX	MIN	MES	MAX	MIN
Enero	58.500	22.192	Enero	71.900	16.700
Febrero	261.000	44.200	Febrero	130.000	25.200
Marzo	138.000	32.300	Marzo	121.300	40.100
Abril	203.000	27.482	Abril	38.500	24.700
Mayo	26.287	13.054	Mayo	24.700	15.200
Junio	13.054	12.920	Junio	15.000	13.070
Julio	12.970	12.268	Julio	13.040	12.090
Agosto	13.080	12.661	Agosto	13.050	13.020
Setiembre	13.480	13.050	Setiembre	13.030	13.000
Octubre	16.700	13.050	Octubre	14.500	13.010
Noviembre	24.800	13.050	Noviembre	14.300	13.000
Diciembre	44.500	12.500	Diciembre	18.500	14.000

AÑO 1945			AÑO 1946		
MES	MAX	MIN	MES	MAX	MIN
Enero	67.500	16.000	Enero	134.000	34.400
Febrero	94.500	25.200	Febrero	105.000	39.000
Marzo	83.600	40.300	Marzo	185.000	48.200
Abril	57.500	25.500	Abril	113.000	35.000
Mayo	25.000	15.100	Mayo	35.000	18.000
Junio	15.300	12.200	Junio	17.500	14.000
Julio	13.080	10.030	Julio	14.000	12.000
Agosto	13.000	11.600	Agosto	13.000	12.000
Setiembre	12.050	11.900	Setiembre	14.000	13.000
Octubre	16.000	11.830	Octubre	15.500	12.500
Noviembre	32.400	13.700	Noviembre	24.500	13.500
Diciembre	53.600	13.500	Diciembre	73.400	18.000

T

AÑO 1947			AÑO 1948		
MES	MAX	MIN	MIN	MAX	MIN
Enero	64.000	29.000	Enero	130.000	18.000
Febrero	78.000	21.000	Febrero	90.000	22.000
Marzo	130.000	32.000	Marzo	128.000	25.000
Abril	43.000	22.000	Abril	62.000	24.000
Mayo	31.000	16.000	Mayo	33.000	21.000
Junio	17.000	10.500	Junio	23.000	17.500
Julio	12.000	10.500	Julio	18.000	13.000
Agosto	13.500	11.200	Agosto	14.000	11.700
Setiembre	13.100	13.000	Setiembre	13.150	12.950
Octubre	22.000	13.040	Octubre	51.000	12.950
Noviembre	15.400	14.000	Noviembre	34.000	16.200
Diciembre	33.000	13.000	Diciembre	22.600	15.200

AÑO 1949			AÑO 1950		
MES	MAX	MIN	MES	MAX	MIN
Enero	47.000	13.500	Enero	80.000	18.000
Febrero	55.500	17.500	Febrero	98.500	24.500
Marzo	108.000	30.000	Marzo	79.500	30.700
Abril	56.500	20.000	Abril	50.000	31.000
Mayo	21.000	14.500	Mayo	33.000	15.000
Junio	15.000	13.400	Junio	17.500	13.200
Julio	15.500	11.000	Julio	14.800	12.000
Agosto	15.500	11.600	Agosto	13.000	12.000
Setiembre	13.500	12.700	Setiembre	13.5000	11.500
Octubre	14.500	12.500	Octubre	13.500	11.500
Noviembre	21.000	11.500	Noviembre	18.000	12.000
Diciembre	14.000	10.900	Diciembre	58.500	19.000

AÑO 1951			AÑO 1952		
MES	MAX	MIN	MES	MAX	MIN
Enero	71.000	23.900	Enero	115.000	34.000
Febrero	195.000	34.000	Febrero	132.000	44.000
Marzo	316.000	53.000	Marzo	164.000	37.000
Abril	108.000	25.000	Abril	109.000	24.000
Mayo	24.000	18.500	Mayo	24.000	18.000
Junio	20.000	15.500	Junio	19.000	16.000
Julio	15.500	11.500	Julio	17.000	12.000
Agosto	13.500	11.500	Agosto	14.000	11.000
Setiembre	14.500	10.500	Setiembre	18.000	11.000
Octubre	22.636	12.500	Octubre	15.000	11.000
Noviembre	45.000	18.500	Noviembre	33.000	13.000
Diciembre	70.000	17.000	Diciembre	45.000	18.000

AÑO 1953			AÑO 1954		
MES	MAX	MIN	MES	MAX	MIN
Enero	70.000	20.000	Enero	72.000	21.000
Febrero	175.000	33.000	Febrero	202.000	40.000
Marzo	125.000	42.000	Marzo	180.000	28.000
Abril	79.000	31.000	Abril	42.000	25.000
Mayo	31.000	19.000	Mayo	36.000	19.000
Junio	20.000	16.000	Junio	20.000	15.000
Julio	17.000	13.500	Julio	16.000	14.000
Agosto	15.000	12.000	Agosto	15.000	12.000
Setiembre	16.500	13.000	Setiembre	14.500	12.000
Octubre	21.000	12.000	Octubre	18.000	13.000
Noviembre	42.000	17.000	Noviembre	36.000	14.500
Diciembre	66.000	19.000	Diciembre	28.000	16.500

AÑO 1955			AÑO 1956		
MES	MAX	MIN	MES	MAX	MIN
Enero	115.00	22.000	Enero	39.000	11.300
Febrero	164.000	33.000	Febrero	142.000	21.500
Marzo	380.000	50.000	Marzo	155.000	41.000
Abril	59.000	25.000	Abril	68.000	21.500
Mayo	24.000	19.500	Mayo	21.000	13.500
Junio	20.500	16.500	Junio	15.000	9.500
Julio	18.000	14.500	Julio	12.700	9.000
Agosto	14.500	11.000	Agosto	13.200	9.600
Setiembre	14.500	12.000	Setiembre	14.800	9.100
Octubre	16.000	10.000	Octubre	13.800	9.200
NOviembre	13.800	9.000	Noviembre	12.400	9.300
Diciembre	21.00	12.500	Diciembre	13.100	10.000

AÑO 1957			AÑO 1958		
MES	MAX	MIN		MAX	MIN
Enero	36.500	11.000	Enero	40.000	11.500
Febrero	100.000	25.000	Febrero	99.800	11.700
Marzo	71.000	28.000	Marzo	94.800	28.800
Abril	62.000	19.000	Abril	27.900	14.000
Ma yo	20.000	10.500	Mayo	16.000	11.100
Junio	11.500	9.100	Junio	11.250	10.100
Julio	10.500	8.900	Julio	-----	-----
Agosto	13.100	9.800	Agosto	-----	-----
Setiembre	12.900	10.900	Setiembre	-----	-----
Octubre	12.600	10.350	Octubre	-----	-----
Noviembre	15.100	10.650	Noviembre	-----	-----
Diciembre	19.000	11.300	Diciembre	-----	-----

CONCLUSIONES SOBRE EL AFORO DEL RIO

La característica principal a observarse es que el caudal del río disminuye mientras la población de Huampaní aumenta. Es por tanto necesario analizar los mínimos a que estará sometido el caudal del río durante los meses de junio, julio y agosto; principalmente en julio:

Cuadro de Mínimos

<u>AÑO</u>	<u>JUNIO</u>	<u>JULIO</u>	<u>AGOSTO</u>
1935	13.054	12.268	12.268
1936	12.268	12.268	12.268
1937	12.261	11.875	10.788
1938	12.661	13.054	12.268
1939	12.661	11.054	11.151
1940	12.668	11.541	11.541
1941	11.514	11.514	11.514
1942	13.038	13.838	13.054
1943	12.920	12.268	12.661
1944	13.070	12.090	13.020
1945	12.200	10.030	11.600
1946	14.000	12.000	12.000
1947	10.500	10.500	11.200
1948	17.500	13.000	11.700
1949	13.400	11.000	11.600
1950	13.200	12.000	12.000
1951	15.500	11.500	11.500
1952	16.000	12.000	11.000
1953	16.000	13.500	12.000
1954	15.000	14.000	12.000
1955	16.500	14.500	11.000
1956	9.500	9.000	9.600
1957	9.100	8.900	9.800
1958	10.100		-----

Del cuadro precedente hallamos que los mínimos para los tres meses propuestos, en el período comprendido entre los años 1935 y 1958, son:

JUNIO	9.100 m ³ /seg	1957
JULIO	8.900 m ³ /seg	1957
AGOSTO	9.600 m ³ /seg	1956

De los cuales el menor justamente corresponde al mes de mayor población en el año, que es julio. Entonces el mínimo que corresponde al régimen normal del río es:

8.900 m³/seg

Influencia de la Central Hidroeléctrica Gino Bianchini.-

Esta Planta que limita con Huampaní, usa las aguas del río Rímac para mover sus turbinas y además, para los períodos de máximo consumo de energía, cuenta con reservorios reguladores situados en las serranías.

Según he observado, cuando el consumo es mínimo, la Planta deja de funcionar. Este hecho hace que las aguas que la impulsan sean vertidas al río, en el cual se restablece el régimen normal después de un tiempo determinado, que es el que demora en llegar el agua desde la toma. Durante este período, el desagüe está sometido a una dilución mínima. Es por esto que tomaré como mínimo el caudal que discurre en este momento y que estimo que en promedio es de:

5.00 m³/seg

o o o o o

o o

E S T U D I O

D E

P O B L A C I O N

ESTUDIO DE POBLACION

POBLACION DE DISEÑO .- Para la determinación de ésta, me apersoné a la Corporación Nacional de la Vivienda con el objeto de ponerme al habla con el Arquitecto Santiago Agurto Calvo, quien se dignó proporcionarme información referente al presente aspecto.

La Colonia Climática de Huampaní ha sido diseñada para una población total igual al número de habitaciones multiplicado por dos. Es decir, se considera dos camas por habitación; pero esto, como posteriormente se verá, sólo se cumple en los Blocks Colectivos, mas no en los Chalets.

Los ambientes que sirven de habitación, están clasificados en los siguientes grupos:

- a.- Pabellones de Pasajeros
- b.- Chalets para pasajeros
- c.- Pabellón de empleados
- d.- Pabellón de obreros
- e.- Chalets por construir

Las capacidades son las siguientes:

6 pabellones para pasajeros, dos pisos y 16 departamentos por piso y cada departamento dos camas	384 camas
32 Chalets para pasajeros, de 4 camas cada uno	128 "
59 Chalets para pasajeros, de 6 camas cada uno	354 "
1 Block para empleados, de tres pisos, 10 departamentos por piso y dos camas por departamento	60 "
1 Block para obreros, dos pisos	180 "
10 Chalets, por construir, de 6 camas c/u . . .	60 "
10 Chalets, por construir, de 4 camas c/u . . .	40 "
	=====
<u>TOTAL:</u>	1206 camas

Estas 1206 camas que dan albergue a otros tantos individuos, constituye la población máxima de Huampaní. No hay ningún proyecto de expansión futura en nuevos terrenos. El único crecimiento corresponderá a los 20 chalets ya enumerados y que en la actualidad se encuentra constituido por unas bases de cemento, con sus respectivas terminaciones de las redes de agua y desagüe.

POBLACION FLOTANTE.- Durante todos los días de la semana se nota afluencia de público que va a pasear. Pero es el día domingo el día en que se presenta mayor público y va aumentando a medida que va entrando el invierno, es decir, es mayor en los meses de Junio, Julio y Agosto.

Empiezan a llegar a las 10 a.m. y terminan de irse a las 6 p.m. Entre ellos se cuenta gente que sólo va a bañarse, otros entran a pasearse y luego se van y por fin otros que, luego de pasearse se quedan a almorzar.

Con el fin de hallar la población flotante, me puse al habla con el Arquitecto Santiago Agurto, quien me sugirió que la hallara de acuerdo con el número de tees servidos en el Restaurant Ganzo Azul de la Colonia y el número de almuerzos también servidos en el Comedor General. Al querer llevar a cabo tal medida se tropezó con que, como ya quedó anotado, todos los visitantes no almorzaban allí, entonces no quedó otro remedio que tomar una población flotante estimada.

En base a la experiencia de los empleados que allí laboran, me puse al habla con el señor Administrador de Huampaní, Sr. Germán Berríos a quien pedí me facilitara alguna información al respecto. Fué así que llegué a conocer al Sr. De la Cuba, Contador de la Colonia y al Sr. Oscar Chávez, empleado de la Sección Personal quienes me dieron la siguiente estimación:

Población Flotante Max., en Julio	600
Población Flotante en Enero, Febrero, Marzo	100

Por otro lado, también se dan banquetes que algunas veces han llegado a contar con 600 á 700 comensales; pero éstos no se aceptan en los meses de máxima afluencia, especialmente en Julio.

Normalmente los banquetes llegan a contar con 100 á 150 personas, habiendo asistido la primera cantidad nombrada en una oportunidad muy especial al decir del Sr Chávez.

En conclusión, como en épocas de máxima afluencia no se aceptan banquetes, podemos tomar como población flotante máxima, 600 personas. Y como mínimo de 100 á 150 .

Llegamos así a totalizar la población, cuyo máximo se presentará cuando el día 29 de Julio, que corresponde al día de máxima afluencia de pasajeros, caiga un domingo en que la población flotante será también máxima:

Número total de camas	1206
Población flotante	<u>600</u>
	Total: 1806 pers.

VARIACIONES DE LA POBLACION: En cuanto a las variaciones de la población, hubo la necesidad de tomar un año de desenvolvimiento normal. Es decir aquél en que se hubiera cubierto la capacidad máxima o que el número de pasajeros correspondiera al número de camas existentes. Hablando con el personal de recepción, se llegó a la conclusión de que el año 1959 se podía tomar como normal. A continuación el cuadro de esas variaciones:

ENERO 1959

Día	Fecha	Habitantes		Total	Día	Fecha	Habitantes		Total
		Adul.	Niñ.				Adult.	Niñ.	
J	1	86	21	107	M	13	72	10	82
V	2	81	28	109	Mr	14	48	10	58
S	3	111	21	132	J	15	53	3	56
D	4	78	22	100	V	16	54	14	68
	5	83	14	97	S	17	95	19	114
	6	70	10	80	D	18	90	15	105
	7	54	9	63		19	86	14	100
	8	52	10	62		20	93	17	110
	9	53	11	64		21	81	15	96
	10	72	11	83		22	83	20	103
D	11	86	14	100	V	23	79	24	103
	12	79	9	88		24	103	30	133

D	25	80	27	107	J	29	70	24	94
	26	65	23	88	"	30	52	14	66
	27	69	25	94		31	107	22	129
	28	59	25	84					

FEBRERO 1959

Día	Fecha	Habitantes		Total	Día	Fecha	Habitantes		Total
		Adul.	Niñ.				Adul.	Niñ.	
D	1	77	13	90,	D	15	102	35	137
L	2	75	13	88	L	16	102	31	133
M	3	53	10	63	M	17	136	43	179
Mr	4	66	18	84	Mr	18	128	43	171
J	5	71	18	89	J	19	123	42	165
V	6	86	22	108	V	20	147	41	188
S	7	153	30	183	S	21	155	46	201
D	8	145	30	175	D	22	200	66	266
	9	86	14	100		23	305	104	409
	10	79	24	103		24	189	100	289
	11	69	22	91		25	362	108	470
	12	68	27	95		26	360	107	467
	13	60	24	84		27	346	108	454
S	14	116	35	151	S	28	334	112	446

Marzo 1959

D	1	280	109	389	S	14	100	18	118
L	2	277	106	383	D	15	80	12	92
M	3	262	106	368		16	57	5	62
Mr	4	227	90	317		17	67	3	70
J	5	170	64	234		18	67	3	70
V	6	158	49	207		19	70	3	73
S	7	176	48	224		20	78	4	82
D	8	128	28	156		21	108	5	113
	9	90	18	108	D	22	76	8	84
	10	98	13	111		23	76	6	82
	11	86	9	95		24	46	4	50
	12	72	10	82		25	128	21	149
	13	48	11	59		26	252	27	279

V	27	250	30	280	L	30	48	9	57
	28	234	38	271		31	32	4	36
	29	95	15	110					

ABRIL 1959

Día	Fecha	Habitantes		Total	Día	Fecha	Habitantes		Total
		Adul.	Niñ.				Adul.	Niñ.	
Mr	1	38	11	49	J	16	67	3	70
J	2	39	9	48	V	17	61	10	71
V	3	49	7	56	S	18	121	26	147
S	4	96	22	118	D	19	83	8	91
D	5	49	10	59		20	62	4	66
	6	45	6	51		21	64	10	74
	7	44	7	51		22	61	8	69
	8	37	8	45		23	68	7	75
	9	42	8	50		24	71	12	83
	10	74	16	90		25	171	29	200
	11	122	16	138	D	26	100	9	109
D	12	70	12	82		27	70	6	76
	13	68	11	79		28	61	5	66
	14	64	10	74		29	48	4	52
	15	58	9	67		30	125	33	158

MAYO 1959

V	1	194	44	238	V	15	88	11	99
S	2	232	50	282	S	16	167	23	190
D	3	84	13	97	D	17	101	12	113
	4	67	11	78		18	73	9	82
	5	62	9	71		19	62	9	71
	6	75	8	83		20	45	7	52
	7	77	14	91		21	54	9	63
	8	85	15	100		22	56	9	65
	9	109	16	125		23	127	19	146
D	10	76	11	87	D	24	83	13	96
	11	64	8	72		25	67	10	77
	12	64	10	74		26	50	7	57
	13	71	10	81		27	72	16	88
	14	76	6	82		28	89	22	111

V	29	110	33	143	D	31	104	13	117
	30	164	44	208					

JUNIO 1959

Día	Fecha	Habitantes		Total	Día	Fecha	Habitantes		Total
		Adul.	Nin.				Adul.	Nin.	
L	1	65	5	70	J	16	106	20	126
M	2	54	9	63	V	17	89	19	108
Mr	3	62	13	75	S	18	90	24	114
J	4	59	14	73	D	19	109	34	143
V	5	60	15	75		20	204	52	256
S	6	128	20	148		21	102	27	129
D	7	94	18	112		22	120	25	145
	8	93	18	111		23	111	23	134
	9	85	21	106		24	117	33	150
	10	84	21	105		25	107	24	131
	11	89	22	111	D	26	125	31	156
	12	96	23	119		27	398	102	500
	13	193	42	235		28	412	97	509
D	14	120	30	150		29	122	31	153
	15	97	27	124		30	73	13	86

JULIO 1959

V	1	65	14	79	J	14	72	16	98
S	2	58	14	72	V	15	67	15	82
D	3	79	16	85	S	16	71	13	84
	4	172	35	207	D	17	96	16	112
	5	116	24	240		18	173	24	197
	6	76	10	86		19	103	17	120
	7	70	12	82		20	92	12	104
	8	77	16	93		21	86	11	97
	9	86	19	105		22	81	10	91
D	10	72	24	96		23	49	7	53
	11	162	38	200	D	24	27	11	38
	12	127	21	148		25	359	105	464
	13	81	17	98		26	453	127	580

Mr	27	590	172	762	S	30	382	139	521
	28	638	182	820		31	335	131	466
	29	653	227	880					

AGOSTO 1959

Día	Fecha	Habitantes		Total	Día	Fecha	Habitantes		Total
		Adul.	Niñ.				Adul.	Niñ.	
S	1	123	110	233	L	17	170	46	216
D	2	287	150	437	M	18	146	42	188
L	3	368	142	510	Mr	19	160	45	205
M	4	403	139	542	J	20	160	45	205
Mr	5	430	147	577	V	21	203	51	254
J	6	408	154	562	S	22	311	51	362
V	7	416	144	560	D	23	174	32	206
S	8	400	145	545		24	117	23	140
D	9	217	84	301		25	106	23	129
	10	169	62	231		26	90	27	117
	11	174	67	241		27	79	24	103
	12	169	69	238		28	98	30	120
	13	159	65	224		29	210	47	257
	14	268	96	364	D	30	117	23	140
	15	512	113	625		31	74	13	87
D	16	354	52	406					

SETIEMBRE 1959

M	1	84	21	105	D	13	115	28	143
Mr	2	85	28	113	L	14	100	29	129
J	3	81	24	105	M	15	89	31	120
V	4	217	38	255	Mr	16	80	29	109
S	5	287	52	339	J	17	119	32	151
D	6	123	27	150	V	18	162	31	193
	7	104	27	131	S	19	221	45	266
	8	104	30	134	D	20	113	29	142
	9	107	32	139		21	98	25	123
	10	114	31	145		22	80	24	104
	11	140	36	176		23	106	29	135
S	12	198	42	240		24	138	33	171

V	25	165	49	214	L	28	70	22	92
	26	230	72	302		29	53	16	79
	27	94	27	121		30	51	11	62

OCTUBRE 1959

Día	Fecha	Habitantes		Total	Día	Fecha	Habitantes		Total
		Adul.	Nin.				Adul.	Nin.	
J	1	48	10	58	S	17	115	11	126
V	2	113	14	127	D	18	64	5	69
S	3	187	30	217	L	19	57	9	66
D	4	94	13	107	M	20	66	12	78
	5	64	8	72	Mr	21	67	17	84
	6	79	11	90	J	22	57	12	69
	7	74	10	84	V	23	103	20	123
	8	62	11	73	S	24	161	38	199
	9	152	24	176	D	25	74	17	91
	10	370	80	450		26	61	16	76
D	11	414	77	491		27	57	14	71
	12	136	17	153		28	51	13	64
	13	88	8	96		29	58	9	67
	14	55	7	62		30	89	19	108
	15	52	6	58	S	31	186	42	228
	16	85	5	90					

NOVIEMBRE 1959

D	1	78	6	84	Mr	11	82	8	90
L	2	48	5	53	J	12	98	11	109
M	3	47	5	52	V	13	140	15	155
Mr	4	84	8	92	S	14	176	15	191
J	5	92	8	100	D	15	94	6	100
V	6	134	10	144		16	78	6	84
S	7	193	23	216		17	75	6	81
D	8	147	13	160		18	73	6	79
	9	105	8	113		19	76	5	81
	10	82	8	90	V	20	88	6	94

S	21	121	11	132	J	26	143	15	158
	22	105	11	116		27	221	38	259
	23	100	9	109		28	253	40	293
	24	94	8	102		29			
	25	84	10	94		30			

DICIEMBRE 1959

Día	Fecha	Habitantes		Total	Día	Fecha	Habitantes		Total
		Adul.	Niñ.				Adul.	Niñ.	
M	1	84	13	97	J	17	65	9	74
Mr	2	82	11	93	V	18	66	9	75
J	3	72	11	83	S	19	113	11	124
V	4	73	11	84	D	20	122	6	128
S	5	115	20	135		21	106	6	112
D	6	81	12	93		22	92	3	95
	7	94	16	110		23	48	3	51
	8	93	9	107		24	69	11	80
	9	95	9	104		25	87	13	100
	10	82	7	89		26	130	20	150
	11	88	5	93	D	27	92	13	105
	12	107	14	121	L	28	159	29	188
D	13	91	6	97	M	29	160	29	189
	14	73	6	79	Mr	30	156	33	189
	15	70	5	75	J	31	210	36	246
	16	68	8	76					

Del cuadro siguiente sacamos que de la población de pasajeros, hay un porcentaje correspondiente a niños y que varía de un 5% á 30%; pero que en término medio viene a ser 20% .

El mes de máxima aluencia de público es Julio en los días de Fiestas Patrias.

Generalmente, los aumentos de población coinciden con los domingos y también con las quincenas en razón de que en ellas se llevan a cabo los pagos de sueldos.

La máxima población durante este año fue de 880 personas, o sea que se sobrepasó la capacidad actual. El excedente, 14 personas, corresponde a familias que eran en número que sobrepasaba la capacidad de los chalets, pero como deseaban estar juntos pidieron que les armaran catres adicionales.

Es interesante anotar que el 29 de julio de 1958 el número de pasajeros ascendió a 1080, habiéndose sobrepasado la capacidad, pues, en 214. En esta ocasión tuvo que acomodarse el excedente en los blocks para empleados y en cuanto lugar disponible pudo encontrarse. Esta situación anómala se debió a un error en las reservaciones, se tomó una capacidad equivocada para los blocks, por lo tanto no puede ser considerada para los efectos del cálculo de la población máxima.

A continuación presento los cuadros de las variaciones de las poblaciones mensuales durante los años 1957, 1958 y 1959 que nos darán una mejor idea:

AÑO 1957

MES	P O B L A C I O N	
	Mensual	Prom. Diario
Enero	3098	100
Febrero	4983	179
Marzo	8101	261
Abril	5326	178
Mayo	5246	169
Junio	4643	155
Julio	5782	186
Agosto	11946	386
Setiembre	6031	200
Octubre	4611	144
Noviembre	3557	118
Diciembre	2599	84

AÑO 1958

MES	P O B L A C I O N	
	Mensual	Prom. Diario
Enero	4029	130
Febrero	5634	200
Marzo	4017	130
Abril	4999	167
Mayo	3295	106
Junio	3704	123
Julio	6344	205
Agosto	11912	384
Setiembre	4761	159
Octubre	3602	116
Noviembre	3757	125
Diciembre	2534	82

AÑO 1959

MES	P O B L A C I O N	
	Mensual	Prom. Diario
Enero	2879	93
Febrero	5559	200
Marzo	4804	155
Abril	2472	82
Mayo	3339	108
Junio	4518	162
Julio	7063	228
Agosto	9343	301
Setiembre	4677	156
Octubre	3924	127
Noviembre	3661	122
Diciembre	3442	111

PROMEDIOS GENERALES DE LOS
TRES AÑOS

MES	Promedios diarios		
	1957	1958	1959
Enero	100	130	93
Febrero	179	200	200
Marzo	261	130	155
Abril	178	167	82
Mayo	169	106	108
Junio	155	123	162
Julio	186	205	228
Agosto	386	384	301
Setiembre	200	159	156
Octubre	144	116	127
Noviembre	118	125	122
Diciembre	84	82	111

Por otro lado, por comparación entre el cuadro de poblaciones promedio diario y el cuadro de poblaciones diarias reales del año 1959, obtengo que los máximos mensuales corresponden más o menos a un 250% del promedio diario, excepto en los meses de julio y agosto que son los de máximo anual. En base a estas consideraciones elaboro el siguiente cuadro de máximos mensuales:

MAXIMOS MENSUALES

MES	Máx. Prom Diario	Máximo Mensual (250%)
Enero	130	350
Febrero	200	500
Marzo	261	650
Abril	178	445
Mayo	169	404
Junio	162	400
Julio		
Agosto		
Setiembre	200	500
Octubre	144	360
Noviembre	125	313
Diciembre	111	261

En general, se ve que los máximos mensuales están ~~en~~ la mayor parte del año bajo el 50% de la población máxima anual. Y más aun, del análisis del cuadro de poblaciones diarias, se deduce que el número de pasajeros llega a ser muy bajo y que frecuentemente varía entre 50 y 100, habiéndose llegado a un mínimo de 36.

Falta sólo una consideración para deducir la población final y es que sólo un 30% de la población flotante tiene ingreso a los servicios higiénicos, el resto sale de la Colonia, Hay la prohibición de ingresar portando víveres por lo tanto, la mayor parte de la gente come afuera. Puedo pues considerar que la población flotante efectiva es de 200 personas.

POBLACION DE DISEÑO.-

n° de camas	1206
Pobl. flotante	200
Central Bianchini	60
	<u>=====</u>
	1466

que redondeando puedo tomar en 1470 habitantes que tomo como definitiva.

R E S U L T A D O S

D E

L A B O R A T O R I O

CONCLUSIONES SOBRE LOS ANALISIS DE LABORATORIO

CUADRO RESUMEN

Exp. N°	BOD ppm		Sólidos ppm		OD ppm		Sólidos Sediment. en volumen ml/lt
	Desagüe	Rio	Suspend.	Sediment.	Desagüe	Rio	
1	210	23	178	94	2.9	8.4	8.0
2	231	21	150	86	2.8	8.5	3.5
3	115	24	161	93	3.7	8.4	1.5
4	157	49	166	100	2.2	8.0	4.5
5	157	24	244	144	2.3	8.4	6.5
6	200	17	320	210	2.2	8.5	9.0

BOD DEL DESAGÜE.-

La presente característica varía mucho, condición que me impide tomar el promedio aritmético de todos los valores. Una decisión de tal índole me pondría en peligro de diseñar una Planta que no depurara las cargas mayores. El promedio a que hago alusión es de 176 ppm; se ve, pues, que hay buena diferencia entre este valor y el máximo hallado, que es 231 ppm.

Todo este raciocinio tiene su origen en el hecho que la Planta trabajará casi todo el año con una carga muy pequeña, condición que podría permitirme diseñarla con el promedio aritmético del BOD si éste no variara mucho, entonces los picos sobrecargarían la Planta pero en muy pocas oportunidades y por tiempos cortos.

Creo que si la diseñara para el máximo, la Planta saldría antieconómica y la solución no sería práctica ya que como anteriormente lo anoté, casi siempre la población es muy baja. En vista de estas circunstancias me parece que lo lógico es dise-

-ñar la Planta para un promedio de los valores más altos de BOD, lo que da:

$$\frac{200 + 210 + 231}{3} = 213 \text{ ppm}$$

Ahora, la cantidad hallada tiene un factor limitante y es el siguiente: Las muestras se tomaron en el período comprendido entre las 7.30 a.m. y la 1.00 p.m., debido a las dificultades en el almacenaje y por lo tanto frente al riesgo de que el desagüe se tornara séptico. Y digo esto, porque las muestras hay que tomarlas durante las 24 horas del día, a intervalos semihorarios o a cada cuarto de hora. Las porciones colectadas hay que mezclarlas y luego se analiza la resultante. Me parece, por lo tanto, que el valor hallado es más alto que el real, puesto que el intervalo de muestreo corresponde al de mayor actividad del día; por esta razón pienso que si tomo 200 ppm, estaré en una cantidad más real:

$$\underline{\text{BOD á } 20^{\circ}\text{C y 5 días} = 200 \text{ ppm}}$$

SOLIDOS SUSPENDIDOS.-

Como de estos sólidos un porcentaje va a ser sedimentado y esta cantidad resultante es acumulativa, tomo el promedio aritmético de los valores hallados, lo que arroja:

$$\underline{203 \text{ ppm}}$$

SOLIDOS SEDIMENTABLES EN VOLUMEN.-

Para escoger la cantidad definitiva en este caso, sigo también el raciocinio anterior. Estos sólidos me servirán para determinar la capacidad de las tolvas de lodos de que están provistos los tanques de sedimentación; por lo tanto se irán llenando con el transcurso del tiempo, durante el cual pasarán desagües de diferentes concentraciones que sedimentarán cantidades variables, lo que da pie para deducir que el promedio aritmético de las cantidades halladas es el dato de diseño que se debe tomar, y que es:

5.5 lt/ m³ y que en definitiva deajo en:

4.5 lt/ m³

por la misma razón expuesta cuando traté del BOD del desagüe.

OD EN EL DESAGÜE.-

Promedio : 2.5 ppm

TEMPERATURA DEL DESAGÜE.-

Varía entre 18 y 24°C, esta última coincide con las descargas de las aguas jabonosas de la lavandería, que son calientes.

ASPECTO DEL DESAGÜE.-

Es de tipo doméstico, lleva en suspensión excretas, desechos orgánicos de la cocina, papeles, jabón de la lavandería, pequeños palos y hojas y algunas piedras hay en las tuberías, parece que se introdujeron durante el tiempo de la construcción. En general, es un desagüe fresco y de turbidez muy pequeña.

.....

.....

M E D I C I O N D E

L O S C A U D A L E S

D E L D E S A G U E

ESTUDIO DE LOS CAUDALES DEL DESAGUE

CONSTRUCCION DEL VERTEDERO.-

Con el objeto de aforar el caudal del desagüe de la Colonia Climática de Huampaní se llevó a cabo la construcción de un vertedero. Este fué triangular de 90° y de paredes delgadas.

Para su confección se hizo de una tabla de $\frac{1}{8}$ " de espesor y cuyas otras dimensiones fueron ajustadas a las formas del buzón de aforo, según figura en el plano. El filo se construyó de latón para luego clavarse a la madera e impermeabilizarse los intersticios con brea caliente. La altura de la napa se calibró sobre el latón y la medición de la carga se hizo visualmente.

Fórmula empleada

$$Q = 0.014 H^{5/2}$$

Q en lt/seg ; H en cm

Se puede usar esta igualdad para cargas hasta de 0.25 m. Si se tiene en cuenta la velocidad de acercamiento, deberá usarse una carga total igual a:

$$H + 1.4 h \quad , \quad \text{siendo} \quad h = v_0^2 / 2g$$

Por otro lado, la fórmula puede ser usada sin corrección hasta con una velocidad de acercamiento de 0.15 m/seg, que justamente es nuestro caso. A continuación la tabla de valores para la fórmula anterior:

TABLE DE VALORES

H	Q	H	Q	H	Q
6.0	1.22	9.0	3.40	12.0	7.10
6.1	1.31	9.1	3.59	12.1	7.27
6.2	1.33	9.2	3.66	12.2	7.45
6.3	1.35	9.3	3.80	12.3	7.55

H	Q	H	Q	H	Q
6.4	1.41	9.4	3.83	12.4	7.65
6.5	1.50	9.5	3.95	12.5	7.75
6.6	1.60	9.6	4.00	12.6	7.90
6.7	1.63	9.7	4.15	12.7	8.10
6.8	1.70	9.8	4.25	12.8	8.35
6.9	1.74	9.9	4.38	12.9	8.45
7.0	1.82	10.0	4.50	13.0	8.53
7.1	1.90	10.1	4.60	13.1	8.75
7.2	1.98	10.2	4.70	13.2	9.10
7.3	2.00	10.3	4.80	13.3	9.20
7.4	2.10	10.4	4.90	13.4	9.45
7.5	2.20	10.5	5.00	13.5	9.50
7.6	2.23	10.6	5.12	13.6	9.60
7.7	2.32	10.7	5.30	13.7	9.80
7.8	2.40	10.8	5.47	13.8	10.00
7.9	2.46	10.9	5.60	13.9	10.10
8.0	2.50	11.0	5.62	14.0	10.30
8.1	2.70	11.1	5.80	14.1	10.60
8.2	2.75	11.2	5.98	14.2	10.80
8.3	2.80	11.3	6.10	14.3	11.10
8.4	2.95	11.4	6.30	14.4	11.30
8.5	3.00	11.5	6.35	14.5	11.40
8.6	3.06	11.6	6.45	14.6	11.50
8.7	3.15	11.7	6.48	14.7	11.60
8.8	3.30	11.8	6.50	14.8	11.80
8.9	3.37	11.9	6.95	14.9	12.00

DOTACION PROMEDIO DEL DESAGUE

Una vez instalado el vertedero triangular, se procedió al aforo del desagüe durante una semana, comprendida entre el domingo 29 de mayo y el sábado 4 de junio. Además, se aforó el día 29 de julio en que se lleva a cabo el máximo de población del año.

Cada día que hubo regadío se hizo mediciones de este caudal tomando un promedio que luego se tomó en cuenta en el desagüe, como figura en los cuadros de registro adjuntos a la presente tesis. Y se hizo esto, porque los desagües son combinados en la actualidad; pero en el proyecto de tesis se excluirán, vertiéndose en el río las aguas de regadío, tornándose el sistema en separado.

Para determinar la verdadera dotación promedio, habría que hacer mediciones durante un año por lo menos, en razón de que debido a las estaciones hay variaciones en el flujo. En el presente caso no hay ningún registro anterior en qué podría basarme. La semana de aforos que he tomado, coincide con la época en que comienza a afluir público de la Capital, porque en ésta empieza el frío. Por otra parte, el estudio de la población y sus variaciones me permitió establecer que el día 29 de julio se llevaría a cabo el gasto máximo horario, circunstancia que me llevó a tomar un registro durante ese día.

Las mediciones se hicieron generalmente de 8.00 am a 6.00 pm y cada 1/4 de hora; pero hubo días en que se aforó de 6.00 am a 24.00 horas. El registro comprendido entre las 12 de la noche y las 6 de la mañana es estimado y se basa en las siguientes apreciaciones:

- La actividad en Huampaní cesa a las 12 de la noche.
- La Central Bianchini, funciona en forma constante y es probable que al salir el turno de la noche, 0.00 horas, y dirigirse luego a sus hogares, que quedan en la Planta, hagan uso de agua por lo menos hasta la 1.00 a. m.
- Hay gente que sale de Huampaní los domingos y vuelve en horas de la madrugada del lunes.

- No se puede descontar que haya gente que por cualquier razón se levanta en la noche.
- La patera se lava una vez a la semana y con este objeto se deja que fluya su contenido toda la noche, amaneciendo vacía.
- Según he observado, las descargas que pueden ser grandes en los puntos de ingreso al desagüe, se van retardando y no llegan con la misma intensidad a los colectores grandes, sino que disminuyen y el gasto se hace más constante.
- A las 5 a.m. se inicia la actividad cuando se levanta el cafetero y pone en funcionamiento la cocina.

.....

De los cuadros de registro de aforos se ha obtenido el siguiente cuadro resumen:

Día	Dotación lt/cap/d	Flujo Prom. lt/seg	Máx.diario %	Máx.drío. lt/seg	Pobl.
Lunes	478	1.74	320	5.56	287
Martes	363	1.40	212	2.97	281
Miércoles	493	1.90	230	4.37	263
Jueves	485	1.86	310	5.76	249
Viernes	425	1.63	172	2.81	289
Sábado	355	1.37	241	3.31	485
Domingo	543	2.09	228	4.76	501
29 de Jul.	328	4.82	220	10.60	1271

En este cuadro se ve que mientras aumenta la población el consumo per cápita baja, y esto según parece, se debe a que el volumen de agua disponible tiene un límite. Límite que da una buena cantidad de agua per cápita; así vemos que el 29 de julio la dotación es de 328 lt/cap/día. En cambio tenemos que cuando la población es baja, se tiende a gastar ese volumen límite de agua.

Me parece que la dotación promedio que debo tomar es:

450 lt/cap/día

que es el promedio teniendo en cuenta que durante los meses de verano el consumo per cápita aumenta.

TRAZADO DE LA CURVA

El trazado de la curva de variaciones de flujo del desagüe se ha dibujado, referida a la población del día de la medición; pero luego, se ha hallado los flujos correspondientes a la población promedio de la semana haciendo uso para ello de proporción.

VARIACIONES SEMANALES

El promedio semanal fue de: 1.71 lt/seg

Máximo semanal 5.76 lt/seg

Los demás valores figuran en la última columna del cuadro de aforos.

FLUJO MAXIMO

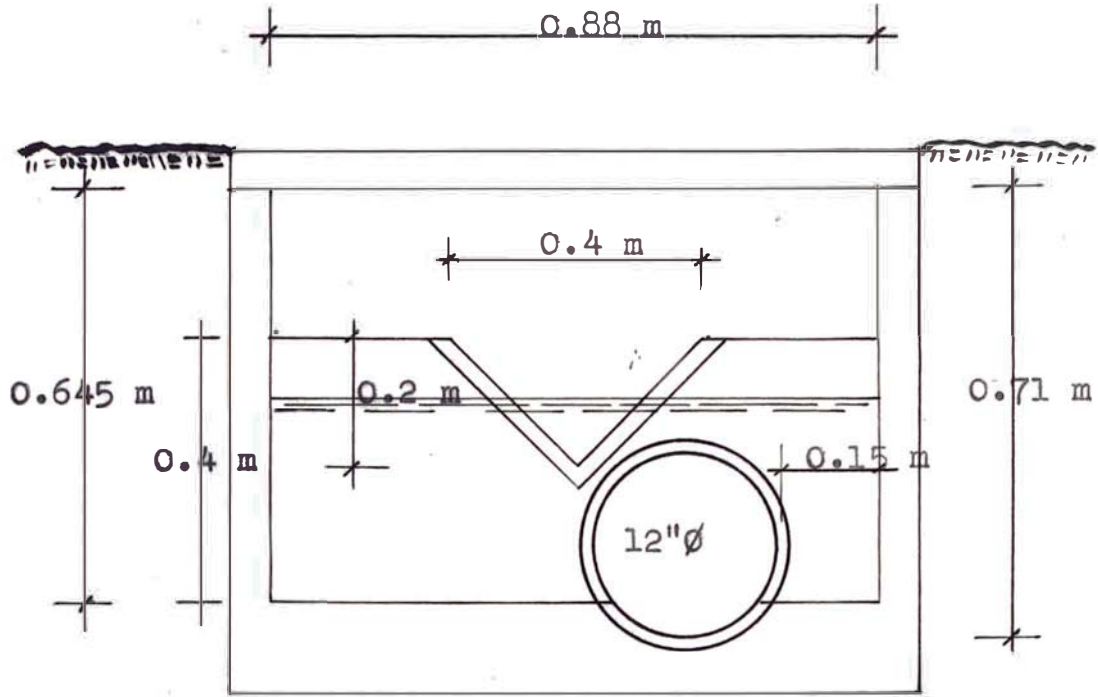
El flujo máximo registrado es de 10.60 lt/seg que se registró a las 11.00 a.m. del día 29 de julio y viene a ser el 220% del flujo promedio de ese día, que fué 4.82 lt/seg

FLUJO MINIMO

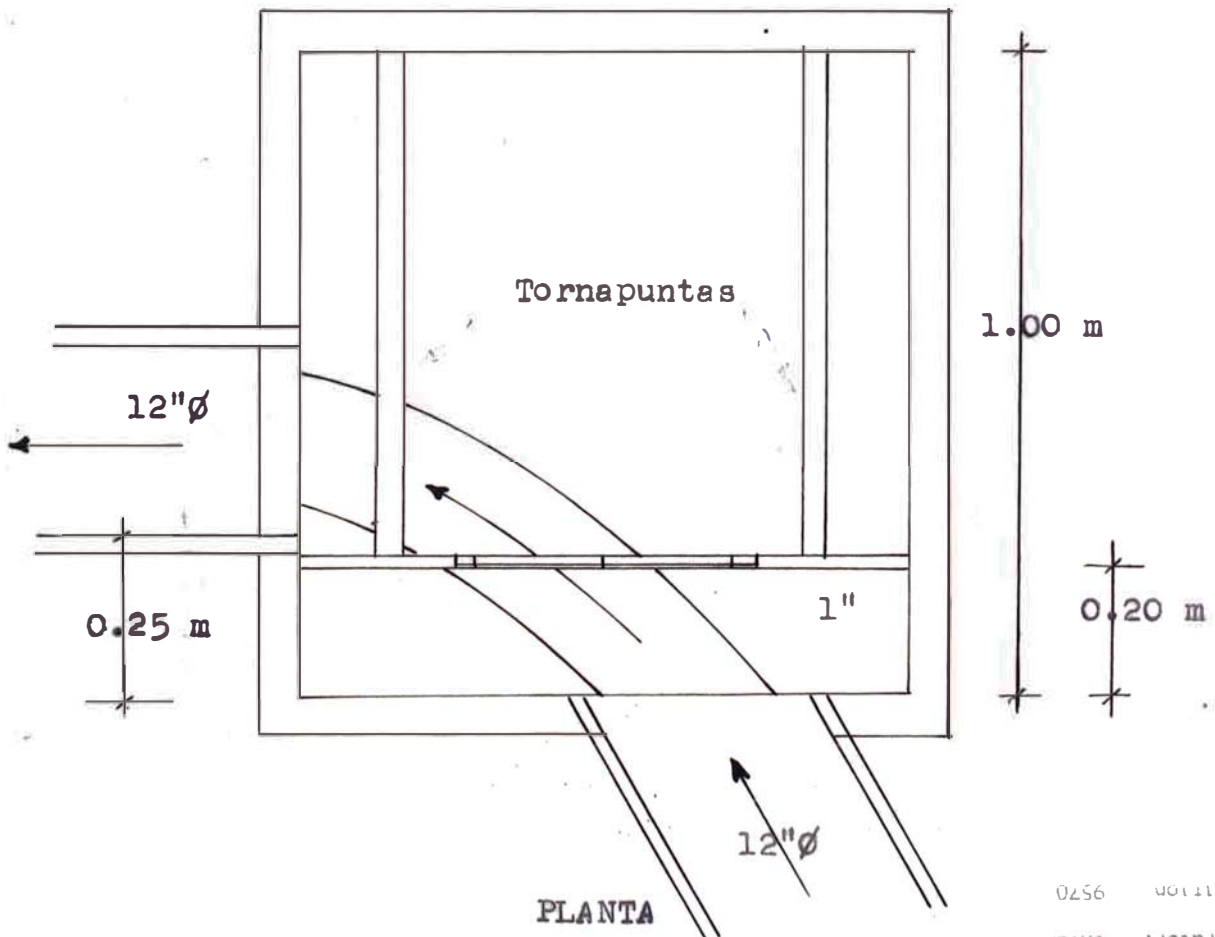
El flujo mínimo, con seguridad llega a ser cero, aunque yo no lo he consignado.

.....

BUZON DE AFORO CON EL VERTEDERO TRIANGULAR



ELEVACION



Position: 9570

Operator: Oxf8

Subsystem: KERNEL

RESULTADOS HALLADOS EN LA NIVELACION LLEVADA A CABO PARA DETERMINAR LOS PERFILES DE LOS DESAGUES

C O T A S

Buzón N°	Cota		Buzón N°	Cota	
	Fondo	Tapa		Fondo	Tapa
1	15.276	12.976	5	10.657	9.953
2	13.188	12.249	6	13.278	12.555
3	12.626	11.810	7	13.190	12.155
4	11.733	10.928	8	13.304	11.279

P E N D I E N T E S

Tramo	Longitud m	Desnivel m	S %
1 - 2	51	0.727	14.3
2 - 3	42	0.439	10.4
3 - 4	24.5	0.882	36.0
4 - 5	38.5	0.975	25.4
5 - 9	51.5	2.813	54.9
9 - Rejas	12.0	0.040	3.3



E S U D I O D E L

G R A D O D E

T R A T A M I E N T O

E S T U D I O D E L G R A D O D E T R A T A M I E N T O

CONSIDERACIONES GENERALES.- La descarga final del desagüe en los cursos de agua, conocido como disposición de desagües por dilución, incluye desde el punto de vista de la ingeniería:

- I.- Consideración de las aguas receptoras
- II.- Consideración de los trabajos de la alcantarilla de descarga misma
- III.- Consideración de las condiciones requeridas del agua receptora y grado de tratamiento del desagüe previo a su disposición.

Los trabajos del sistema de la alcantarilla de descarga, constituyen el término físico de la red de desagües; pero el problema no queda ahí, sino que continua hasta cuando se demuestra que las aguas receptoras no son empeoradas más allá de los límites que garanticen su preservación y utilización económica. Como en general el desagüe es en cuanto a calidad más pobre que el curso receptor, la purificación natural de este último debe considerarse al resolverse la disposición del desagüe. La meta final debe ser la consecución del balance más económico y útil entre el tratamiento del desagüe y la purificación natural de las aguas receptoras.

I.- CONSIDERACION DE LAS AGUAS RECEPTORAS

En la técnica actual de desagües de las ciudades se utiliza el agua como agente transformador para el apartamiento de diversas clases de residuos.

Por lo tanto, las aguas servidas son aquellas que resultan de las actividades higiénicas o de limpieza. De las actividades fabriles provienen los residuos líquidos industriales, y de los compartimentos sanitarios provienen aguas inmundas.

Todas estas aguas son colectadas y luego vertidas en algún curso; pero como el agua es elemento indispensable a la vida y como tal debe ser suplida en condiciones satisfactorias para esa finalidad, se originan serios problemas para la Salud Pública.

Hay mucha gente que piensa que una vez que las aguas residuales se han vertido en un curso, termina el problema, no preocupándose con lo que sucede a partir de este punto.

La mayoría de las veces, las aguas servidas son lanzadas sin ningún tratamiento depurador. Es una carga de polución que el río recibe y de la cual procurará librarse con el tiempo a través de acciones naturales de gran complejidad. Este conjunto de acciones naturales constituyen el fenómeno de la "Autodepuración", y se lleva a cabo atravesando el río por etapas que son las que a continuación describo.

ZONAS DE POLUCION EN LOS CURSOS DE AGUAS

La capacidad de autodepuración de los cursos de aguas tiene sus límites: Las aguas de desagüe conteniendo cantidades variables de materia orgánica se caracterizan por una cierta avidez de oxígeno o sea una Demanda Bioquímica de Oxígeno.. Por esta razón, si las cargas recibidas por el curso de agua fueran excesivas en relación con las disponibilidades de oxígeno, podrán resultar condiciones precarias en ciertos trechos.

En cursos de agua que reciben volúmenes grandes de aguas servidas, se pueden distinguir tres zonas generales de polución, que son:

a).- Zona de degradación.- En la cual tiene inicio la descomposición de la materia orgánica a causa de la actividad bacteriana, tornándose las aguas progresivamente impropias a los menesteres de la vida.

Las aguas tienen aspecto sucio; las plantas verdes son destruidas. Ciertos organismos se desenvuelven: sphaerotilus, leptomitus; pequeños vermes se observan en los lodos. El contenido de oxígeno decrece rápidamente y los peces emigran o son destruidos. Los sólidos en suspensión comienzan a depositarse, constituyendo bancos estercolares. Esta zona se extiende desde el punto de lanzamiento hasta el punto en que la taza de oxígeno disuelto, OD, cae a cerca de 40% de la saturación.

b).- Zona de descomposición activa.- Las aguas se presentan parducientas o negras, nótase el desprendimiento de gases y mal olor. En la superficie de las aguas se presentan lodos. En las aguas se verifica intensa descomposición de los cuerpos orgánicos complejos. El tenor de oxígeno disuelto cae abajo de 40% y no es raro descienda hasta cero. Los peces son destruidos.

c).- Zona de recuperación.- En la cual el curso de agua readquiere graduativamente sus condiciones normales, como consecuencia de la elaboración de los materiales, a costa del oxígeno cedido por el aire (aereación superficie) y en parte suministrada por la acción foto sintética de vegetales que liberan el oxígeno.

Las aguas gradualmente se van tornando más claras; vegetales verdes reaparecen; los animales inferiores sirven de alimento a los peces; las sustancias solubles son oxidadas; el oxígeno disuelto se eleva de cerca de 40% hasta alcanzar prácticamente la saturación.

EFECTOS DEL LANZAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS

El lanzamiento de residuos brutos en las aguas naturales constituye un problema que puede acarrear diversos inconvenientes, dependiendo estos de las condiciones locales, gasto y naturaleza de las aguas de desagüe, gasto y condiciones físicas, químicas y biológicas de las aguas receptoras, etc.

Las principales consecuencias son:

- A.- Polución física
- B.- Polución exclusivamente química.
- C.- " bioquímica.
- D.- " estrictamente bacteriana.

La polución física debido a las consecuencias desastrosas para la estética es la que nos impresiona a los sentidos. Así es que la alteración de color, la presencia de cuerpos y partículas flotantes tienen un gran efecto sobre la opinión pública.

La polución exclusivamente química de las aguas interiores presenta los inconvenientes que decorren del enriquecimiento de

esas aguas con sustancias extrañas a su composición normal,

La polución bioquímica tiene la forma de degradación mejor investigada. Para su provisión y análisis ya están establecidas las ecuaciones generales del fenómeno con base en pesquisas de extraordinario valor técnico científico.

Las investigaciones de la polución sobre este aspecto son de gran interés, y generalmente agradan mucho a los ingenieros que de ella se ocupan.

El examen de los efectos de polución jamás será completo si solamente se refiere al balance de oxígeno en las aguas receptoras. La presencia de organismos patógenos en las aguas receptoras constituye el aspecto de mayor significación o interés para la Salud Pública. De poco valdrá mantener un elevado contenido de oxígeno disuelto en aguas cuyas características bacteriológicas sean malas.

En seguida, haré una exposición de lo que fueron las condiciones en el río Rimac el año 1947 y lo que son en la actualidad.

CONDICIONES DEL RIO EN EL AÑO 1947

El año 1947, el Ing° Roberto Blume hizo un estudio de la "Contaminación y purificación Natural de las aguas del río Rímac" en calidad de Proyecto de Grado. En dicho trabajo se realizó dos grupos de observaciones, uno de los cuales pertenece a la época de mayor polución en el río y fue llevado a cabo el 22 de octubre. Es este grupo el que me interesa y paso a revisarlo.

Este año las descargas de desagües al río fueron:

1.- Segunda lotización Moyopampa	2.5 lt/seg
2.- Hostería el Sol	16.8 "
3.- Frente a la Hostería del Sol	4.3 "
4.- Emisor principal de Chosics	33.9 "
5.- Emisor de la Estación del F.C. y del Hotel de la estación	1.4 "
6.- Urbanización San Fernando	11.0 "

7.- Fábrica de papel	70.00	lt/seg (indust.)
8.- Emisor del Hotel de Los Angeles	0.4	"
9.- Primer emisor de Los Angeles	1.0	"
10.● Segundo emisor de Los Angeles	0.8	"
11.- Urbanización Sund Land	0.8	"
12.- Emisor de Chaclacayo	30.0	"
13.- Acequia de regadío de la Hda. Ñaña y emisor de la Escuela Adventista	80.0	"
14.- Desagües de Vitarte	45.0	"

Como se puede observar que se tomaron las descargas hasta la localidad de Vitarte, en razón que luego el río se bifurca, tomando uno de los ramales el nombre de río Surco sobre el cual se halla la Toma de La Atarjea que abastece de agua potable a la Gran Lima.

Las estaciones de muestreo fueron:

- N° 1.- A la entrada de los tanques de sedimentación gruesa en La Atarjea.
- N° 2.- Situada en el río Rimac, frente a la Hda Zavala y más o menos a 1 km aguas abajo de Vitarte.
- N° 3.- Situada en el río Rimac, junto al puente que conduce a las Haciendas Nievería y Huachipa.
- N° 4.- En el río Rimac, frente al km 22 de la carretera central.
- N° 5.- En el río Rimac, frente al km 27 de la carretera central.
- N° 6.- En el río Rimac, frente al paradero del F.C.C. del Perú en Santa Inés.
- N° 7.- Situada en el río Rimac, frente a la Urbanización Santa María.
- N° 8.- En el río Rimac, y entre los kilómetros 42 y 43 de la carretera central.

Las distancias entre estaciones fueron:

De 1 á 2	5.0 km	;	De 5 á 6	6.1 km
De 2 á 3	3.5 km	;	De 6 á 7	4.5 km
De 3 á 4	6.3 km	;	De 7 á 8	5.4 km
De 4 á 5	5.2 km				

En conclusión, las características del río fueron las dadas por el siguiente cuadro:

Muestras del 22 de Octubre de 1947

	Descarga del río: 13.7 m ³ /seg			Velocidad : 1.07 m/seg				
	N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	N° 5	N° 6	N° 7	N° 8
Hora	18.25	17.35	16.30	15.55	15.15	14.30	13.20	12.10
Temp. Agua	21.50	26.00	25.00	24.30	23.00	22.50	22.50	21.70
OD	8.94	8.36	8.17	7.97	7.78	7.78	7.78	8.36
BOD en ppm 5d 20°C	1.44	0.16	0.57	0.17	0.18	0.38	2.28	0.00
% Sat. OD	100.30	101.70	97.50	94.00	89.60	88.90	87.60	91.20
Bact. per cc. Agar 37°C	1600	475	1100	650	2400	1100	14000	200
Indice Coli N.M.P.	9300	2900	4300	46000	24000	24000	24000	2400

El cuadro anterior, corresponde a las condiciones más desfavorables de polución y autopurificación, puesto que corresponde a una época en que la temperatura es baja y también a la época de estiaje del río Rimac.

Condiciones físicas y químicas.-

1.- Las aguas del río son incoloras y casi transparentes. La turbidez alcanza valores mínimos.

2.- Respecto a la temperatura se observa que va aumentando de la muestra N° 8 a la N° 2, en una magnitud de 3°C y luego disminuye bruscamente en la última muestra. Este aumento de la temperatura aguas abajo repercute en la aceleración de los procesos químicos y biológicos.

3.- En cuanto al OD, el curso presenta los caracteres de un curso de agua polucionado, como lo demuestran las variaciones en el porcentaje de saturación de OD. En esta Época del año el porcentaje de saturación de OD tiene valores superiores al 90% y en algunos puntos alcanza valores de sobresaturación.

Estos resultados evidencian que el poder de reduperación del río es muy alto ya que la descarga de los desagües de Chosica, que

es la mayor que se presenta en el tramo del río comprendido en este estudio tan sólo produce un descenso del porcentaje de saturación de 3.6% en el punto más desfavorable.

4.- Las dos muestras que ostentan los valores más altos del BOD corresponden a dos puntos en el tramo cuyas aguas han sido derivadas por el canal de la Central Hidroeléctrica de Yanacoto. Este tramo lleva una descarga mínima. Y el otro punto corresponde a la muestra N° 1, que por estar ubicado a la entrada de los tanques de sedimentación gruesa en La Atarjea, presenta características diferentes a las del río, ya que el río Surco, de donde provienen estas aguas, es un curso derivado del Rimac que lleva un caudal mucho menor que el de aquél.

Condiciones Biológicas.-

1.- Las variaciones del número total de bacterias por cc muestran que en los puntos de polución hay un incremento de la población bacteriana. Al mismo tiempo se observa que hacia aguas abajo de los puntos de mayor polución el contenido de bacterias disminuye. El valor más alto observado es el de la muestra N° 7 que contiene 14,000 bacterias por cc. Se observa también que las aguas del río experimentan un incremento de polución hacia el final del trecho del río en estudio, determinado esto por la mayor población bacteriana precisamente a la entrada del agua a La Atarjea.

2.- El índice coli presenta variaciones análogas a las experimentadas por el contenido total de bacterias; pero sin operarse rápidas disminuciones aguas abajo.

Sin lugar a dudas uno de los aspectos más interesantes es el que se refiere a las condiciones bacteriológicas de las aguas del río. Las determinaciones del número total de bacterias por cc y del índice coli demuestran claramente que los efectos de la polución causada por los desagües subsisten hasta La Atarjea.

Se deduce pues, que el año 1947 el río podía soportar con holgura su carga polucionadora pero que se crean problemas

bacteriológicos que subsisten aun a la llegada a la Planta de La Atarjea y que desmejoran considerablemente la calidad que tienen las aguas del río antes de recibir dichas descargas.

CONDICIONES DEL RIO RIMAC EN LA ACTUALIDAD

BOD en el río.- La demanda bioquímica de oxígeno ha crecido grandemente como era de suponer, debido al incremento de la población de las riveras, lo cual quedó corroborado con los análisis que llevé a cabo y que me llevaron a los siguientes resultados:

Muestra N°	Lugar de Muestreo	Fecha	BOD á 20°C y 5 días ppm	Caudal del río m ³ /seg
1	Huampaní	Mayo-Jun. 1960	26	13.00
2	Morón	2/8/60	43	12.00
3	Ñaña	2/8/60	26	12.00
4	Pte. Carapongo	10/8/60	40	13.50
5	Entrada Vitarte	10/8/60	20	14.00

- El desagüe de Huampaní es diluido por la descarga de las turbinas de la Central Bianchini y en el BOD hallado que es el de la muestra N° 1, no interviene el desagüe de Chaclacayo ni Chosica por las siguientes razones: El agua que usa la referida central, la toma antes de las descargas de los desagües de Chosica y además, la mezcla de la descarga de los desagües de Huampaní, se realiza en la margen derecha del río sin que éste intervenga puesto que ha sido reducido a una pequeña corriente que ocupa el centro del cauce.

- Morón queda a unos 300 m de la descarga de los desagües de la Colonia Climática. La distancia entre Morón y Ñaña es de

3.5 km según el río. Y como la velocidad de este último fue aproximadamente 1 mt/seg, la diferencia de horas de muestreo fue de 58 minutos aproximadamente.

- La distancia existente entre los puntos de las muestras 4 y 5, es de 5.5 km según el río. La velocidad del río fue de 0.90 m/seg y la diferencia de hora de muestreo se calculó en 1 hora y 8 minutos.

Oxígeno Disuelto en el Río.-

En cuanto a esta característica, puedo decir que a pesar del gran aumento de la carga de BOD, el río sigue manteniendo un elevado tenor de OD.

En los puntos en que he llevado a cabo los muestreos, el OD no baja de 8.0 ppm, como lo demuestran los cuadros siguientes:

Puntos de Muestreo	Temp. °C	OD Satur. ' ppm	OD Observ. ' ppm	% de Saturación
En la descarga	15	10.15	8.4	83
Morón	17	9.74	8.0	82
Ñaña	18	9.54	9.6	101
Carapongo	18	9.54	8.5	89
Vitarte	19	9.35	8.7	93

Polución bacteriana.- De las condiciones del año 1947 al presente, el volumen de los desagües vertidos al río se ha incrementado grandemente y con ello la polución bacteriana. Los principales contribuyentes de desagües, como son: Chosica, Chaclacayo y Vitarte, no han dado ningún grado de tratamiento a sus desechos. Sólo algunas urbanizaciones tienen un tratamiento primario basado en un tanque Imhoff y la Colonia Climática de Ñaña que tiene una Planta de Tratamiento de Desagües completa. En conclusión la polución bacteriana ha crecido en gran escala y con ello han aumentado los peligros para la Salud Pública.

Los análisis de laboratorio dan los siguientes resultados:

Muestra N°	Lugar de muestreo	Fecha	N.M.P. de organismos coliformes por 100 ml
1	Chosica, luego de la descarga	24/10/60	563,200
2	La Cantuta	"	480,000
3	Los Angeles	"	921,000
4	Huampaní	"	500,300
5	Morón	"	153,600
6	Naña	"	114,000
7	Carapongo	"	7,680
8	Atarjea, entrada.	"	84,000

Se ve aue ahora como el 47, el contenido bacterial después de reducirse antes de Vitarte, sufre la influencia de los desagües de este último y aumenta grandemente justo a la entrada de La Atarjea. Los Standards Americanos en cuanto a agua potable, dicen que un agua no es adecuada para su tratamiento cuando el N.M.P de coliformes es superior a 20,000 por 100 ml; sin embargo, en el presente caso esta cantidad ha sido cuadruplicada y la Planta de la Atarjea sigue prestando eficientes servicios sin recurrir a la precloración, como sería lo aconsejable.

Por lo tanto el principal problema está en el medio rural, en el que se utiliza el agua para lavado y en algunos casos, según he comprobado, para bebida.

Aspecto del río.- Las aguas del Rimac durante el período de muestreo se mantuvieron turvias; hubo días en que traían abundante relave de las minas aguas arriba. Hay, sin embargo, un trecho cuyas aguas se mantienen cristalinas casi todo el tiempo y es el que queda casi seco después que las aguas han sido derivadas para impulsar las turbinas de la Central Bianchini.

Además, el río es turbulento y su lecho es pedregoso.

II.- CONSIDERACIONES DE LOS TRABAJOS EN LA DESCARGA.-

Es importante escoger la ubicación y diseño de la descarga. Particularmente en las aguas relativamente quietas de los lagos interiores y, en menor escala, en estuarios afectados por la marea. La región cercana a la descarga puede entrar en una contaminación intensiva.

El oxígeno disuelto disponible puede agotarse y por lo tanto se puede llegar a un proceso de putrefacción, especialmente si el desagüe no es fresco. El desagüe séptico tiene una demanda inmediata de oxígeno y que es de magnitud apreciable; también es tóxico a los peces. Las descargas deben, por esta razón, ser diseñadas y ubicadas de tal manera que permitan dispersar el desagüe tan cabalmente, igual y rápidamente como sea posible, en el agua de dilución. Con la adopción de esta medida se evitan la deficiencia de oxígeno y condiciones desagradables. El desagüe a ser dispuesto, puede descargarse en pequeñas cantidades en un número de diferentes puntos; o la descarga se construye con múltiples salidas, juiciosamente espaciadas.

En el caso de la descarga de la Planta motivo de la presente Tesis, quedan allanadas estas dificultades por las siguientes razones:

- La descarga se realizará sobre el gran torrente que mueve las turbinas de la Central Bianchini, que es sumamente turbulento, lo cual determina una dilución alta.

- El desagüe de Huampaní es de volumen muy pequeño comparado con el volumen que lleva el río, por lo tanto no merece la pena recurrir a un fraccionamiento del mismo.

III.- CONSIDERACION DE LAS CONDICIONES REQUERIDAS EN EL AGUA RECEPTORA Y GRADO DE TRATAMIENTO DEL DESAGÜE.-

Los problemas de la disposición de desagües no pueden usualmente ser resueltos satisfactoriamente sin dar completa consideración a los requerimientos del abastecimiento del agua. Las ciudades, frecuentemente se sirven de la misma fuente para tomar su abastecimiento de agua y disponer sus desagües. Corrientemente

no se obtienen aguas puras y de otro lado , no se descargan desagües pensando que que estas aguas no serán nuevamente usadas para satisfacer las necesidades del hombre. Alguna vez en su historia, prácticamente todas las aguas, incluyendo las aguas subterráneas, han estado expuestas a alguna clase de polución; y eventualmente todos los desagües deben llegar a una fuente que es usada nuevamente por el hombre.

Los problemas de la disposición de desagües son grandemente simplificados cuando es posible coleccionar los abastecimientos municipales de areas de captación relativamente sin polución y descargar el desagüe en cursos receptores que no sirven como fuentes inmediatas para agua de bebida o que son tan grandes en volumen que puede ser adecuado un bajo grado de tratamiento, previo al vertimiento.

Si un río dado debe satisfacer las necesidades regionales para agua potable y disposición de desagües, el grado de tratamiento del desagües es obviamente dictado por los requerimientos primarios del abastecimientos de aguas, particularmente para corrientes cuyo flujo atraviesa regiones altamente industrializadas. El volumen total de agua extraído de tales corrientes, especialmente para usos industriales, puede a veces exceder su flujo mínimo y hacerlo imposible proveerse para las necesidades sin pasar el agua varias veces a traves de su ciclo polutivo. En tales circunstancias, debe usarse plantas para los desechos antes de verterlos en la corriente. La experiencia ha demostrado que no existe objeción alguna a este uso repetido del agua, con tal que el agua sea purificada adecuadamente por medios artificiales y se dé suficiente tiempo para purificar naturalmente por si misma a la calidad inicial. Si el agua tomada de las corrientes es retornada como desagüe purificado, la corriente normalmente guardará suficiente flujo para mantener el proceso natural de autopurificación.

CLASIFICACION DE LAS AGUAS RECEPTORAS.- Las aguas receptoras pueden clasificarse en cuatro clases a grosso modo, de acuerdo con los standards de calidad de agua que debe conservarse:

A.- Agua de bebida, después de clorinación.- Estas aguas no deben contener sustancias difícilmente removibles por los tratamientos comunes. Si serán utilizadas después de ser sometidas a tratamiento completo en Plantas modernas que incluyan filtros rápidos, el contenido bacterial puede ser de 5000 B. Coli por 100 ml. En cuanto al tratamiento de los desagües contribuyentes, se indica el completo y además remoción de sustancias productoras de sabores tales como los fenoles.

B.- Aguas para baño y recreación.- Estas aguas no deben presentar desechos de desagüe visibles y en cuanto a su calidad bacteriológica, no deben tener más de 100 B. Coli por 100 c.c. El tratamiento indicado para los desagües contribuyentes es el siguiente: Sedimentación simple, tratamiento biológico, y si fuera necesario, clorinación.

C.- Aguas para pesca.- Caracterizadas porque su contenido de oxígeno disuelto no debe ser menor de 3 ppm y preferiblemente 5 ppm ; CO₂ no mayor de 40 ppm y preferible 20 ppm. El tratamiento indicado Es: Sedimentación primaria, tratamiento biológico o químico donde fuera necesario.

D.- Agua para usos industriales rudimentarios y para irrigación.- Se caracteriza por la ausencia de molestias, olores y cuerpos flotantes que son desagradables a la vista, y por la presencia de oxígeno disuelto. Los desagües que en estos cursos descargan deben ser tratados por sedimentación simple, excepto si el curso es grande.

Una disposición segura de los desagües domiciliarios usualmente requiere un tratamiento por sedimentación. Casi siempre esto es suficiente. Lo siguiente en orden es la provisión de tanques para aguas pluviales o desagües combinados, de adecuada capacidad de intercepción. De esta manera se removerá el fango de los flujos de temporal. Luego sigue una precipitación química, particularmente en época de lluvias y finalmente el uso de tratamiento biológico. Tales métodos pueden producir un efluente de calidad semejante al agua normal del río.

GRADO NECESARIO DE TRATAMIENTO ACTUAL.-

Teniendo las especificaciones que se acaban de anotar, se tiene en conclusión que el factor determinante para el tratamiento de los desagües de Huampaní, es el uso de las aguas del río con fines potables. Es por lo tanto importante en primera instancia su calidad bacteriológica, ya que debido a la gran capacidad de autopurificación del río, la carga de BOD es rápidamente reducida.

La dilución a que está sometido el desagüe de Huampaní es alta, en el peor de los casos es de:

$$\frac{11}{5000} = \frac{1}{454.5}$$

Y el aumento de la carga polutiva del río por su causa es casi despreciable, como a continuación se ve:

Desagüe	200 ppm x 11 lt/seg	=	2200 mgr
Río	26 ppm x 5000 lt/seg	=	<u>130000</u>
			132200 mgr en 5011 lt.

O sea que en un litro habrá:

$$\frac{132200}{5011} = 26.38 \text{ ppm}$$

luego el incremento de la carga de BOD es de 0.38 ppm á 20°C y 5 días, que es despreciable.

Por lo tanto, en la actualidad bajo las condiciones que rigen en el río y teniendo en cuenta que Chosica, Chaclacayo y Vitarte que producen los mayores volúmenes de desagüe no los tratan,

Huampaní menos puede hacerlo. Pero esto sería retrógrado, y como es inevitable que en el futuro se dicten medidas tendientes a sanear el río, adoptaré por comparación las condiciones en que quedará el curso después de saneado y cual será el tipo de tratamiento requerido. Haré uso, en estas apreciaciones, de las teorías del Dr. Karl Imhoff y del Saneamiento del río Chili, llevado a cabo por el M. de F. y O.P., como parte del Programa de Saneamiento Integral de Arequipa Metropolitana.

GRADO DE TRATAMIENTO FUTURO.-

Determinación de la carga permisible.- Si la constante de autopurificación del río es conocida, se puede emplear el método que a continuación expongo y que ha sido tomado del libro de Imhoff & Fair.

En nuestro caso, la constante de autopurificación ha sido hallada por el Ing^o Blume para un trecho del río que es el comprendido entre Ghosica y Yanacoto. Su valor fué de 3.48 á 20°C. Pero el trecho en cuestión no es característico del río puesto que como anteriormente lo manifesté, el caudal en él ha sido grandemente reducido, con lo cual se reduce también la velocidad, pudiendo presentarse sedimentación y otros factores que estudia el referido profesional. Por esta razón, el valor hallado sólo puede ser un índice de lo que es la real constante de autopurificación; además cuento con los análisis de laboratorio que me permitirán tomar un valor aproximado.

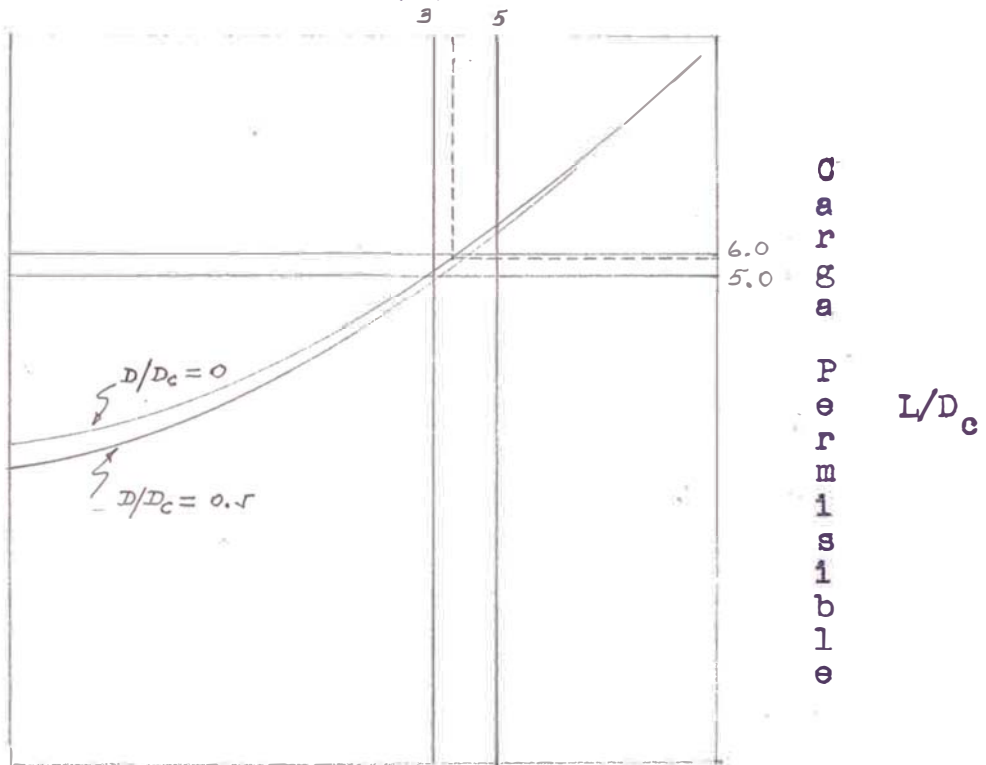
Observando el gráfico que acompaña a este estudio, observamos que la constante de autopurificación para cursos de alta velocidad como es el río Rimac, varía entre 3 y 5 . En base a este dato y las apreciaciones anteriormente hechas en cuanto al gran poder de reaeración del río, me parece que si tomo un valor de 3.5 á 20°C me situo del lado más seguro, aunque admitiendo que el valor real debe ser más alto.

Luego con este valor hago mis cálculos. La notación a usarse es:

- f = constante de autopurificación
- D déficit de oxígeno disuelto en el punto de polución
- D_c = déficit crítico de oxígeno disuelto.
- L = BOD de la primera etapa en el punto de polución
- S = Saturación de oxígeno del agua receptora

La primera medida que hay que tomar es establecer el OD mínimo en el río. La vida de los peces exige un mínimo de 5 ppm, luego me parece que podemos tomarlo como m=ínimo.

Constante de Autopurificación
(f)



Carga permisible para cursos rápidos.
Gráfico tomado del libro de Fair &
Imhoff, parcialmente.

El déficit crítico a 20°C será $D_c = S - 5 = 9.2 - 5 = 4.2 \text{ ppm}$

El déficit inicial podemos tomarlo considerando que de la observación de los análisis practicados, se deduce que a 20°C el porcentaje de saturación es aproximadamente 90%, lo que quiere decir que $D = 0.1 \times 9.2 = 0.92 \text{ ppm}$

Por lo tanto $D/D_c = 0.92/4.2 = 0.219$ y como $f = 3.5$ entramos al gráfico y hallamos:

$$L/D_c = 5.8$$

de donde:

$$L = 5.8 \times D_c = 5.8 \times 4.2 = 24.4 \text{ ppm á } 20^\circ\text{C}$$

Por lo tanto la demanda de BOD a 5 días y 20°C será de:

$$X_t = (1 - 10^{-kt}) \times L = (1 - 10^{-0.1 \times 5}) \times 24.4 = 0.684 \times 24.4 =$$

$$\underline{16.7 \text{ ppm}}$$

que será la carga permisible.

Ahora queda por ver si esta carga guarda alguna semejanza con la de otros ríos. Hojeando la Memoria del Programa de Saneamiento de Arequipa, encuentro que con el objeto de determinar la carga permisible en el río, han buscado cursos de los Estados Unidos que sean semejantes al río Chili que ha sido calificado de altamente turbulento y con gran poder de reaereación. Y han encontrado que los ríos más semejantes son los de California. Aquella parte de la Memoria dice:

"Para el uso como fuente de Plantas de Agua Potable, el rango de requerimiento de los Estados del Este de los EE.UU. varían entre 2 y 5 ppm como máximo promedio mensual y 4 á 7 ppm como máximo diario. Sin embargo, hay que tener en cuenta que por la pequeña capacidad de reoxigenación en las zonas que se ha mencionado, estos valores de BOD pueden ya causar bajas considerables en el OD y esta es la razón de peso por la que seguramente los valores fijados son bastante bajos. Las normas de California donde los ríos tienen características de turbulencia similares

a las de nuestra costa y donde últimamente se han hecho mayores estudios sobre los problemas de saneamiento de los ríos y mejor aprovechamiento del agua afectada por descargas de desagüe, no tienen tampoco ningún requerimiento de BOD para el uso en agricultura, pero la vida de peces se considera que exige 10 ppm como valor óptimo, pudiéndose valores hasta de 30 ppm como máximo".

"Siendo el río Chili de alta turbulencia y algo similar a los ríos de California, es imposible ser controlado con valores de OD como índice de contaminación. La Comisión ha considerado que la cifra de 10 ppm como valor máximo promedio de BOD en el río aguas abajo de la descarga de desagües en Alata es suficientemente conservadora para las seguridades fijadas en el río Chili y al mismo tiempo servirá como factor de control para que la contaminación no llegue a valores que puedan ser objeción a los usos rurales de aguas a los que pueda estar destinada en La Joya".

Me parece pues, que guardando semejanza el río Rimac con el Chili, puedo admitir que una carga definitiva de 15 ppm es la indicada:

Carga de BOD = 15 ppm á 20°C y 5 días

Tratamiento indicado.- Si pensamos que el desagüe de Chosica será vertido al río en una concentración que eleve su BOD a 15 ppm, también pensaremos que en el trayecto a Huampaní se satisfará una buena parte de esta carga y nos permitirá arrojar nuestros desagües. Pero he aquí que nuevamente tenemos que considerar que las aguas que diluirán en primera instancia el desagüe de la Colonia Vacacional, no son precisamente las que toman los desagües de Chosica; sino que han sido canalizadas antes de tomarlos y luego de atravesar un túnel de 5 km de largo llegan al punto de dilución. Se ve pues que la reaereación en este gramó será nula, aunque antes de entrar a éste el agua está casi saturada de oxígeno, el cual será consumido en parte durante el trayecto lo que permitirá una pequeña reducción en el BOD. Esta reducción podría ser llenada por el BOD del desagüe de

Huampaní que produce un incremento también pequeño.

Si en las condiciones más desfavorables damos al desagüe un tratamiento primario mediante un tanque Imhoff con un período de retención de 1.5 horas, obtendremos una eficiencia del 30% en la remoción del BOD, entonces, el agua de dilución antes de la descarga deberá tener un BOD de:

$$\frac{200 \times 0.70 \times 11 + 5000 \times X}{11 + 5000} = 15 \text{ ppm}$$

$$X = 14.73 \text{ ppm}$$

Siendo pues, tan pequeña la reducción de la carga, podemos admitir que en el referido tramo, el BOD baja de 15.0 ppm á 14.73 ppm; y si así no fuera, la mezcla resultaría de unas 15.3 ppm que tiene una diferencia despreciable.

Por las razones consideradas, y además porque debe librarse al curso de cuerpos flotantes y también de una sobrecarga de sólidos, tomamos como suficiente un tratamiento primario basado en un tanque Imhoff con un período de 1.5 horas de retención, con sus lechos de secado y luego clorinación del efluente.

La remoción bacteriana llevada a cabo por la sedimentación, es del 25 al 75% y 40 á 60% en la remoción de coliformes, que son bajas y no pueden evitar la presencia de organismos patógenos en el agua. De aquí la necesidad de clorar el efluente que además de reducir el BOD, tiene una alta eficiencia en la eliminación de bacterias.

RAZONES DE LA CLORINACION.- La adición de cloro al desagüe, o la adición de componentes de cloro que contengan cloro libre, sirve varios propósitos, útiles e importantes, especialmente:

1.- Desinfección, o destrucción de organismos productores de enfermedades en el desagüe crudo y tratado, y protección de las aguas receptoras que son usadas para abastecimiento de aguas, recreación y para la pesca.

2.- Destrucción o control de vegetación en los sistemas de las Plantas de tratamiento de desagües, y aguas receptoras:

a) Destrucción de organismos filamentosos, tales como sphaerotilus, leptomitus y beggiatos, que atorran los conductos del

desagüe o obstaculizan el paso del agua, forman vegetación desagradable a la vista en los trabajos de tratamiento de desagües, o son asociados con condiciones indeseables en el tratamiento de desagües por el método de los lodos activados o por aereación de contacto; b) control de la infestación de los filtros biológicos con psychoda o la saturación de esos filtros por excesiva cantidad de lodos; y c) control de desarrollos indeseables de algas y otras clases de vegetación acuática en las aguas receptoras. Sin embargo, el sulfato de cobre cumple mejor este propósito.

3.- Retarda la descomposición en los sistemas de desagües, tratamiento de desagües y aguas receptoras por la restricción del normal desarrollo de los microorganismos: a) prevención de condiciones anaeróbicas en los sistemas de desagües con liberación de olores ofensivos, ataque al mortero y concreto por el ácido sulfhídrico y repartición del desagüe séptico a las obras de tratamiento; b) inhibición de la descomposición durante el pretratamiento del desagüe, y, como un resultado, prevención de la liberación de olores durante el subsecuente tratamiento biológico (especialmente filtración biológica); c) reducción de la actividad del lodo activado de retorno y restricción de sus requerimientos de oxígeno a valores que estén de acuerdo con el abastecimiento de oxígeno.; d) prevención de la descomposición durante el espesamiento del lodo; e) retardamiento del BOD empleado en los cursos receptores; f) reducción de la demanda inmediata de oxígeno del líquido del digestor retornado al efluente de la planta.

4.- Destrucción de los olores producidos por las condiciones sépticas o liberadas durante el tratamiento del desagüe o lodo, y destrucción del ácido sulfhídrico para la protección del concreto mortero y pintura.

5.- Incremento en la remoción de grasa en tanques de aereación.

6.- Desinfección y tratamiento de desechos industriales: a) desinfección de aguas servidas conteniendo organismos patógenos (principalmente bacilo ántrax en cueros infectados en curtiembres);

b) desinfección de aguas servidas permitiendo su reuso(principalmente en la industria de alimentos); c) destrucción del lodo y otros crecimientos de vegetación perniciosos en los desagües y conservación de aguas servidas(en la industria del papel) ; y f) precipitación de desagües industriales (desechos de frigorífico).

Desinfección.- La cantidad de cloro que se requiere para desinfectar el desagüe depende de la concentración y la condición del desagüe (fresco, viejo o séptico), el grado de desinfección a efectuarse, y el tiempo de contacto. Cerca del 30% de la demanda de cloro empleada por el desagüe crudo es consumida por los sólidos sedimentables, 40% con los restantes sólidos suspendidos y materia finamente dividida, y cerca del 30% por los sólidos disueltos. El tratamiento del desagüe, por esta razón, que remueve porciones de esas materias, reduce su demanda de cloro y con ello la cantidad de cloro requerido para la desinfección. La remoción de grandes sólidos que no pueden compenetrarse fácilmente del cloro rinde desinfección más segura. Por esta razón, debe preceder a la clorinación una malla fina o un corto período de sedimentación donde la desinfección sea importante y no se contemple otra clase de tratamiento. Como una regla, el desagüe séptico o con alto contenido de ácido sulfhídrico, requiere dosis de cloro más altas que las que corresponden al desagüe fresco. De aquí que la prevención de las condiciones sépticas por clorinación del desagüe en la colección o el sistema emisor puede ser económica. El pH del desagüe es de algún significado, pues a valores bajos se consigue una mejor desinfección (dentro de ciertos límites). La temperatura, también afecta la reacción.

Donde quiera que fuera posible, la desinfección por clorinación debe ser controlada de tal manera que se obtenga un contenido de bacterias prefijado en el desagüe clorinado. La experiencia con el desagüe que se está tratando debe generalmente establecer una relación entre el contenido de cloro residual y el período de contacto necesario para asegurar los resultados bacteriológicos deseados. Luego en los chequeos que siguen se podría tomar como índice de polución el tiempo de contacto y el cloro residual.

una desinfección satisfactoria que elimina cerca del 99.9% de B. Coli y la cuenta bacterial a 37°C, se obtiene cuando el cloro residual, después de un tiempo de contacto que varía entre 15 y 30', es de 0.2 á 1.0 ppm. Como una regla general se puede especificar que un residuo de 0.5 ppm después de 15 minutos de contacto es un promedio seguro. Para un período de contacto de 15', las cantidades de cloro que generalmente se requiere y las capacidades de los clorinadores para cubrir demandas altas de cloro, se muestran en el cuadro que sigue. Dosajes muy altos pueden necesitarse en el caso de desinfección de ciertos desechos industriales o desagües conteniendo tales desechos.

Desde que la clorinación no actúa inmediatamente, se debe considerar un tiempo de contacto conveniente en un tanque de retención para 15'. Para que se produzca una buena mezcla es conveniente usar un agitador mecánico. Por otro lado la clorinación debe ser posterior a una sedimentación primaria o secundaria.

Cantidades de cloro requeridas para la desinfección del desagüe crudo y los efluentes de plantas

Cloro residual = 0.5 ppm
 Período de contacto = 15 minutos

* 300 lts/cap/día

Tipo de desagüe o efluente	Dosajes probables		Capacidad del Clorinador	
	ppm	Lb por día por 1000 hab. *	ppm	Libras por día por 1000 personas. *
Desagüe crudo (depend. de su concentrac. y poder)	5 á 25	3 á 17	30	20
Desagüe Sediment.	3 á 18	2 á 12	20	15
Des. con precip. química	4 á 12	3 á 8	17.5	12.5
Efluente de filtr. biológicos	3 á 6	2 á 4	15.0	10.0
Efluente de lodos activados	2 á 4	1 á 3	10	7.5

Preveñcion y destrucción de olores.- El olor de los desagües no es ofensivo si en éste reinan condiciones aeróbicas.

Las sustancias que dan origen a los malos olores generalmente son productos de la descomposición anaeróbica, entre los cuales se encuentran el hidrógeno sulfurado, indol, skatol, mercaptan y cadaverín. Algo de los cuatro malos olores liberados con ellos permanece detectable aun cuando se han dispersado en un volumen de aire un millón de veces mayor.

Como una regla, el hidrógeno sulfurado es el precursor de todos los olores de la decadencia. Se produce siempre que los sulfatos son descompuestos por la acción bacterial y predomina particularmente cuando el agua de dilución es rica en sulfatos o cuando los desechos industriales que se vierten en el desagüe contienen sulfatos. La presencia de hidrógeno sulfurado en espacios cerrados en razón de que es un gas extremadamente tóxico, es peligróssa. Cuando las tuberías fluyen parcialmente llenas, el hidrógeno sulfurado liberado en la superficie es oxidado a ácido sulfuroso primero y luego a ácido sulfúrico que ataca al concreto y el mortero.

Esta producción de malos olores puede ser controlada por medio de la clorinación o aereación. El H_2S es destruido por el cloro según la razón de sus pesos de combinación ($70.9/34.1 = 2.1$ ppm de Cl_2 por cada ppm de H_2S), pero la cantidad de cloro agregado debe ser mayor, porque este tiene que oxidar otras sustancias presentes. Por esta razón el cloruro ferroso lo sustituye; se le prepara por clorinación de pedacitos de fierro. La reacción que se lleva a cabo al combinarse con el H_2S es la siguiente:



La clorinación del desagüe antes de los tanques de sedimentación no interfiere de una manera importante con la digestión del lodo, en razón de que las pequeñas cantidades agregadas de cloro son absorbidas con rapidez. Para controlar los malos olores en el desagüe crudo se necesita normalmente una dosificación superior a las 15 ppm.

GRADO DE TRATAMIENTO ESPECIFICADO POR SALUD PUBLICA

Si el presente proyecto se llevara a cabo, el grado de tratamiento hallado tendría que someterse a la consideración del Ministerio de Salud Pública. Y es justamente eso lo que he hecho y aunque como ya es sabido, no existe un Reglamento, el Tratamiento especificado ha sido: "Completo con clorinación para casos de emergencia". De manera que siguiendo esta pauta paso a diseñar la Planta, que constará de las siguientes unidades:

- 1.- Enrejado
- 2.- Pozo de bombeo
- 3.- Tanque Imhoff
- 4.- Lechos de Secado
- 5.- Filtro biológico
- 6.- Sedimentador secundario
- 7.- Tanque de clorinación

y además:

- sistema de by passes
- recirculación con su pozo de succión
- sistema de remoción de lodos del secundario.

Se hará uso para la desinfección del efluente, de un hipoclorador justificado por su uso ocasional.



D I S E O D E L A S

U N I D A D E S

D E

T R A T A M I E N T O

DISEÑO DE LA CAMARA DE REJAS

Las bombas de desagües se protegen de posibles atascamientos y deterioramientos por medio de gruesos enrejados de barras de acero. Es recomendable usar enrejados inclinados antes de los tanques de sedimentación, con aberturas de $1\frac{1}{2}$ á $2\frac{1}{8}$ " de ancho. Estas aberturas permiten pasar el excremento y papeles e incluirlos en el lodo sedimentado en los tanques respectivos. Unas pocas sustancias de gran tamaño son detenidas y luego deben removerse. Por otro lado, la mecanización en la limpieza de los enrejados, ha conducido al uso de enrejados finos con aberturas que varían de $\frac{1}{2}$ á 1" de ancho. La desventaja de tales enrejados es el incremento de materia atrapada y la inclusión en ella de excremento y otras sustancias ofensivas.

Longitud de enrejados.- Los enrejados y cribas se colocan generalmente formando ángulos rectos con el eje del canal que cruzan. Su longitud dependerá de la cantidad de desagüe a transcurrir, el tamaño de las aberturas y la pérdida de carga permisible. Si solamente se dispone de un canal angosto, el enrejado puede ser curvo o plano puesto a lo largo de los lados de un ángulo, de manera que esta posición lo haga más largo que un enrejado derecho. Otra manera de asegurar un gran área de enrejado es haciéndolo más inclinado.

Los enrejados inclinados lo están comúnmente con una pendiente de 1 vertical a 1, 2 ó 3 horizontal, para alargar la superficie de tamizado, facilitar la limpieza y prevenir la excesiva pérdida de carga por las obstrucciones. El canal que contiene el enrejado debe dimensionarse de tal forma, que la velocidad del desagüe combinado no caiga bajo 2 pies/seg y permita la deposición de arena. En cambio, si el desagüe es doméstico, esta velocidad debe estar sobre 1 pie/seg.

Los enrejados finos deben ser limpiados mecánicamente. Las barras se montan entonces casi verticalmente, y las aberturas son generalmente un 25% mayor que el área del canal. El Departamento de Salud del Estado de Nueva York prescribe un área de aberturas entre barras, dentro de una altura igual a la del

desagüe, de 2 veces el área del tubo de entrada en sistemas separados y 3 veces esta área en sistemas combinados.

Duplicación de cribas y enrejados.- Donde los cribados tienen o cumplen una función importante, la cual debe cumplir su papel regularmente para asegurar la satisfactoria operación de la Planta, es necesario proveer enrejado por duplicado de tal manera que una unidad pueda estar en servicio mientras la otra se repara o limpia. Esta duplicación puede conseguirse colocando otra reja movable tras la primera en el mismo canal o en un segundo canal o by pass. Generalmente se prefiere dos canales, porque donde hay sólo uno, un accidente a la criba puede traer dificultad para que el otro sirva su propósito.

En el caso de Huampaní, después de haber observado la constitución de sus desagües, opino que basta con una cámara de rejas. Pero en cambio, el enrejado debe ser movable y fácilmente cambiabile.

De las materias que podrían dañar los impulsores de las bombas, he visto que en realidad no existen. Muy esporádicamente se presentan carrizos y palos, también he observado que hay algunas piedras de regular tamaño, pero creo que éstas se introdujeron durante la construcción. Al parecer no hay lugar alguno donde pueda presumirse que se introducen elementos extraños. En todo caso, he previsto aberturas de 2", que será suficiente para proteger las bombas de estos elementos extraños y en cambio, dejará pasar los excrementos.

Carga en los enrejados.- Frecuentemente, un ensuciamiento del enrejado se traduce en un incremento de la carga.

Es un error pensar que a consecuencia de las dimensiones del enrejado, solamente van a ser interceptadas las sustancias grandes, porque muchas partículas más pequeñas, y a veces muy pequeñas son interceptadas en los enrejados. El papel se colecciona sobre las barras y la sección transversal entre las barras separadas llega a ser sensiblemente más pequeña. Ocasionalmente el enrejado llega a tener la forma de una pared sólida.

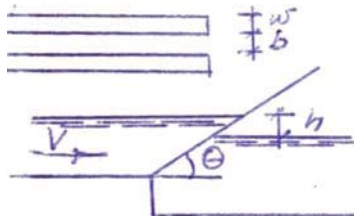
Por esta razón es deseable diseñar enrejados tales que puedan soportar una considerable carga de agua. La pérdida de carga en estas condiciones excede en mucho a la que se lleva a cabo en horas de limpieza normal.

CALCULO DE LA PERDIDA DE CARGA EN LAS BARRAS.-

Para tal efecto haré uso de la siguiente fórmula:

$$h = \beta (w/b)^{4/3} h_v \text{ sen } \theta$$

Donde:



h = pérdida de carga a través del enrejado en pies.

w = ancho de las barras en dirección al flujo, en pulgadas.

b = espacio entre barras, en pulgadas.

Beta - coeficiente de fricción dependiente de la forma de las barras.

$$h_v = v^2 / 2g$$

v = velocidad de aproximación en pies/seg

Los valores del coeficiente Beta son:

Barra rectangular	2.42
De car redondeada	1.83
Barra redonda	1.79
" de caras redondeadas.	1.67
" en forma de gota.	0.76

DISEÑO.-

Usaré rejas de sección rectangular de 1/4" x 1".

La inclinación del enrejado con la horizontal será de 45°.

El área de la proyección vertical de las aberturas, con límite superior en la parte superior del tubo, debe ser igual al doble del área del tubo entrante.

El espacio entre rejas deberá ser de 2" de ancho, que sólo retendrá los sólidos grandes tales como palos y latas, mas no las excretas grandes.

El enrejado irá apoyado en su parte alta en una plancha perforada, sobre la que se almacenarán los sólidos o cuerpos dete-

-nidos.

Ancho del canal.-

El número de espacios será:

(el tubo entrante es de \varnothing 12")

$$2 \times \frac{P_1}{4} \times 12^2 = 2 \times (C + 12) \times n$$

despejando n :

$$n = \frac{36 P_1}{C + 12}$$

Donde:

n = número de aberturas

C = caída del tubo al entrar a la cámara.

Haciendo $C = 1''$, obtengo:

$n = 8.7$, pero yo tomo 8 aberturas.

Luego, el número de rejas será:

$n - 1 = 7$ rejas de $\frac{1}{4}'' \times 1''$

Por tanto, el ancho del canal viene a ser:

$$\text{Ancho} = 8 \times 2 + 7 \times \frac{1}{4} = 17.75'' \text{ ó } \underline{45 \text{ cm}}$$

El largo del canal y demás dimensiones se fijan en el plano, claro que la longitud no debe ser menor de 3 pies.

Pendiente del fondo del canal.- Con este objeto debo determinar el gasto mínimo. De la observación del desagüe mismo, puedo decir que con frecuencia bastante alta se presenta un gasto de 2 tl/seg durante el día; en la noche el gasto puede descender mucho, de manera que no se podrá evitar la sedimentación esas horas y si se tratara de evitarlo se tendría que recurrir a pendientes fuertes que darían soluciones sólo teóricas. Por esta razón creo que con 2 lt/seg puedo diseñar esta cámara. Dispongo de los siguientes datos:

$$Q = 2 \text{ lt/seg} \quad ; \quad V_{\text{mín}} = 0.30 \text{ m/seg}$$

$n = 0.015$ para concreto

El área de la napa es:

$$\text{Area} = Q/V = 0.002 / 0.3 = 1/150$$

Y su tirantes es:

$$\text{Tirante} = \frac{1/150}{0.45} \times 100 = 1.5 \text{ cm}$$

Luego, el radio hidráulico será:

$$R = \frac{\text{Area}}{\text{Perím. Mojado}} = \frac{0.45 \times 0.015}{0.45 + 0.03} = 0.014$$

Ya en posesión de estos datos, entro a los abacos y encuentro una pendiente de:

$$\underline{S = 0.006 \text{ m/m.}}$$

Pérdida de carga en el enrejado.-

Haciendo uso de la fórmula ya conocida:

$$h = \beta (w/b)^{4/3} h_v \text{ sen } \theta$$

Donde:

$$\text{Beta} = 2.42 \text{ (barra rectangular)} \quad ; \quad w = \frac{1}{4}'' \quad ; \quad b = 2''$$

$$v = 1 \text{ pie/seg} \quad ; \quad \theta = 45^\circ$$

Obtengo:

$$h = 2.42 \left(\frac{1/4}{2} \right)^{4/3} \times \frac{1}{64.4} \times 0.707 = 0.00166 \text{ pies}$$

aproximadamente 0.5 mm, que es despreciable. Aun en el caso de que duplicáramos la velocidad, la P.c. llegaría a ser 2 mm.

Como anteriormente se dijo, la p.c. apreciable se produce cuando se ensucia el enrejado, y por lo que he leído sé que normalmente el incremento de carga puede llegar a 0.20 m y con tempestades y con desagües combinados, de 70 á 75 cm.

Las rejas soportarán el incremento de carga, que dada la naturaleza del proyecto será pequeña.

D I S E Ñ O D E L P O Z O D E B O M B E O .

PERIODO DE RETENCION.-

En cuanto a esta característica, es difícil poder determinar un período de retención que no signifique un prolongado estancamiento del desagüe. Y esto, debido a que el flujo varía bastante, registrándose los máximos en el día y los mínimos en la noche, durante la cual necesariamente el estancamiento será largo.

Sin embargo, es posible tomar un período que evite que el desagüe se torne séptico y éste lo adopto en 5 minutos

DISEÑO.-

El gasto máximo futuro será:

$$\begin{aligned} \text{Máxime actual} \times \frac{\text{Pobl. Máx. futura}}{\text{Pobl. Máx. actual}} &= 10.6 \text{ lt/seg} \times 1476/1271 \\ &= 10.6 \times 1.16 = \underline{12.3 \text{ lt/seg}} \end{aligned}$$

Luego, el volumen del pozo húmedo será:

$$V = 5 \times 60 \times 12.3 = 3,680 \text{ lt} \text{ ó } \underline{3.70 \text{ m}^3} \text{ aprox}$$

Adoptando una forma cilíndrica y un espacio de 1.00 m entre los niveles máximo y mínimo, obtendremos un diámetro de:

$$d = \left(\frac{4 \times 3.7}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}} = \underline{2.17 \text{ m}}$$

El influente descargará 0.20 m sobre el nivel máximo y el rebose se encontrará a 0.55 m de la losa superior.

CAPACIDAD DE LA BOMBA.-

En general, las bombas están diseñadas para largos períodos de duración, lomismo que sus motores que teóricamente son eternos pero que en la realidad, cambiándoles de cojinetes anualmente, pueden duran unos 20 años. Por otra parte, los motores eléctricos se desgastan menos si se les hace trabajar en forma continuada.

Por lo tanto, considero que mi bomba puede tener tiempos de funcionamiento superiores a una hora. Hallaré la capacidad de la bomba probando tiempos de funcionamiento:

a) $t = 1$ hora

Mientras funciona la bomba, suponemos un gasto entrante de 10.0 lt/seg. La capacidad será:

$$q = \frac{3700 + 10 \times 3600}{3600} = 11.05 \text{ lt/seg}$$

b) $t = 1.5$ horas

Y suponiendo el mismo gasto entrante anterior.

$$q = \frac{3700 + 54000}{1.5 \times 3600} = 10.68 \text{ lt/seg}$$

Se ve que aumentando en 1/2 hora el tiempo de funcionamiento, la capacidad de la bomba se reduce en muy pequeña escala. Luego, creo que con 11 lt/seg se tiene la bomba indicada.

ESPECIFICACIONES DE LA BOMBA.-

Se usará dos bombas Sulzer para aguas residuales, de eje vertical y de impulsor sumergido. Sus ventajas son las siguientes:

- Velocidades reducidas y secciones de paso ampliamente calculadas, garantizando una circulación libre de las materias arrastradas por el agua impidiendo su atascamiento y la obstrucción de la bomba.

- Prontitud de puesta en marcha, pues la bomba está sumergida en el agua y por lo tanto siempre cebada y autoaspirante. Válvulas de pie manteniendo rellenas las tuberías de aspiración no son necesarias; por lo demás no podrían obturar herméticamente a causa de las materias arrastradas por el agua. Fuera de eso, la bomba tampoco necesita dispositivo alguno de relleno siempre complicado y frecuentemente poco seguro, tales como depósito de aire comprimido o de aspiración, toberas, etc., ni dispositivo especial de purga de aire.

- Ausencia de paletas de hélice y aparatos directores delicados. La bomba tiene una rueda de álabes del acreditado tipo

de canales con solo dos álabes fuertemente redondeados a la entrada y cubo entrante. El líquido fluye axial y libremente en la rueda de álabes.

- Servicio sencillo y seguro. Colgando libremente en el pozo de una fuerte placa de asiento e impulsado por un motor eléctrico ampliamente calculado, el grupo está gobernado por un interruptor de flotador cuyo funcionamiento está sujeto al nivel del agua. Esta disposición evita la construcción de un segundo pozo de mampostería estanco car , y el motor instalado a flor de tierra puede vigilarse con facilidad. El grupo funciona con suma seguridad y elimina de modo muy sencillo las aguas residuales domésticas y fabriles.

- La longitud de la columna de la bomba puede ajustarse a cualquier medida, según pedido.

Además, la bomba contará con sus controles eléctricos que permitirán parar el motor en caso de sobrecarga, alternar el funcionamiento de los dos motores y poner en funcionamiento las dos unidades.

CALCULO DE LA CARGA DINAMICA DE LA BOMBA.-

Hago uso del método de la tubería equivalente. Los accesorios con que contamos son los siguientes:

4 codos abiertos \varnothing 4"	11.20 m
1 tee \varnothing 4" x 4"	2.10 "
1 válvula check \varnothing 4"	8.00 "
1 válvula de compuerta \varnothing 4".	0.67 "
Succión \varnothing 4"	3.00 "
Tubería \varnothing 4"	9.60 "
1 ampliación de \varnothing 3" á \varnothing 4"	<u>0.52 "</u>
Total:	35.07 m

Ahora vamos a los abacos con los datos:

$$\varnothing 4" ; \quad Q = 11 \text{ lt/seg} \quad \text{y} \quad C = 100$$

$$\text{obteniendo } S = 30\%$$

Como $S = h/L$, tenemos: $30 = h/ 0.035$

$$h = 1.05 \text{ m}$$

Por otro lado tenemos que la altura estática es variable, puesto que el nivel de agua en el pozo irá bajando a medida que se lleve a cabo la impulsión. Por lo tanto, la carga estática variará entre 5.26 y 9.62 m y en consecuencia la carga dinámica variará entre:

$$\underline{6.31 \text{ m}} \quad \text{y} \quad \underline{7.31 \text{ m}}$$

La bomba escogida es SULZER para aguas residuales, tipo AWP, vertical y de impulsor sumergido y de las siguientes características:

- 220 vols
- 60 ciclos
- trifásico
- 1450 R.P.M.
- Tamaño 18 $\frac{1}{2}$ - 8 , Sección de paso 52 mm

DETALLES.-

El pozo de bombeo contará con un buzón de 0.60 m de diámetro que le dará acceso y con un sistema de escalerillas de gato que permitirán ascender y descender en caso de limpieza del pozo, o refacción.

El fondo tiene un talud hacia el centro como se ilustra, destinado a concentrar los sólidos para su posterior bombeo.

Además, se cuenta con la caseta de bombeo que cobijará el pozo y que además cuenta con un pórtico destinado a izar la bomba en caso de reparación.

.....

.....

D I S E Ñ O D E L T A N Q U E

I M H O F F

PERIODO DE RETENSION.-

Assumiendo un tiempo de retención de 1.5 horas, conseguiré una remoción de un 56% de sólidos sedimentables y un 28% de remoción de BOD á 20°C y 5 días.

CAMARA DE SEDIMENTACION.-

Especificaciones

Aconseja Cosculluela, que la cámara de sedimentación tenga una relación de 1:3 entre su latitud y longitud.

Hardenbergh, dice que se puede adoptar una velocidad de flujo de 12 pies/hora. Imhoff dice que esta velocidad no debe ser superior a 5 mm/seg.

De los diseños que he consultado, la mayor parte se basa en la relación de latitud a longitud. Los que se basan en la velocidad de flujo tienen el inconveniente de ser muy largos dando tanques grandes. Además, si se sigue esta norma los tanques de instalaciones pequeñas y los de instalaciones grandes tendrán la misma longitud; tal vez para las primeras se justifique este tipo de diseño.

Las cámaras de sedimentación de poco fondo han probado ser más eficientes que las profundas, ya que la porción por debajo de 1.80 á 2.10 m no parece efectiva. El talud no debe ser exagerado y corrientemente es de 5 de altura por 4 de base.

Si el albañal se puede repartir bien sobre toda la sección transversal del tanque rectangular, el largo puede ser limitado. Sin embargo, longitudes mayores y altas velocidades mejoran su distribución; una longitud de 2 veces el ancho debe por lo menos siempre asegurarse. La longitud de los tanques, usualmente varía de 7.50 á 30 m y si la sección transversal es de poco fondo, para que el flujo avance gradualmente sobre

la zona de movimiento lento sobre la ranura, el por ciento máximo de remoción de sólidos sedimentables tendrá efecto; por el contrario, si la cámara resulta tan profunda que evite la distribución vertical del flujo, parte del volumen del tanque será inefectivo.

Por lo general, las ranuras al fondo de la cámara de sedimentación, tienen de 0.15 á 0.20 m de ancho, dependiendo en todos los casos de las dimensiones de la cámara y del carácter del albañal. La proyección que resguarda la ranura para el paso por ella de los gases, es usualmente de 0.20 m.

Diseño.-

Se deduce de lo anteriormente dicho, que los factores más importantes son los dispositivos de entrada y salida y que la profundidad del sedimentador no debe ser mayor de 2.10 m.

La relación de largo a ancho la adopto igual a 3 .

Talud de paredes igual a: 1:1

Período de retención: 1.5 horas

Para calcular el volumen de la cámara procedemos del siguiente modo:

Siendo el período de retención de la cámara de bombeo 5', el gasto máximo entrante 12.3 lt/seg y suponiendo que durante el bombeo hay un gasto entrante de 10 lt/seg, el tiempo de bombeo será de:

$$\frac{12.3 \times 5 \times 60 + 10X}{X} = 11 \text{ lt/seg (gasto bomba)}$$

De donde $X = 1.025$ horas

Ahora, si el gasto sigue siendo 10 lt/seg, la bomba descansará:

$$\frac{3700}{60 \times 10} = 368'' \text{ ó } 6.18' \text{ que es el tiempo que demora en llenarse nuevamente el pozo}$$

^m Lo cual quiere decir que si calculamos el volumen de la cámara de sedimentación basados en el flujo de la bomba, tendremos que hacer una corrección por el tiempo de 6 minutos que permaneció parada:

$$\text{Volumen bombeado en 1.5 horas} = \frac{1.5 \times 3600 \times 11}{1000} = 59.3 \text{ m}^3$$

Luego, haciendo proporción:

$$\begin{array}{r} 59.3 \text{ m}^3 \text{ ----- } 96' \\ x \text{ ----- } 90' \end{array}$$

$$x = \underline{55.6 \text{ m}^3} \quad \text{ó} \quad \underline{56 \text{ m}^3 \text{ aprox.}}$$

Ahora, como hemos adoptado taludes en 45° y la relación $L/a = 3$, llamando X al ancho tendremos la siguiente igualdad:

$$56 = \left(X + \frac{X \cdot X/2}{2} \right) \cdot 3X \quad ; \quad \underline{X = 3.20 \text{ m aprox.}}$$

luego el largo será: $3X = 9.60 \text{ m}$

Estas medidas posteriormente se reajustarán con el objeto de cuadrar bien las tolvas de lodos.

VENTANAS PARA GASES.-

El area para ventanas de gases debe ser el 30% del area del tanque. Tomando un espesor de 0.15 m para las paredes del sedimentador, tenemos llamando y al ancho de la ventana:

$$2y = 0.3 (3.20 + 0.30 + 2y)$$

$$y = 0.62 \text{ m}$$

A fin de poder disponer de dos tolvas de lodos iguales, redondeo el largo del tanque a 10.00 m y el ancho a 5.00 m, lo que quiere decir que en definitiva las ventanas de gases tendrán un ancho de 0.75 m

CAMARA DE LODOS.-

Las cámaras de lodos estarán constituidas por dos pirámides truncadas de 0.60 m de lado en su base menor y 5.00 m de lado en su base mayor, sus caras tendrán una inclinación de 45° .

Siendo su altura 2.20 m el volumen de los dos elementos sera:

$$V = 2 \times \frac{2.20}{3} (25 + 0.36 + 5 \times 0.6) = \underline{41.5 \text{ m}^3}$$

Volumen de lodos en el desagüe

En primer lugar de los análisis hechos en el laboratorio de la Universidad valiéndome del cono Imhoff, en 2 horas hallé un promedio de 5.5 ml/lt de fangos, pero estas muestras correspondieron al período comprendido entre las 8.00 a.m. y 1.00 p.m.. Lo que quiere decir que fueron tomadas en momentos que el flujo atravesaba por sus máximos, y como lo indicado es tomar muestras durante las 24 horas del día, deduzco que esta cantidad es superior a la real.

Para el diseño de la futura planta de Tratamiento de Desagües de Arequipa, las muestras fueron tomadas durante las 24 horas del día y el análisis arrojó 4.0 ml/lt, de fangos. Este hecho me lleva a pensar que si tomo para los desagües de Huampaní 4.5 ml/lt, estaré en una cantidad más real.

Para Imhoff los lodos frescos depositados en la sedimentación primaria son de 75.9 pies³/ 1000 personas basado en una dotación de 80 G.C.D., lo que arroja 7.1 ml/lt, de fangos frescos y 8.8 pie³/1000pers/día, de lodos húmedos digeridos que equivales a 0.823 ml/lt .

En cuanto a la capacidad del tanque de digestión, Imhoff dice que a 60°F (período de digestión 55 días), se necesita para la sedimentación primaria, 1 pie³/ persona y que cuando se toma en cuenta el humus producido en el filtro biológico, se se toma de 1.3 á 1.5 pies³/pers.

Haciendo un cálculo con 4.5 ml/lt y asumiendo de acuerdo con el estudio que hizo para Arequipa el Ing°. Ricardo Corzo, que los lodos frescos se reducen a un 30% al digerirse, obtenemos un volumen de:

$$V = \frac{4.5 \times 450 \times 0.3 \times 1470 \times 55}{10^6} = \underline{49} \text{ m}^3$$

Sumando a este volumen un 30% más por concepto de los humus del secundario, tendremos:

$$49.00 \times 1.3 = 63.8 \text{ m}^3$$

Ahora hago un segundo cálculo tomando un volumen de 1.5 p³/pers y como en el caso anterior adoptando como temperatura media en Huampaní 60°F ó aprox. 15°C lo que arroja un tiempo de digestión de 55 días:

$$V = 1.5 \times 28.32 \times 1470 = 62,300 \text{ lt } \text{ó} \text{ } \underline{62.3 \text{ m}^3}$$

Observamos, por comparación con el valor anteriormente hallado que la diferencia es pequeña y que por lo tanto por los dos métodos se llega a resultados similares. Adopto, pues, como definitivo un volumen de:

$$\underline{V = 64.0 \text{ m}^3}$$

Como las tolvas tienen un volumen de 41.5 m³, habrá un excedente que se distribuirá en una altura adicional que será de:

$$h = \frac{64.0 - 41.5}{10 \times 5} = \underline{0.45 \text{ m}}$$

La tolva, en las condiciones actuales, resultará grande porque como anteriormente lo hice notar, la población de Huampaní la mayor parte del año está bajo el 50%.

ALTURA ADICIONAL.-

Entre el nivel máximo de los lodos y el extremo del traslape debe haber una luz de 1.5 pies ó 0.45 m .

FREE BOARD.-

El free board o pared libre, deberá ser de 0.30 m .

DETALLES

Al tanque Imhoff se ascenderá por medio de una escalera que se encuentra lateral a una de sus paredes.

Tanto el tanque como la escalera estarán bordeados por una baranda de tubería de fierro galvanizado de Ø 1" y accesorios.

El dispositivo de entrada estará constituido por dos planchas colgantes de madera que graduarán la abertura del orificio que se abre bajo ellas, asegurando así una uniformización del flujo a lo ancho de la sección del tanque; más adelante una placa de concreto se ocupará de dispersar más aun el flujo

enviándolo hacia abajo.

El dispositivo de salida está constituido por planchas de madera que operan como vertederos y que pueden nivelarse para hacer que la película sea del mismo espesor.

Dispone además, el tanque, de un sistema de canaletas perimetrales con compuertas de madera destinadas a invertir el flujo a través del tanque, esta operación se llevará a cabo mensualmente y tiene por objeto distribuir uniformemente los lodos en las dos tolvas. Además para invertir el flujo habrá que intercambiar las posiciones de las placas colgantes y los vertederos.

Una vez que el desagüe ha sedimentado es colectado en una caja de carga y de ésta, por medio de un tubo de acero de \varnothing 10" que parte de su fondo, pasa al filtro biológico. De esta caja de carga parte también un by pass y llega la tubería de la recirculación.

Cálculo de la pendiente de la canaleta.-

La velocidad en la canaleta deberá ser de 0.60 m/seg para evitar la sedimentación.

Tenemos entonces por datos:

$$A = Q/V = 0.011 / 0.60 = \underline{0.0183 \text{ m}^2}$$

con este dato y la forma de la canaleta determino:

$$R = 0.047 \text{ m}$$

además tengo que

$$n = 0.013$$

yendo a los abacos, obtengo $S = 3.3 \%$.

Luego, el desnivel entre el punto de partida y el final de la canaleta en el desemboque en la caja de carga sera de:

$$15 \text{ m} \times 3.3 = 49.5 \text{ mm} \text{ ó } 5.0 \text{ cm aprox.}$$

Pérdida de carga en el Imhoff.-

Está constituida por la fricción en el tanque y la caída en el vertedero, y es de:

$$\underline{0.15 \text{ m}}$$

D I S E Ñ O D E L O S L E C H O S D E
S E C A D O

OBJETIVOS DEL SECADO DE LOS LODOS.-

El secado de los lodos reduce el contenido de agua de los lodos húmedos para su más fácil manejo . Los lodos líquidos contienen normalmente un 85 á 95% de agua, y este contenido de humedad se reduce en un 50% o más por varios procedimientos de secado sin usar calor. Además, el volumen del lodo es solamente 1/4 ó 1/5 del volumen original del lodo húmedo. El pan de cieno desecado puede incinerarse y convertirse en ceniza inerte.

ACONDICIONAMIENTO DEL LODO ANTES DEL SECADO.-

Generalmente, el secado de los lodos va precedido de alguna forma de preparación de los mismos. La preparación o acondicionamiento de los lodos ayuda a la separación de los sólidos del contenido de agua. Puede usarse cualquiera de los procedimientos de acondicionamiento que se detallan a continuación, o una combinación de los mismos:

- 1.- Digestión del lodo
- 2.- Coagulación química.
- 3.- Elutriación
- 4,- Aglutinación

DIGESTION DEL LODO.- La digestión de los lodos crudos, altera sus características de modo que el secado en lechos de arena se logra en menos tiempo y generalmente sin molestia. Los sólidos de los lodos digeridos se separan más libremente del agua contenida, de modo que el lodo se cuarteo en unos días. Este cuarteo o agrietado ayuda a que se evapore el resto de la humedad. El gas atrapado bajo presión hidrostática y en solución en el lodo en el fondo de los digestores, escapa al sacar los lodos a los lechos de secado. Este gas presiona hacia arriba los sólidos de los lodos y hace que floten. El licor o solución de los lodos puede entonces filtrarse rápidamente en la arena antes que las partículas sólidas la obstruyan.

COAGULACION QUIMICA.- Este procedimiento de acondicionamiento es generalmente necesario en la filtración a vacío del lodo y, algunas veces, es un suplemento conveniente cuando se deseca el lodo sobre lechos de arena. El cloruro férrico con cal o sin ella, es el producto químico preferido para la filtración al vacío, y el alumbre para los lechos secadores de cienos. El uso de la cal disminuye la alcalinidad de bicarbonato del lodo y por tanto reduce la demanda de cloruro férrico.

ELUTRIACION DEL LODO.- Elutriación es el término que se aplica al lavado con agua del lodo digerido. Este lavado remueve los compuestos de amoníaco soluble del lodo y con ello elimina generalmente la necesidad de usar cal en la filtración al vacío. Además, reduce la cantidad de cloruro férrico necesaria para la coagulación química del lodo. En la actualidad se usa de modo muy corriente el efluente de la planta como agua de lavado.

ESPESAMIENTO DEL LODO.- El espesamiento del lodo en los tanques de almacenamiento o concentración es una forma de acondicionamiento del lodo ya que aumenta el contenido de sólidos y afrece un lodo más uniforme para el secado. La uniformidad de los lodos en cuanto a contenido de sólidos es particularmente conveniente en la filtración al vacío de lodos crudos.

LECHOS DE SECADO

Los lechos de secado de lodos son los medios más comúnmente usados para deshidratar los barros cloacales. Sin embargo, las limitaciones de población y disponibilidad de lugares para lechos de secado son los factores que suelen determinar la conveniencia de su uso. Aunque los lechos de secado se han usado para grandes y pequeñas concentraciones de habitantes, el desarrollo de los filtros al vacío del tipo unitario ha proporcionado la alternativa de elegir entre lechos de secado y filtros al vacío. Pero en general, los lechos de secado de lodos son generalmente preferibles para poblaciones de hasta lo menos 20,000 habitantes. Cuando el número sea superior a esta cifra, se debe considerar seriamente el uso de filtros al vacío, ya

que los costos de instalación, conservación y depreciación de los lechos de secado de lodos pueden ser tan altos, o aun más, que los de los filtros al vacío.

Como el secado de los lodos va generalmente acompañado de algunos olores locales , los lechos de secado abiertos se ubican preferiblemente a 200 pies (61 metros) o á más de las moradas, pero es aconsejable una distancia de lo menos 150'.

Especificaciones de área requerida.-

Hardenbergh, da para lechos abiertos de 1 á 2 pies²/cap.

Imhoff & Fair, recomiendan para un tratamiento primario más el humus producido en los filtros biológicos, una cantidad de 1.6 pies²/ cap., asumiendo lechos con una capa de lodos de 8" de espesor y 5 secadas al año.

Para las mismas condiciones anteriores, tenemos además las siguientes especificaciones de estados de los EE.UU. :

10 Estados	1.50	pies ² /cap.
Carolina	2.00	"
N.Florida	1.00	"
Texas	0.50	"
Washington	2.00	"

Especificaciones de profundidad.-

La capa de lodos debe tener un espesor límite de 8", el manto de arena debe tener 12" de espesor y una arena de tamaño efectivo comprendido entre 0.3 y 0.5 mm y un coeficiente de uniformidad igual a 5.

La capa de grava será de 0.15 m de espesor y las piedras de 1/2" á 3/4" .

Pendiente del lecho.-

La superficie del lecho debe tener una pendiente de 1% a partir del punto de descarga de los lodos. También, en este punto de descarga debe protegerse la arena contra la erosión producida por la caída, por una placa cuadrada de concreto.

Sub-drenajes.- Los subdrenajes deben ser del tipo campana, de arcilla vitrificada con un diámetro de por lo menos 4" dispuestos con las juntas abiertas. Los subdrenajes deben llevar un espacio no mayor de 20 pies de separación.

Cuando es poco poroso el suelo es necesario proveer un drenaje adecuado, pero en terrenos corrientes no hace falta. En la mayoría de los casos, sobre todo en países fríos, se cubren.

Muros.- Los muros deben ser herméticos contra el agua y extenderse de 15 á 18" por encima y por lo menos 6" por debajo de la arena. Los muros exteriores deben evitar que la tierra caiga dentro de los lechos.

Remoción del pan de cieno.- No debe disponerse de menos de dos lechos dispuestos en forma tal que faciliten la remoción del lodo.

En las plantas pequeñas de tratamiento de aguas cloacales pueden colocarse tablonces sobre la arena y removerse el pan de cieno seco con una carretilla de mano. Las instalaciones mayores pueden diseñarse con uno o más de los siguientes medios para activar la remoción del pan de cieno:

- 1.- Pasadizos de hormigón para camiones.
- 2.- Carrilera de entrevía estrecha para operar vagonetas industriales de volteo.
- 3.- Carriles conductores aéreos con cubos de carga operados por izadores.
- 4.- Limpiadores mecánicos.

Canaletas de distribución de lodos.- o también tubos, deben tener una pendiente mínima de 3%.

Lodo efluente.- La cañería de lodos a los lechos debe terminar por lo menos 12" por encima de la superficie de la arena, y disponerse en forma tal que pueda drenarse. Los lugares donde cambia de dirección de be contar con accesorios que faciliten su limpieza.

La carga necesaria para que el lodo fluya por las tuberías es de 4 ó más pies.

Dimensiones de los lechos.- Los lechos tienen frecuentemente anchuras de 4.57 á 7.62 m. Su longitud es generalmente de 15.24 á 45.72 m . Cuando no haya sino un solo punto de descarga de lodo húmedo, es aconsejable una longitud máxima de 30.48 m. Con lechos más largos pueden usarse múltiples puntos de descarga para el lodo húmedo. Múltiples lechos, más bien que unos cuantos lechos grandes, proveen flexibilidad de operación. El entablado o terraplenes de arena ofrecen un medio económico de dividir las grandes unidades en lechos más pequeños, siempre que se cuente con bocas de descarga de lodo húmedo para cada sección.

D I S E Ñ O.-

El diseño lo llevo a cabo tomando en cuenta las especificaciones. Los lechos no tendrán drenaje en vista de que el suelo es muy permeable. La división entre unidades estará constituida por terraplenes de arena. El lodo será extraído por medio de carretillas de mano que se introducirán en los lechos, valiéndose de tablas que se tenderán. La distribución del lodo fresco se hará por medio de una canaleta de concreto con sus respectivas compuertas de madera.

Para hallar el área total tomo como dato 1.5 pies²/cap., luego el área total será:

$$1470 \times 1.5 \times 0.305^2 = 206 \text{ m}^2$$

Adopto 200 m² y los distribuyo en 12 lechos de 5 x 3.35 m, según figura en el plano.

●●●●●●●●●●●●●●●●

D I S E Ñ O D E F I L T R O P E R C O L A D O R

Los filtros percoladores son uno de los procesos más populares para el tratamiento secundario de aguas cloacales después de su tratamiento primario. Se pueden adaptar a instalaciones pequeñas y grandes y su costo de operación es considerablemente más bajo que el del proceso de lodos activados. Es conveniente que la planta esté ubicada en un sitio relativamente aislado por la posibilidad de difusión de olores de los filtros.

F U N C I O N D E L O F I L T R O P E R C O L A D O R E S . -

Los sólidos en suspensión finalmente divididos, los sólidos coloidales y los sólidos disueltos que contiene el efluente líquido de aguas cloacales primarias son coagulados y oxidados aeróbicamente por los filtros percoladores. En esta operación, unida a la retención del residuo orgánico o lodo secundario descargado de los filtros por tanques finales de sedimentación, remueve los sólidos de las aguas cloacales que pasan a través de unidades de tratamiento primario. En realidad los filtros percoladores, ni percuelan ni filtran. Un efluente primario se pulveriza o vierte lentamente sobre la superficie del filtro para la distribución uniforme del flujo, pero el filtro por sí no escurre. Asimismo, el material filtrante es demasiado grande para actuar como filtro. Más bien, el medio utilizado cuenta con numerosas superficies sobre las que se puede acumular y desarrollar una zoogelatina gelatinosa o masa biológica. Esta masa retiene temporalmente, por absorción, materia fina en suspensión y aun bacterias que son luego oxidadas aeróbicamente. Por tanto, los filtros percoladores son en realidad lechos de oxidación biológica.

F O R M A D E L O F I L T R O S . -

Generalmente se usan lechos circulares con distribuidores de rueda hidráulica, de disco o rotativos, y lechos cuadrados o rectangulares con los de boquillas de pulverización fijas. Los primeros son los más populares hoy en día. En climas cálidos se omiten a veces las paredes de cerramiento, con el fin de mejorar la circulación de aire a través del lecho. Sin embar-

-go, estos filtros no se pueden anegar para el control de empozamientos o de las moscas de filtro psycoda. Se obtiene ve-
-or ventilación de los filtros percoladores mediante el dise-
-ño adecuado del sistema de drenaje y el uso de tubos verticales
o ascendentes desde el desagüe inferior hasta la superficie del
filtro. En algunos casos de filtros muy profundos ha sido
necesario suministrar ventilación forzada por presión, pero
esta necesidad no es común a la mayoría de los diseños de estos
filtros.

PISOS Y DESAGUES INFERIORES DE LOS FILTROS.-

El contrapiso se construye generalmente de hormigón y de un
espesor de 10 á 15 cm. para que aguante bien los desagües
inferiores, el material filtrante y la carga de agua.

Arcilla vitrificada y en ocasiones bloques celulares de hor-
migón de varios diseños es lo que más se usa para recoger el
drenaje del filtro. Es conveniente dar un declive mínimo del
1% a los canales de colección del efluente para mantener una
velocidad mínima de unos 2 pies por segundo. Conviene también
contar con pozos de acceso para limpiar los desagües inferiores
por chorro de agua a presión. Algunos filtros, particularmente
los que se construyen en Europa, tienen un canal de ventilación
todo alrededor que está abierto a la atmósfera. Los vertederos
de efluente del fondo del filtro descargan en estos canales y
reciben aire atmósfera. Los vertederos del efluente del fondo
del filtro descargan en estos canales y reciben aire atmosférico
por las secciones que se dejaron abiertas para ventilación.
Los desagües inferiores del filtro deberían siempre estar dise-
ñados para permitir un flujo que no sobrepase el mediolleno pa-
ra que quede un volumen amplio para el movimiento del aire.

MATERIALES FILTRANTES.-

Aunque la piedra triturada es el material más usado en los
filtros percoladores, se han usado también escorias, bloques de
arcilla y carbón. Hoy en día se trata de evitar el uso de mate-
riales finos, porque contribuyen al empozamiento de los filtros.

El tamaño del material debería ser de 5 á 10 centímetros de diámetro. El espesor total del material filtrante varía entre 1.25 y 3 metros y medio, habiendo sin embargo, uno de 0.90 m que pertenece a la Dorrco. Los filtros de baja capacidad llevan generalmente un espesor de 1.80 á 2.50 m; y los de alta capacidad de 1.25 á 1.85.

Hay que tener cuidado al escoger la calidad de la piedra que se use a fin de evitar la desagregación de la misma y la presencia de polvo de piedra en los tanques finales, pues obstruiría las tolvas de lodo de éstos. Se debe especificar que se lleve a cabo el cribado de la piedra en el lugar antes de colocarla en los filtros para separar los finos. Cuando no sea práctico el cribado, un sustituto un tanto inferior es voltear la piedra con una horquilla antes de colocarla.

Quando inadvertidamente se haya colocado en un filtro una piedra de calidad inferior, la descarga continua de polvo fino de piedra en los tanques finales de sedimentación puede crear grandes dificultades, y será necesario desecar los tanques periódicamente para quitarlo. En estos casos, el proyectista puede instalar un tanque desarenador corto y estrecho entre el filtro percolador y los tanques finales para recoger este material. Este tanque puede ser de madera y limpiarse a mano con un cucharón o una pala.

DISTRIBUIDORES DE FILTRO.-

Las boquillas fijas de pulverización que usen un sistema de distribución por tubería cerca de la parte superior o inferior del material, requieren equipo dosificador de sifón para variar la carga hidráulica en las boquillas y asegurar una distribución uniforme del flujo sobre toda la superficie del filtro. Los tanques dosificadores dobles proporcionan la mejor distribución, ya que el caudal de entrada de aguas cloacales a un solo tanque sifónico puede causar sobredosificación en algunas partes del filtro. Las boquillas fijas necesitan una carga hidráulica total de 5 á 7 pies.

Los esparcidores giratorios del tipo de reacción funcionan a cargas hidráulicas de 18 á 24 pulgadas. Para aplicar el flujo a estos distribuidores se puede usar un tanque sifónico, una bomba, o un pozo de distribución con avance por gravedad. Pueden obtenerse esparcidores giratorios con propulsión positiva, impulsados por una unidad de engrane motorizada, para cargas hidráulicas de baja operación.

ELECCION DEL FILTRO.-

El principal factor determinante en la elección del filtro, es su profundidad. Y esto, porque el terreno es casi plano y ya obligó a bombear el desagüe al tanque Imhoff.

En caso de que no pudiera contarse con un filtro poco profundo, habría necesidad de acudir a un 2° bombeo, el del efluente, y costear las bombas, el nuevo pozo de bombeo y mantenerlo, sería caro. Me interesa pues, tener un filtro de poco fondo que me permita sacar el desagüe por gravedad, después, por supuesto del primer bombeo y este es el BIOFILTRO DORRGO, cuyo lecho tiene 0.90 m .

GENERALIDADES SOBRE EL FILTRO DORRGO

DOSIFICACION .-

mínimo : de 4 á 8 m.g.a.d.
máximo : de 100 á 125 m.g.a.d.

El propósito de mantener cargas mayores que la mínima es evitar la acumulación de lodos en el lecho. Otro objeto es guardar húmeda la superficie más o menos continuamente para evitar la propagación de moscas.

No se debe sobrepasar el máximo porque puede inundarse el lecho.

EFICIENCIA.-

Tratamiento de una sola etapa "single stage" y completo: primario, filtro y secundario, con razón de recirculación igual a 1.5 :

de 75 á 85% de eficiencia

RECIRCULACION.-

La recirculación del efluente del filtro directamente a la entrada del filtro, ha sido empleada y luego abandonada en algunas plantas a causa del mal olor y clarificación muy pobre. Aparentemente la recirculación continua de los sólidos cargados en la descarga del filtro a la entrada del filtro, sin alguna forma de sedimentación intermedia promueve una **digestión** de sólidos en el lecho del filtro y da lugar a condiciones anaeróbicas.

FACTORES DE DISEÑO.-

Datos obtenidos en las primeras plantas de biofiltración indicaron que ciertos factores de diseño pueden asumirse. Y estos son:

1.- Carga del filtro.- Recientes datos especialmente recolectados, indican que las cargas de los filtros recomendadas en el pasado son conservadoras y pueden ser todavía usadas. El BOD removido en el filtro y clarificador secundario, se puede asumir como sigue:

BOD desagüe crudo ppm	BOD removido por el filtro y el clarificador secunda- rio lb/yd ³ /día
100	1.25
200	1.92
300	2.25
400	2.70

2.- Profundidad del filtro.- La profundidad del filtro debe ser considerada incuestionablemente en la evaluación de los gráficos de cargas. Este punto lo cubre el grupo de curvas que se presentan en los catálogos.

La remoción recomendada de BOD como una base de diseño para varias profundidades de filtro bajo condiciones favorables de temperatura se dan en la siguiente tabla:

Libras de BOD / yd³/día removido en filtros de varias profundidades medias.

Prof. de piedra pies	Desagüe débil menor de 100 ppm	Desagüe Pro- medio de 200 á 300 ppm	Desagüe concentra- do de 500 á 700 ppm
3	0.80	2.00	3.00
4	0.67	1.70	2.58
5	0.57	1.48	2.25
6	0.50	1.31	1.98
7	0.47	1.16	1.75
8	0.45	1.05	1.53

Una remoción adicional del 30% en el BOD en el sedimentador primario debe asumirse para el desagüe ordinario doméstico. Por ejemplo, con el desagüe promedio y a 3 pies de profundidad de piedra, la carga segura basada en un desagüe crudo puede ser tomado como:

$\frac{2.0}{0.7} = 2.86 \text{ lb/ yd}^3/\text{día}$ en vez de 2.00 lbs como se indica en la tabla.

3.- Diseño del lecho del filtro.- Las moscas psycoda no existen en muchas plantas de biofiltración. En otras están presentes pero no en cantidades tan grandes como existen en otros tipos de plantas de lechos biológicos. Para seguridad, sin embargo, los filtros deben construirse de tal manera que puedan inundarse en caso de contarse con la presencia de un pequeño número de moscas que no pueden ser toleradas. También los lechos circulares son preferibles porque se evitan las esquinas, que no están sujetas a dosificación como ocurre en los lechos cuadrados y poligonales. La poca profundidad, 3 pies, de los lechos y la provisión de una adecuada ventilación y drenaje son características saltantes en el diseño de los biofiltros.

Si no se desea instalar tejas de ventilación, se puede usar conductos o tubos que introduzcan aire en el lecho, los cuales deben estar pegados a las paredes a intervalos deseados. Los tubos verticales deben extenderse hasta el filo exterior a un punto sobre la superficie de piedra. El uso de formas livianas de lámina de metal evita las restricciones molestas de las aberturas.

En los filtros primarios se ha usado piedra partida de $1\frac{1}{2}$ " a $2\frac{1}{2}$ " de tamaño, mientras que piedra de $\frac{3}{4}$ " a 1" se ha usado satisfactoriamente para lechos secundarios en climas cálidos. Para condiciones promedio, sin embargo, se ha llegado a la conclusión que piedra de 2" y $1\frac{1}{2}$ " se puede usar en los primarios y piedra de $1\frac{1}{2}$ " á $2\frac{1}{2}$ " en el secundario.

El medio filtrante debe ser soportado por un subdrenaje que permita un libre escurrimiento del desagüe de tal manera que se pueda obtener una buena ventilación artificial

DISTRIBUIDOR.-

Para poner cuidado en el alto rango de aplicación del flujo sobre estos lechos, se ha diseñado especiales tipos de distribuidores para operar a cargas tan bajas como 18" á 24" sobre la superficie de las piedras. Cuando la variación en el flujo es considerable, sobre 3:1, los brazos tienen dos compartimentos, uno sobre el otro. Los compartimentos del fondo se diseñan para maniobrar cualquier proporción deseada del flujo de máximo diseño, el exceso de este flujo es tomado por el compartimento de arriba.

CONCLUSIONES

1.- El grado de tratamiento del desagüe puede variarse grandemente por el uso del sistema de Biofiltración.

2.- El tratamiento completo de una sola etapa, en el cual se usan un filtro y dos clarificadores, reduce el BOD en un 75 á 80%

3.- El proceso de una sola etapa en el cual se usa un filtro y un clarificador, reducirá el BOD del 50 al 60%.

4.- En el sistema de dos etapas, donde se usan dos filtros y dos clarificadores, la reducción de BOD es de 90 á 95%.

5.- Los factores principales que tienen influencia en el diseño y operación de todos los tipos de plantas de Biofiltros son: BOD aplicado sobre el filtro, el volumen de recirculación y el tiempo de retención en el sedimentador.

6.- La capacidad de un filtro para remover BOD aparentemente varía con el poder y características del desagüe aplicado. Con desagües de concentración normal, domésticos, se puede remover 2 lb de BOD por yarda cúbica de medio filtrante por día, como máximo.

7.- La recirculación del efluente del filtro a un tanque de retención antes del filtro es de material ayuda en el control del grado de purificación a obtenerse. En general, la reconcentración del desagüe crudo. En el caso del desagüe normal en su concentración y doméstico, esta razón de recirculación debe ser de por lo menos 2.0 para tratamiento intermedio de una sola etapa y de 1.5 para tratamiento completo de una sola etapa y de 1.0 para tratamientos de dos etapas.

8.- El período de retención en los sedimentadores no debe ser menos de 1.5 á 2.0 horas.

9.- Dentro de un rango de cerda de 8 á 100 m.g.a.d., las ratas de dosage aparentemente no afectan la acción en el filtro de una manera muy grande si el límite de la carga de BOD no es excedida.

10.- El incremento de la profundidad del lecho del filtro más allá de 3 pies, produce solamente un pequeño mejoramiento en los resultados y, por esta razón, es injustificado.

11.- El sistema de Biofiltración puede aplicarse para el pretratamiento de desechos industriales muy fuertes. En el caso de desechos de destilerías que tienen un BOD de cerca de 20,000 ppm, puede reducirse más del 90% de la carga en un sistema de una sola etapa y con filtros de 3 pies de profundidad.

12.- En el tratamiento de desagües muy concentrados, se puede aplicar cargas muy altas de BOD a los filtros sin afectar seriamente su capacidad para la reducción de BOD. En el caso de desagües de destilerías se puede aplicar cargas de 18 á 20 lb/ yd³ de BOD. La remoción a través de los filtros fue de 15 á 18 lb/ yd³/día.

D I S E Ñ O

Vistas las conclusiones anteriores, paso a diseñar el filtro para lo cual adoptaré los siguientes datos:

Espesor del lecho	3 pies ó 0.915 m
Carga de BOD	2 lb/yd ³ /día ó 1.08 kg/m ³ /día
Dotación promedio	0.450 m ³ /cap/día
Población	1470 habitantes
Carga total	300 lb de BOD/día ó 136 kg/día
Ventilación	tubos de concreto de Ø 6" .

El volumen de balasto será:

$$\frac{136}{1.08} = 128 \text{ m}^3$$

El área será:

$$\frac{128}{0.915} = 140 \text{ m}^2$$

El diámetro será:

$$d = \left(\frac{4 \times 140}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}} = 13.40 \text{ m ó } 41' \text{ aprox.}$$

Y poniendo los tubos de ventilación de Ø 6" y un espacio adicional de 0.15 m antes de ellos y 0.08 m después, obtendremos un diámetro final de:

14.26 metros

La distribución de los tubos de ventilación y las tejas de drenaje se contemplan en el plano correspondiente.

La carga superficial es de:

$$\frac{1470 \times 0.450}{140} \times 2.5 \text{ (recirc.)} = 11.8 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día} \text{ ó } 12.7 \text{ M.G.}/\text{D.}$$

que está dentro de los límites.

Tejas drenes.- Estos elementos serán fabricados in situ y de concreto simple. Sus dimensiones se dan en los planos. La única especificación que faltaría es que el área de aberturas de estas tejas debe ser el 15% del área total del filtro, mejor dicho del lecho.

PERDIDA DE CARGA ENTRE EL IMHOFF Y EL FILTRO.- (En el tramo)

Uso el método de la tubería equivalente.

Tubería de \varnothing 10"	15.73 m
2 Codos \varnothing 10" x 90°.	13.40 m
1 válvula de compuerta \varnothing 10"	1.68 "
1 reducción intempestiva	2.75 "
1 ensanche brusco	1.68 "
	=====
Total:	<u>35.24 m</u>

Ahora, como contamos con una razón de recirculación de 1.5, el gasto circulante será de 27.5 lt/seg.

Por lo tanto yendo a las tablas o abacos, para:

$$Q = 27.5 \text{ l/seg}$$
$$\varnothing = 10''$$
$$C = 100$$

Obtenemos: $S = 21 \text{ m/km}$, lo que para una longitud de 35.24 m da una pérdida de carga de 75 cm.

PERDIDA DE CARGA EN EL FILTRO.-

En el filtro se pierde carga para impulsar el rotor y para atravesar el lecho y escurrir hasta la salida:

Carga de impulsión del rotor	0.80 m
Carga de escurrim. por el lecho	<u>1.56 m</u>
Total:	<u>2.44 m</u>

DISEÑO DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Los sólidos suspendidos que llegan a estos tanques de los filtros biológicos y unidades de lodos activados son generalmente bien floculados. Particularmente aconsejables son los tanques verticales, sin embargo, con frecuencia se usan los tanques rectangulares. Los períodos de detención varían entre 1 y 2 horas. El humus es floculento, liviano y putrescible. Fácilmente se mezcla con el efluente al ascender. Es de desear por esta razón una remoción más o menos continua. Es aconsejable disponer de tolvas en el fondo y tanques de limpieza mecánica. El humus de los filtros biológicos es como el lodo activado y puede ser tratado de la misma manera; por ejemplo, retornándolo a los tanques primarios en los cuales sedimenta, junto con los sólidos primarios y del cual el lodo mezclado es removido al secado.

Dispositivos de entrada y salida.- Todos los tanques de sedimentación deben ser provistos de placas de entrada que frenen la velocidad de entrada y distribuyan el flujo a todo lo ancho del depósito. Para prevenir la propagación de la velocidad hacia abajo, tales placas son a veces perforadas con huecos o ranuras a través de las cuales se distribuye el agua.

Dará salida al efluente, un vertedero horizontal que se extienda a todo lo ancho del tanque. Si el vertedero de salida es muy largo en relación al volumen de flujo, llega a ser difícil asegurar una descarga uniforme sobre toda su longitud. Este inconveniente se origina principalmente en el diseño de tanques circulares que tienen un vertedero de salida periférico. Puede entonces practicarse, en este vertedero, una serie de aberturas triangulares espaciadas un pie de centro a centro. Estos pequeños vertederos triangulares descargarán el efluente en series de chorros de espesor adecuado.

D I S E Ñ O .-

Si adoptamos una relación :

$$\frac{\text{Largo}}{\text{Ancho}} = 2$$

Y además :

Profundidad = 2.00 m ; tiempo de retención = 1.0 horas
y 1.5 por razón de recirculación , porque uso filtro Dorr

Tendremos que el volumen es:

$$V = (16.5 + 11.0) \times 3600 = 99,000 \text{ lt } \text{ ó } 99 \text{ m}^3$$

pero lo aproximo a 100 m³

ahora, de acuerdo con la relación de largo a ancho, tenemos:

$$2x^2 \cdot 2 = 100 \quad ; \quad x = (100/4)^{\frac{1}{2}} = 5 \text{ m}$$

Luego:

$$\text{Largo} = 10 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 5 \text{ m}$$

Además, diseño el tanque con dos tolvas para humus, sus paredes estarán inclinadas en un ángulo de 45°; serán como en el tanque primario, dos pirámides truncadas invertidas iguales. De ellas se removerá el humus una vez por día valiéndose para ello de la bomba de recirculación y luego por un juego de válvulas, será enviado a que sedimente en el tanque Imhoff.

Pérdida de carga en el tramo entre filtro y secundario.-

La pendiente de este tramo es de 1% y su diámetro es 12".
Entrando a los abacos con:

$$\phi = 12''$$

$$S = 1\% \quad \text{Obtengo} \quad Q_t = 108 \text{ lt/seg (tubo lleno)}$$

$$C = 100$$

$$\text{Luego:} \quad \%Q = \frac{27.5}{108} = 0.255 \quad , \text{ valor con el cual voy al}$$

diagrama de elementos proporcionales y obtengo:

$$\%D = 0.355 \quad \text{y} \quad \%V = 0.80$$

Entonces, el tirante con que discurrirá el líquido será:

$$D_F = D_t \times \%D = 30 \times 0.355 = 10.7 \text{ cm } \text{ ó } 11 \text{ cm} \\ \text{aprox.}$$

Y siendo $V_t = 1.4$ m/seg , la velocidad con que se desplazará el líquido será de:

$V_f = V_t \times \% V = 1.4 \times 0.80 = 1.28$ m/seg , luego no habrá sedimentación.

La pérdida de carga será:

Por pendiente de tubería	4 cm
tirante	11 cm
Compuerta de guillotina	1 cm
	<hr/> <hr/>
Total:	<u>16 cm</u>

Pérdida de carga en el secundario.-

Incluyendo la caída en el vertedero tenemos una p.c. de:

8 cm

Pérdida de carga en el tramo entre secundario y pozo de succión.-

Este tramo está constituido por un canal de 0.60 m de ancho, siendo el tirante 0.08 m

El radio medio hidráulico será:

$$R = \frac{0.08 \times 0.60}{0.60 + 0.16} = 0.0631 \quad \text{y si } V = 0.60 \text{ m/seg}$$

y $n = 0.015$; de los abacos obtenemos:

$$S = 0.014 \text{ m/m}$$

El tramo de 0.70 m con esta pendiente tendrá una caída de:

$$1.4 \times 0.7 = 0.98 \text{ cm } \text{ ó } 1 \text{ cm aprox}$$

Tomando en cuenta la pérdida del tirante, el total será:

$$p.c. = 8 + 1 = \underline{9 \text{ cm}}$$

.....

DISEÑO DEL POZO DE SUCCION

El diseño del pozo de succión debe tener dimensiones que aseguren la cómoda instalación de la bomba. Es por lo tanto importante, de primera intención, ver el probable tipo de bomba a usarse; los catálogos muestran sus dimensiones. Debe ser accesible y por otro lado debe estar protegida contra inundaciones que malograrían definitivamente el motor.

En el presente caso, debido a las condiciones reinantes, ha sido necesario contar con una bomba de eje horizontal instalada en pozo seco colindante con el húmedo, siendo Marca SULZER Tipo NPS, para aguas residuales.

Debo manifestar también, que se diseña el Pozo de Succión para evitar que la recirculación se lleve a cabo desde el sedimentador secundario, lo cual originaría corte circuitos que disminuiría la eficiencia de la sedimentación.

La bomba de recirculación con el respectivo pozo, quedarán protegidos por una caseta, que también dará albergue al Hipo-clorador. Del otro lado de esta caseta quedará la guardianía con sus servicios higiénicos que descargarán al pozo de bombeo.

PERDIDA DE CARGA ENTRE EL POZO DE SUCCION Y EL TANQUE DE CLORACION.-

Este tramo lo ocupa un canal de 0.30 m de ancho y 2.00 m de longitud. La velocidad deberá ser de 0.60 m/seg, el flujo circulante es de 11.000 lt/seg.

La altura de la napa de agua será:

$$h = \frac{Q/V}{\text{Ancho}} = \frac{11000/60}{30} = 6.13 \text{ cm}$$

Y el radio hidráulico:

$$R = \frac{0.30 \times 0.06}{0.30 + 0.12} = 0.043 \text{ m}$$

Además la característica del material no da:

$$n = 0.015$$

Entrando con estos datos al abaco de Manning, obtenemos:

$$S = 5 \%$$

Que nos da un desnivel de:

$$2.00 \times 0.5 = 1 \text{ cm}$$

La pérdida de carga será igual al desnivel más el tirante, o sea:

$$6 + 1 = \underline{7 \text{ cm}}$$

CALCULO DE LA CARGA DINAMICA DE LA BOMBA.-

Hago uso, como anteriormente, del método de la tubería equivalente; la carga varía entre dos valores que paso a hallar:

2 codos abiertos \varnothing 4" x 90°	2 x 2.75 =	5.50 m
1 válvula check \varnothing 4".	8.00 =	8.00 m
2 válvulas de compuerta \varnothing 4".	2 x 0.64 =	1.34 "
2 tees \varnothing 4" x 4"	2 x 2.75 =	5.50 "
Succión \varnothing 4"	3.10 =	3.10 "
Tubería \varnothing 4"	18.17 =	<u>18.17 "</u>
Total:		41.61 m

En seguida vamos a los abacos, obteniendo para:

$$\begin{aligned} &\varnothing 4" \\ Q &= 16.5 \text{ lt/seg} \\ C &= 100 \end{aligned}$$

una gradiente de: $S = 60 \%$, lo que da para la longitud de tubería hallado, una pérdida de carga de:

$$60 \times 0.04161 = 2.40 \text{ m}$$

Y siendo la altura estática de 3.52 m y la pérdida de carga expansión brusca 0.23 m, la carga dinámica será de:

$$\underline{6.15 \text{ m}} \text{ , siguiendo la línea de recirculación.}$$

El segundo caso corresponde a la línea que sigue el bombeo del humus:

2 válvulas de compuerta \varnothing 4".	2 x 0.67 =	1.34 m
5 tees \varnothing 4" x 4"	5 x 2.75 =	13.75 m
3 codos abiertos \varnothing 4" x 90°	3 x 2.75 =	8.25 m
Succión \varnothing 4"	3.10 =	3.10 m

1 codo cerrado \varnothing 4" x 90°	2.75 m
Tubería \varnothing 4"	<u>19.27</u>
Total:	48.46 m

Yendo nuevamente a los abacos, con los valores que serán idénticos a los anteriores, obtendremos también:

$$S = 60\%$$

lo que da una pérdida de carga de:

$$60 \times 0.04846 = 2.88 \text{ m}$$

cantidad que sumada a la altura estática y a la pérdida por expansión brusca da:

$$3.61 + 2.88 + 0.23 = \underline{6.72 \text{ m}}$$

Resumiendo podemos decir, que la bomba será de 16.5 lt/seg y una carga dinámica variable entre 6.15 m y 6.72 m .Y como anteriormente ya lo dije, será marca Sulzer tipo NPS ; siendo sus demás características:

- 220 volts
- 60 ciclos
- 1450 R.P.M.
- Trifásico
- Tamaño 18½ - 8 y 52 mm de sección de paso, eje horizontal.

D I S E Ñ O D E L T A N Q U E D E
C L O R A C I O N

El tiempo de retención será de 10 minutos, lo que da un volumen de:

$$V = 111 \text{ lt/seg} \times 10 \times 60 = 6,600 \text{ lt}$$

Además, tomo una profundidad de 1.00 m y una relación de largo a ancho de 2.5, después de los ajustes finales obtengo

- Ancho = 1.65 m
- Largo = 4.10 m

Este tanque contará con un vertedero de salida que será de concreto, una placa de concreto y dos de madera, para facilitar la construcción. La mezcla con el cloro se llevará a cabo a la entrada del tanque y luego las placas facilitarán la dispersión.



RESUMEN DE PERDIDA DE CARGA EN LA PLANTA

45 m de tubo emisor, S = 3%	13.5 cm
4 m de tubo, desagüe del tanque de cloración, S = 10%	4.0 "
P.c. Tanque de cloración	11.0 "
" Entre el secundario y el tanque de cloración	17.0 "
" En el sedimentador secundario	8.0 "
" Entre el filtro y el S. secundario	16.0 "
" En el filtro	244.0 "
" Entre el tanque Imhoff y el filtro	75.0 "
" En el tanque Imhoff	<u>15.0 "</u>
P.c total:	<u>403.5 cm</u>

Desnivel disponible.- El terreno, en el lugar que se encontrará el tanque Imhoff está 0.50 m sobre el nivel promedio del río y el emisor descargará 0.10 m sobre este nivel, por lo tanto el desnivel disponible será de:

$$0.50 - 0.10 = 0.40 \text{ m}$$

Elevación del tanque Imhoff.- Habiendo la pérdida de carga superado al nivel disponible, la diferencia se suple elevando el tanque Imhoff:

$$H = 4.035 - 0.40 = 3.635 \text{ m } \text{ó} \text{ } 3.64 \text{ m aprox.}$$

y siendo el free board o pared libre de 0.30 m, la altura total sobre el nivel 8.10 m será:

$$\underline{3.94 \text{ m}}$$



A N A L I S I S D E P R E C I O S U N I T A R I O S

M E T R A D O Y P R E S U P U E S T O

••••••••

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

.....

CIMENTOS

Cimiento de concreto 1:10 (cemento hormigón) con 30% de
piedra grande

POR M3	Unidad	Cantid.	P.U.	Precio	Total
--------	--------	---------	------	--------	-------

MATERIALES:

1.- Cemento: 0.7 x 3.70	sc.	2.59	24.00	62.30
2.- Hormigón: 0.7 x 1.25	m3	0.88	27.00	23.80
3.- Piedra grande 30%	m3	0.46	10.00	<u>4.60</u>

Total en materiales: S/90.70

MANO DE OBRA:

1.- Colocación de piedra grande - Albañil	h.h	1.40	5.52	7.70
2.- Preparación y vaciado peón	h.h.	8.50	4.95	<u>42.00</u>

Total en mano de obra: S/.49.70

RESUMEN:

Total en Materiales:	90.70
Total en M. de obra:	49.70
	<u>=====</u>

Total por m3: S/. 140.40

SOBRECIMIEN

DESCRIPCION:

Sobrecimientos de concreto de 0.20 m de espesor con mezcla cemento-hormigón; proporción 1:8

FOR	M3	Unid.	Cantidad	P.U.	Precio Total
-----	----	-------	----------	------	--------------

MATERIALES:

1.-	Cemento	sc.	4.75	24.00	114.00
2.-	Hormigón	m3	1.25	27.00	33.70
3.-	Madera (20 usos)	p2	200.00	0.30	60.00
4.-	Clavos	kg	0.10	13.00	1.30

=====
Total en materiales: S/. 209.00

MANO DE OBRA:

1.-	Preparado) Alb.	h.h.	2.00	5.52	11.04
	y vaciado) Peón	h.h.	8.50	4.95	42.10
2.-	Encofrado y) Carp.	h.h.	10.00	5.52	55.20
	desencofr.) Ofic.	h.h.	10.00	4.95	49.50

=====
Total en M. de obra: S/. 157.84

RESUMEN:

Total en materiales:	S/. 209.00
Total en M. de obra:	" 157.84
	=====
Total por m3 ;	S/. 366.84

MURO DE LADRILLO DE SOGA

DESCRIPCIÓN:

Muro de ladrillo chico de sogá: 6 x 12 x 24 cm.-
con mortero 1:5.- Juntas: 0.012 mt.

P O R	M2	Unidad	Cantidad	P.U.	Precio Total
-------	----	--------	----------	------	--------------

MATERIALES:

1.- Ladrillos.c/d.	pzs.	56	0.60	35.60
2.- Cemento	s/c	0.204	24.00	4.90
3.- Arena	m ³	0.0327	27.00	0.89
4.- Andamiaje P.O.(20 usos).	p2	5.5	0.30	1.65
Total en materiales: S/.				43.04

MANO DE OBRA:

1.- Asentado) alb.	h.h.	1.90	5.52	10.50
) Peón	h.h.	0.95	4.95	4.70
Total en M. de obra: S/.				15.20	

R E S U M E N :

Total en Materiales ;	S/.	43.04
Total en M. de obra ?	S/.	15.20
		=====
Total por m2 :	S/.	58.24

TARRAJEO SOBRE MUROS DE LADRILLO

DESCRIPCIÓN:

Tarrajeo primario con mortero 1:5 de cemento y arena, sobre ladrillo corriente.- Espesor 1.5 cm.

P O R	M 2	Unidad	Cantidad	P.U.	Precio	Total
-------	-----	--------	----------	------	--------	-------

MATERIALES:

1.-	Cemento:	0.0175 x 7.5	s/c	0.131	24.00	3.15
2.-	Arena	: 0.0175 x 1.2	m3	0.021	26.00	0.54
3.-	Andamiaje	P.O.(2o Usos)	p2	6.550	0.30	1.97
						=====
Total en materiales:						S/. 5.66

MA NODE OBRA:

1.-	Ejecución de todo						
	el trabajo	}	albañil	h.h.	0.50	5.52	2.76
			peón	h.h.	0.30	4.95	1.49
							=====
Total en M. de obra:							S/. 4.25

R E S U M E N:

Total en Materiales:	S/. 5.66
Total en M. de obra:	" 4.25
=====	
Total por m2 :	S/. 9.91

TECHOS ALIGERADOS

DESCRIPCIÓN:-

Techos aligerados de 0.17 m de espesor total, hechos con ladrillos huecos de: 0.12 x 0.30 x 0.40 para luces de 3.60 m.-

Concreto usado es: 1:2:4

P O R	M2	Unidad	Cantidad	P.U.	Precio Total	
<u>MATERIALES:</u>						
1.-	Cemento	sc.	0.768	24.00	18.40	
2.-	Arena	m3	0,044	26.00	1.45	
3.-	Piedra ½" y ¾"	m3	0.087	50.00	4.35	
4.-	Ladrillos	pza	6.25	1.50	9.38	
5.-	Acero	kg	7.00	6.00	42.00	
6.-	Clavos	kg	0.10	13.00	1.30	
7.-	Alambre	kg	0.10	8.00	0.80	
8.-	Madera encofr. (10 usos)	p2	28.00	0.60	16.80	
Total en materiales: S/.					84.48	
<u>MANO DE OBRA:</u>						
1.-	Colocación de ladrillos)	Peón	h.h.	0.45	4.95	2.23
2.-	Prepar. Concreto)	Albañil	h.h.	0.08	5.52	0.44
) Peón	h.h.	0.80	4.95	3.96
3.-	Vaciado) Alb.	h.h.	0.25	5.52	1.38	
) Peón	h.h.	1.00	4.95	4.95
4.-	Encofrado) Carp	h.h.	1.20	7.08	8.49	
	y desencof.)	Ofic	h.h.	1.20	5.52	6.63
5.-	Corte, dob.)	Fier	h.h.	0.45	7.08	3.18
	coloc. fo.)	Peón	h.h.	0.45	4.95	2.23
Total en M. de obra: S/.					33.49	
<u>R E S U M E N:</u>						
Total en materiales:				S/.	84.48	
Total en M. de obra:				"	<u>33.49</u>	
Total por m2 :				S/.	117.97	

COLOCACION DE LADRILLO PASTELERO

Mano de obra : S/. 7.00
Materiales : " 5.30
=====

Costo por m2 : S/.12.30

FALSO PISO

Mezcla cemento-hormigón 1:12 ; 4" de espesor

mano de obra : S/. 16.75
materiales : " 18.36
=====

Costo por m2 : S/. 35.11

PISO DE CEMENTO

De mortero 1:3 y 1" de espesor

Mano de obra: S/. 8.40
Materiales : " 9.85
=====

Costo por m2 : S/. 18.25

.....

T E N D I D O D E T U B E R I A S D E C O N C R E T O

EXCAVACION DE ZANJAS

PARA Ø 8".-

Profundidad promedio 1.50 m Rendimiento 3.00 m³/día/peón
Ancho zanja 0.80 m

Volumen por metro de zanja: 1.50 x 0.80 x 1.00 = 1.20 m³

Longitud que avanza un peón/día : 3.00/1.20 = 2.50 m

Jornal: 39.64

Costo por metro: $\frac{39.64}{2.50} = \underline{\underline{\text{s/. 15.85}}}$

PARA Ø 12".-

Profundidad promedio 0.40 m Rendimiento 4.00 m³/día/peón
Ancho de zanja 0.60 m

Volumen por metro de zanja: 0.4 x 0.6 x 1.0 = 0.24 m³

Avance por peón por día: $\frac{4.00}{0.24} = 16.7 \text{ m}$

Jornal: S/. 39.64

Costo por metro: $\frac{39.64}{16.70} = \underline{\underline{\text{s/. 2.37}}}$

EXCAVACIÓN BAJO CANALES

PARA Ø 8".-

Profundidad promedio 1.10 m Rendimiento 1.00 m³/día/peón
Ancho 0.80 m

Volumen por m de excavación 1.10 x 0.80 x 1.0 = 0.88 m³

Longitud peón/día 1.00/0.88 = 1.135 metros

Jornal S/. 39.64

Costo por metro $\frac{39.64}{1.135} = \underline{\underline{\text{s/. 35.00}}}$

PARA Ø 12".-

Profundidad promedio 1.00

Rendimiento 1.00 m³/d/peón

Ancho 0.80

Volumen por metro de excavación: 1.00 x 0.80 x 1.00 = 0.80 m³

Avance peón/día : 1.00/0.80 = 1.25 m

Jornal: S/. 39.64

Costo por metro $\frac{39.64}{1.25} = \underline{\underline{S/. 31.60}}$

NIVELACION Y REFINE

Un maestro y tres peones hacen 50 m al día

1 maestro	S/. 56.52
3 Peones	S/. <u><u>118.60</u></u>
"	175.12

Costo por metro: $\frac{175.12}{50} = \underline{\underline{S/. 3.50}}$

RELLENO PISONEO Y ELIMINACION DE DESMONTE

4 peones hacen 30 m/día

Costo unitario= $\frac{4 \times 39.64}{30} = \underline{\underline{S/. 4.74}}$ m.l.

TENDIDO DE TUBERIA

Ø 8".-

Mano de obra: un maestro y 2 peones hacen 20 juntas al día
(tubos de 1 m)

Maestro	S/. 56.52
2 peones	" 79.28
	<u><u>135.80</u></u>
	S/. 135.80

Costo por metro = $\frac{135.80}{20} = \underline{\underline{S/. 6.80}}$

Materiales:

Cemento	0.10 bls. x 24	=	2.40
Arena	0.03 m ³ x 27	=	0.81
Estopa	0.30 kg x 10	=	3.00
Tubo	1.00 m x 17.20	≠	<u>17.20</u>
			23.41

RESUMEN:

Materiales ;	S/.	23.41
M. de obra :	"	<u>6.80</u>
por m.l.	"	30.21

TENDIDO TUBERIA Ø 8" A TODO COSTO

Tubo de concreto simple de 1.00 m de longitud
profundidad media: 1.50 m

Mano de obra:

Estopado y cementado	S/.	6.80
Excavación	"	15.85
Nivelación y refine	"	3.50
Relleno y pisoneo	"	4.74
Prueba y resane	"	4.00
		=====
Total M. de obra:		35.00

Materiales:

Resane	S/.	2.00
Estopa, mortero	"	6.21
Tubo	"	17.20
		=====

Total en materiales: S/. 25.41

RESUMEN:

TOTAL en materiales:	S/.	25.41
Total en M. de obra:	"	<u>35.00</u>
		=====
Total por m.l. :	S/.	<u>60.41</u>

TENDIDO TUBERIA Ø 12" A TODO COSTO

Tubo de concreto armado de 10 lb de presión
Profundidad media: 0.40 m

Mano de obra:

Estopado y cementado	S/. 7.50
Excavación	" 2.37
Nivelación y refine	" 3.50
Relleno y pisoneo	" 2.00
Prueba y resane	" 2.00
	=====
Total en M. de obra:	S/. 17.37

Materiales:

Resane	S/. 2.50
Estopa y mortero	" 7.00
Tubo Ø 12"	" 35.00
	=====
Total en materiales:	S/. 44.50

RESUMEN:

mano de obra:	S/. 17.37
Materiales:	" <u>44.50</u>
Total por metro:	S/. <u>61.87</u>

TENDIDO TUBERÍA BAJO CANALES, A TODO COSTO

Ø 8".- tubo armado de 10 lb de presión

Mano de obra:

Excavación	S/. 35.00
Nivelación y refine	" 3.50
Resane	" 2.00
Refuerzo de concreto	" 41.30
Apisonado de concreto	" <u>10.00</u>
Total en M. de obra:	S/. 95.80

Materiales:

Refuerzo	S/. 75.40
Estopa y mortero	" 6.20
prueba y resane	" 2.00
Tubo Ø 8"	" 25.00
	=====
Total en materiales:	S/. 108.60

RESUMEN:

Mano de obra:	S/. 95.80
Materiales:	" 108.60
	=====
Total por metro:	<u>S/. 204.40</u>

Ø 12" .- Tubo armado de 10 lb de presión

Mano de obra:

Excavación	S/. 31.60
Nivelación y refine	" 3.50
Prueba y resane	" 2.00
Refuerzo de concreto	" 31.70
Vaciado y apisonado	" 8.00
	=====
Total en mano de obra:	S/. 76.80

Materiales:

Refuerzo	S/. 61.50
Estopa, mortero	" 7.00
Prueba y resane	" 2.00
Tubo Ø 12"	" 35.00
	=====
Total en materiales:	S/. 105.50

RESUMEN:

Mano de obra :	S/. 76.80
Materiales:	" 105.50
	=====
Total por metro:	<u>S/. 182.30</u>

COSTO UNITARIO DE CONCRETOS POR M³

CONCRETO 1:2:4

	<u>Cantidad</u>	<u>P.U.</u>	<u>Precio Total</u>
Cemento	8.0 bolsas	24.00	192.00
Arena	0.5 m ³	27.00	13.50
Piedra	1.0 m ³	50.00	50.00

Total en materiales: S/. 255.00

Mano de obra:

16 h-peón = 16 x 4.95 = S/. 79.20

CONCRETO 1:3:6

Cemento	5.0 bolsas	24.00	120.00
Arena	0.5 m ³	27.00	13.50
Piedra	1.0 m ³	50.00	50.00

Total en materiales: S/. 183.50

Mano de obra:

16 h- peón = S/. 79.20

MORTERO 1:3

Cemento	12.0 bolsas	24.00	288.00
Arena	1.0 m ³	27.00	27.00

Total en materiales: S/. 315.00

Mano de obra:

16 h-peón = S/. 79.20

MORTERO 1:4

Cemento	9.5 bolsas	24.00	228.00
Arena	1.0 m ³	27.00	27.00

Total en materiales: S/. 255.00

Mano de obra:

16 h- peón = S/. 79.20

B U Z O N E S

BUZON CON CAIDA (N°5)

ANALISIS DEL BUZÓN CIRCULAR.-

Diámetro 1.20 m
Profundidad: 1.50 m

Materiales:

	<u>Cantidad</u>	<u>P.U.</u>	<u>Precio Total</u>
Concreto 1:3:6	1.495 m ³	183.50	274.00
Concreto 1:2:4	0.222 m ³	255.50	56.80
Mortero 1:3	0.120 "	315.00	37.80
Fierro Ø 3/8"	11 kg	5.50	60.50
Encofrado 340 p2, 6 usos	57 p2	6.00	343.00
Clavos	1.7 kg	13.00	22.10
Escalera de 60cm	3.0 kg	5.50	16.50
Marco y tapa Fe. fundido	1 u	420.00	420.00
Compuerta Ø 8"	1 u	1960.00	1960.00
			=====
	Total en materiales:	S/.	3190.70

Mano de obra:

Movimiento de tierras	3.0 m ³	16.50	49.50
Concreto 1:2:4	0.222 m ³	79.20	17.60
Concreto 1:3:6	1.495 m ³	79.20	118.60
Mortero 1:3	0.120 m ³	79.20	9.50
Enlucido	6.0 m ²	17.80	107.00
Armado encofra- do y desencofr.	29 h-peón	4.95	143.30
Cortado doblado y coloc. fierro	6 h-peón	4.95	29.70
Vaciado y apison.	8 h-peón	4.95	39.60
Colocar compuerta	10 h-peón	4.95	49.50
			=====
	Total en M. de obra:	S/.	564.30

RESUMEN:

Total en materiales:	S/.	3190.70
Total en M. de obra:	"	564.30
		=====
Total por unidad:	S/.	3755.00

ANALISIS DEL BUZON CUADRADO.-

0.80 m de lado
Profundidad: 0.70 m

Materiales:

	<u>Cantidad</u>	<u>P.U.</u>	<u>Precio total</u>
Concreto 1:3:6	0.580 m ³	183.50	106.60
Concreto 1:2:4	0.180 m ³	255.50	46.00
Mortero 1:3	0.058 m ³	315.00	18.20
Fierro, alambre	8.00 kg	5.50	44.00
Encofrado 40 p2 6 usos	6.67 p2	6.00	40.00
Clavos	0.40 kg	13.00	5.20
Colocación tubo Ø 12"	2.00 m	44.50	89.00
			=====
	Total en materiales:	S/.	341.00

Mano de obra:

Mov. de tierras	1.74 m ³	16.50	28.70
Concreto 1:2:4	0.180 m ³	79.20	14.20
Concreto 1:3:6	0.580 m ³	79.20	45.90
Mortero 1:3	0.058 m ³	79.20	4.59
Enlucido	2.90 m ²	17.80	51.60
Armado encofrado y desencofrado	6 h-peón	4.95	29.70
Cortado doblado y coloc. fierro	5 h- peón	4.95	24.80
Vaciado y apison.	2 h-peón	4.95	9.80
			=====
	Total en M. de obra:	S/.	209.29

RESUMEN:

Mano de obra:	S/.	209.29
Materiales:	"	341.00
		=====
Total por unidad:	S/.	<u>550.29</u>

BUZON N° 9 (sin caída)

Diámetro	1.20	m.
Prof.	1.30	m.
Mano de obra :	S/.	480.00
Materiales :	"	<u>1150.00</u>

BUZON PARA BY PASS

Diámetro : 1.00 m
Profundidad promedio: 0.60 m

Materiales:

	<u>Cantidad</u>	<u>P.U.</u>	<u>Precio Total</u>
Concreto 1:2:4	0.198 m ³	255.50	50.50
Concreto 1:3:6	0.588 m ³	183.50	107.50
Mortero 1:3	0.053 m ³	315.00	16.70
Fierro Ø 3/8"	10.00 kg	5.50	55.00
Encofrado, 90 p2 6 usos	15.00 p2	6.00	90.00
Clavos	0.60 kg	13.00	7.80
Marco y tapa de fierro fundido	1 u	420.00	420.00
			=====
	Total en materiales:	S/.	747.50

Mano de obra:

Mvo. de tierras	1.10 m ³	16.50	18.10
Concreto 1:2:4	0.198 m ³	79.20	15.70
Concreto 1:3:6	0.588 m ³	79.20	46.60
Mortero 1:3	0.053 m ³	79.20	4.20
Enlucido	2.65 m ²	17.80	47.20
Armado y desarm. encofrado	10 h-peón	4.95	49.50
Doblado y coloc. de fierro	4 h-peón	4.95	19.80
Vaciado y apisonado	4 h-peón	4.95	19.80
			=====
	Total en M. de obra:	S/.	221.10

RESUMEN:

Mano de obra:	S/.	221.10
Materiales :	"	747.50
		=====
Total por unidad:	S/.	968.60

LOSA DE CONCRETO ARMADO DE 0.15 m de ESPESOR

Concreto 1:2:4 con piedra de $\frac{1}{8}$ "

Costo por metro cuadrado

MANO DE OBRA.- Por metro cuadrado

Preparación de encofrados

0.6 h-carpintero	a S/. 7.08 hora	4.25
0.6 h-ayudante	" 5.52 "	3.21

Refuerzos: incluye cortar, doblar, armar y colocar los fierros:

0.9 h-fierrero	a S/. 7.08 hora	6.38
0.9 h-ayudante	" 5.52 "	4.96

Transporte de mezcla de concreto:

0.75 h-peón	a S/. 4.95 "	3.37
-------------	--------------	------

Vaciado y apisonado:

0.4 h-albañil	a S/. 7.08 hora	2.84
0.5 h-ayudante	" 4.95 "	2.47

Preparación mezcla:

16 h-peón	a S/. 4.95 hora	79.20
-----------	-----------------	-------

Desencofrado y limpieza:

0.70 h-ayud. carpintero	a S/. 5.52 hora	<u>3.86</u>
Total en M. de obra:		<u>S/. 110.54</u>

MATERIALES

Madera para encofrados 5 usos, 10 p2	a S/. 6.00 p2	60.00
---	---------------	-------

Aceros : 12 kg	a S/. 5.50 kg	66.00
----------------	---------------	-------

Concreto 1:2:4, 0.15 m3	a S/. 225.50 m3	33.80
-------------------------	-----------------	-------

Clavos: 0.15 kg	a " 13.00 kg	1.95
-----------------	--------------	------

Alambre: 0.15 kg	a " 11.00 kg	<u>1.65</u>
------------------	--------------	-------------

Total en materiales:		<u>S/. 163.40</u>
----------------------	--	-------------------

RESUMEN:

mano de obra:	S/. 110.54
Materiales:	" <u>163.40</u>

Total por m2 :	S/. 273.94
----------------	------------

LOSA DE CONCRETO ARMADO DE 0.10 m DE ESPESOR

Mezcla 1:2:4

Mano de obra :	S/. 30.00
Materiales:	" 95.00
	<u>=====</u>
Total por m2 :	<u>S/.125.00</u>

ENLUCIDO IMPERMEABLE PARA TANQUES

Mortero 1:3 , por m2

Considerando 2 cm de espesor tendremos un volumen de 0.02 m3/m2

	<u>Precios Unitarios</u>		<u>Precios Totales</u>	
	<u>M.deO.</u>	<u>Mater.</u>	<u>M.deO.</u>	<u>Mater.</u>
0.02 m3 mortero 1:3	79.20	315.00	1.58	6.30
3.6 h-peón por m2	4.95	-----	<u>17.80</u>	<u>=====</u>
			S/19.80	S/.6.30
0.6 lt de sika N° 1 para impermeabilización en proporción 1:10		37.50		<u>22.50</u>
				S/. 28.80

RESUMEN;

Mano de obra:	S/. 19.80
Materiales:	" <u>28.80</u>
Total por m2:	<u>S/. 48.60</u>

.....

MUROS DE CONCRETO DE 0.20 M DE ESPESOR

Por m³ ; concreto 1:2:4

	<u>Mano de obra</u>	<u>Materiales</u>
1 m ³ concreto 1:2:4	79.20	255.50
Encofrado 156 p2, 5 usos	-----	172.00
Mano de obra 36 h-peón	178.00	-----
Clavos 1/2 kg	-----	6.50
Vaciado y apisonado 4-peón	19.80	-----
Doblado y colocado de fierro, 6-peón-h	29.70	-----
	=====	=====
	S/. 306.70	S/. 434.00

En el total de materiales anterior no se ha tomado en cuenta el fierro, puesto que varía como sigue:

Costo del concreto con 70 kg/ m³ de fierro

Comprende:

Pozo de bombeo
Tanque Imhoff
Sedimentador secundario (paredes)
Tanque de cloración (paredes)

El costo es:

Mano de obra :	S/. 303.70
Materiales:	" 819.00
	=====
Total por m ³ :	<u>S/. 1125.70</u>

Costo del concreto con 50 kg/ m³ de fierro

Comprende:

Filtro percolador
Placa del sedimentador secundario
Pozo de succión

El costo es :

Mano de obra:	S/. 306.70
Materiales:	" 709.00
	=====
Total por m ³ :	<u>S/. 1015.70</u>

MURO DE CONCRETO DE 0.15 DE ESPESOR

Concreto 1:2:4

Por m³

	<u>Mano de obra</u>	<u>Materiales</u>
1 m ³ concreto 1:2:4	79.20	255.50
Encofrado 214 p2, 5 usos	-----	257.00
Mano de obra 36-h-peón	178.00	-----
Clavos 0.6 kg	-----	7.80
Vaciado y apisonado 6 h-peón	29.70	-----
Doblado y colocado de fierro 7-h-peón	34.60	-----
	=====	=====
	S/. 321.50	S/. 520.30

Aquí también como en el caso anterior, el precio del M³ de concreto armado varía de acuerdo con el contenido de fierro :

Para 90 kg de fierro por m³

Que comprende:

Muros del pozo de succión
Muros de la cámara de rejás.

Mano de obra:	S/. 321.50
Materiales:	" 1015.30

Total por m ³ :	<u>S/. 1336.80</u>

Para 70 kg de fierro por m³

Que comprende:

Baffles de los tanques Imhoff
Canaletas del tanque Imhoff
Canaletas del sedimentador secundario.
" del tanque de cloración

Mano de obra :	S/. 321.50
Materiales :	" 905.30

Total por m ³ :	<u>S/. 1226.80</u>

o o o o o o o o

COLUMNA DE CONCRETO DE 0.20 x 0.20 m

Análisis por m. l. ó 0.04 m³

Materiales:

	<u>Cantidad</u>	<u>P.U.</u>	<u>Precio Total</u>
Concreto 1:2:4	0.04 m ³	255.50	10.20
Madera, 5 usos 20 p2	4.0 p2	6.00	24.00
Fierro 100 kg/m ³	4.0 kg	5.50	22.00
Clavos	0.3 kg	13.00	3.90
			=====
	Total en materiales:	S/.	<u>60.10</u>

Mano de obra:

Concreto 1:2:4	0.04 m ³	79.20	3.16
Encofrado y desen- cofrado.	2.0 h-peón	4.95	9.90
Doblado y coloc. del fierro	1.0 h-peón	4.95	4.95
Vaciado y apison.	1.0 h-peón	4.95	4.95
			=====
	Total en M. de obra:	S/.	<u>22.96</u>

RESUMEN:

Mano de obra:	S/.	22.96
Materiales :	"	<u>60.10</u>
Total por m.l.	S/.	<u>83.06</u>

Y por m³ :

Mano de obra:	S/.	573.00
Materiales:	"	<u>1500.00</u>
Total por m ³ :	S/.	<u>2073.00</u>

ZAPATAS POR M³

Mano de obra:	S/.	450.00
Materiales:	"	1050.00
Total por m ³ :	S/.	<u>1500.00</u>

••••••••••

V I G A S

Por m³

	<u>M de O</u>	<u>Materiales</u>
Concreto 1:2:4	79.20	255.50
Madera de encofrado 300 p ² 8 usos	-----	225.00
Clavos 1/2 kg	-----	6.50
Mano de obra encofrado y desencof. incluy. apison. 100 h-peón	495.00	-----
100 kg de fierro incluyendo alambre	-----	550.00
	<u>=====</u>	<u>=====</u>
	<u>S/. 574.00</u>	<u>S/. 1037.00</u>

RESUMEN:

Total en M. de obra:	S/. 574.20
" en materiales:	<u>1037.00</u>
Total por m ³ :	<u>S/. 1611.20</u>

SOLADO DE CONCRETO DE 0.10 m DE ESPESOR

Concreto 1:3:6	79.20	183.50
Vaciado 4 h-peón	19.80	-----
Madera 143 p ² , 5 usos	-----	171.00
Encof. y desencofrado 20 h-peón	99.00	-----
Clavos 1/2 kg	-----	6.50
	<u>=====</u>	<u>=====</u>
	S/. 198.00	S/. 361.00

RESUMEN:

Total en M. de obra:	S/. 198.00
Total en materiales:	<u>361.00</u>
" per m ³	<u>S/. 559.00</u>

FONDO INCLINADO DE 0.20 m

Por m³

	<u>M. de O.</u>	<u>Materiales</u>
Concreto 1:2:4	79.20	255.50
Vaciado 4 h-peón	19.80	-----
Madera 70 p ² , 5 usos	-----	84.00
Encofrado y desn. 15 h-peón	74.30	-----
Clavos 0.3 kg	-----	3.90
Fierro 60 kg	-----	330.00
Doblado y coloc. de Fe 6 h-peón	29.60	-----
	<u>=====</u>	<u>=====</u>
	S/. 202.90	S/. 673.40

RESUMEN:

Total en M. de obra:	S/. 202.90
Total en materiales:	" 673.40
	<u>=====</u>
Total por m ³ :	<u>S/. 876.30</u>

B O M B E O

Las obras bajo aguas durarán 30 días. Para achicar el agua alquilo 2 bombas de 20 lt/seg cada una a S/.1500.00 c/u incluyendo el combustible.

El operador gana S/.56.50 diario, al més ganará S/.1695.00

RESUMEN:

Materiales:	S/. 3000.00
M. de obra:	" <u>1695.00</u>
Total:	<u>S/. 4695.00</u>



METRADO Y PRESUPUESTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE DESAGUES

PARA LA COLONIA CLIMATICA DE HUAMPANI

I. TUBERIA DE CONDUCCION A LA PLANTA

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>		<u>PRECIO TOTAL</u>	
		<u>M.de O.</u>	<u>Mater.</u>	<u>M.de O.</u>	<u>Mater.</u>
45.00 m	Tendido de tubería ϕ 8", en zanja a cielo abierto, profundidad 1,50 m	35.00	25.41	1735.00	1146.00
7.50 m	Tendido de tubería ϕ 8" bajo Canal de Descarga, con refuerzo de concreto	95.80	108.60	718.00	815.00
9.00 m	Tendido de tubería ϕ 12" bajo Canal de Demasía, con refuerzo de concreto	76.80	105.50	691.20	949.50
1 u	Buzón con caída, profundidad 1.50 m con marco y tapa de fierro fundido y compuerta de cuchilla para ϕ 8", incluyendo el buzón cuadrado	773.59	3531.70	773.59	3531.70
1 u	Buzón simple, profundidad 1.30 m	480.00	1150.08	480.00	1150.08
Total:		S/.		<u>4397.79</u>	<u>7592.20</u>

II.- CAMARA DE REJAS

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>		<u>PRECIO TOTAL</u>	
		<u>M. de O.</u>	<u>Mater.</u>	<u>M. de O.</u>	<u>Mater.</u>
5.80 m3	Movimiento de tierras	13.00	---	75.40	---
0.426 m3	Muros de 0.15 m	321.50	1015.30	136.60	432.50
0.243 m3	Losa de fondo de 0.15 m	128.60	589.00	31.25	143.00
2.65 m2	Enlucido con mortero 1:3, impermeabilizado don sika	19.80	28.80	52.40	76.50
1.80 m	Tendido de tubo ϕ 12", profundidad 1.10 m	26.00	44.50	46.80	80.10
2 u	Enrejados de platinas de 1/4" x 1", con lar- gueros transversales de fierro liso de 3/8" .	70.00	58.80	140.00	117.60
1 u	Placa perforada de 1/4", con sus soportes de angulares de acero	25.00	90.00	25.00	90.00
		Total: S/.		507.45	939.70

III.- CASETA DE BOMBEO

<u>Cantidad</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>		<u>PRECIO TOTAL</u>
		<u>M. de O.</u>	<u>Mater.</u>	
2.50 m3	Movimiento de tierras, cimientos y zapatas . .	13.00	-----	32.50 ----
0.180 m3	Viga de 0.15 x 0.20 m y dinteles	574.20	1037.00	103.50 186.30
0.228 m3	Columna de 0.2 x 0.20 m	573.00	1500.00	130.70 343.00
0.144 m3	Zapatas	450.00	1050.00	64.60 151.00
2.300 m3	Cimientos de 0.40 x 0.40 m	49.70	90.70	114.30 208.00
1.150 m3	Sobrecimientos de 0.20 x 0.40 m	157.84	209.00	182.00 242.00
14.700 m2	Techo aligerado de 0.17 m	33.49	84.48	492.50 1247.00
14.700 m2	Colocación de ladrillo pastelero	7.00	5.30	102.90 77.80
9.000 m2	Falso piso, de 4" de espesor	16.75	18.36	151.00 163.20
9.000 m2	Piso de cemento, 1" de espesor	8.40	9.85	75.60 88.60
77.000 m2	Tarrajeado con mortero 1:5, sobre muros y techo	4.25	5.66	327.00 434.00
77.000 m2	Pintura al agua a dos manos	3.00	5.00	231.00 381.00
30.000 m2	Muro de ladrillo de sogá	15.20	43.04	456.00 1292.00
1 u	Puerta y marco de madera de 0.80 x 2.00 m	-----	300.00	----- 300.00
1 u	Colocación de la puerta	25.00	-----	25.00 ----

VAN: S/. 2488.10 5112.90

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>	<u>PRECIO TOTAL</u>
		<u>M. de O. Mater.</u>	<u>M. de O. Mater.</u>
VIENEN:			
1	u Ventana de fierro de 0.80 x 0.50 m con vidrios	94.00	94.00
1	u Colocación de la ventana y vidrios	35.00	35.00
2	u Puntos de luz y fuerza	100.00	200.00
1	u Chapa Yale	120.00	120.00
		TOTAL: S/.	5526.90

IV.- POZO DE BOMBEO

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>	<u>PRECIO TOTAL</u>
		<u>M. de O. Mater.</u>	<u>M. de O. Mater.</u>
18.50	m3 Movimiento de tierras	20.00	370.00
3.88	m3 Muro de concreto, 0.20 m de espesor	303.70	1175.00
0.737	m3 Losa de fondo de 0.20 m de espesor	128.60	948.00
3.700	m2 Losa, techo del pozo, 0.15 m de espesor	110.54	408.00
19.300	m2 Enlucido con mortero 1:3, impermeabilizado	19.80	382.00
		VAN: S/.	3283.00
			4776.00

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>		<u>PRECIO TOTAL</u>	
		<u>M. de O.</u>	<u>Mater.</u>	<u>M. de O.</u>	<u>Mater.</u>
	VIENEN:				
2	u Bombas de impulsor sumergido, marca Sulzer . . .	-----	20000.00	-----	40000.00
4	u Codos de ϕ 4" x 90° de fierro, con bridas	-----	270.00	-----	1080.00
1	u Tee de fierro fundido ϕ 4" x 4", con bridas . . .	-----	360.00	-----	360.00
2	u Válvula de compuerta ϕ 4", con bridas	-----	1020.00	-----	2040.00
2	u Válvula check horizontal, ϕ 4" con bridas	-----	1250.00	-----	2500.00
7.50	m Tubería de fierro negro ϕ 4"	-----	86.50	-----	648.75
1	un Marco y tapa de fierro fundido	-----	500.00	-----	500.00
2	u Instalación de las bombas con sus controles . .	5000.00	-----	10000.00	-----
	Total:		S/.	13283.00	51454.75
7.50	m Tendido de tubería ϕ 4" entre el pozo de bombeo y el tanque Imhoff	40.00	-----	300.00	-----
				13583.00	51454.75

✓ 1904, 7 ✓

AV.- TANQUE IMHOFF

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>		<u>PRECIO TOTAL</u>
		<u>M. de O. Mater.</u>	<u>M. de O. Mater.</u>	
88.000 m3	Movimiento de tierras	17.00	1496.00	-----
12.79 m3	Solado de concreto de 0.10 m de espesor .	198.00	2535.00	4620.00
25.90 m3	Muro de concreto de 0.20 m de espesor. .	303.70	7850.00	21250.00
13.20 m3	Placa de 0.15 m de espesor	321.50	4230.00	11940.00
7.00 m3	Fondo inclinado de 0.20 m	202.90	1420.30	4700.00
0.595 m3	Vigas de 0.20 x 0.30 m	574.20	342.00	616.00
0.865 m3	Canaletas de 0.15 m de espesor	321.50	278.00	879.00
1 u	Escalera de concreto de 0.60 m de ancho .	470.00	470.00	2572.00
203.00 m2	Enlucido interior con mortero 1:3, impermeabilizado	19.80	4025.00	5850.00
140.00 m2	Enlucido exterior, mortero corriente . .	4.25	495.00	792.00
21.00 m	Tubería de fierro fundido de ϕ 6"	---	144.00	3024.00
5 u	Tees ϕ 6" x 6" , de fierro fundido	---	400.00	2000.00
4 u	Tapones ϕ 6"	---	80.00	320.00
2 u	Válvulas de ϕ 6" de compuerta, con uniones de campana	---	850.00	1700.00
		VAN: S/ 23141.30		56263.00

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>	<u>PRECIO TOTAL</u>
		<u>M. de O. Mater.</u>	<u>M. de O. Mater.</u>
VIENEN:		23141.30	56263.00
42.00 m	Barandal de tubo de fierro galvanizado y accesorios de ϕ 1". De 0.80 m de altura y parantes a cada metro	20.00	70.00
7 u	Tirantes de fierro con sus tensores, para colgar la tubería de lodos	40.00	280.00
14.00 p2	Madera de 1" de espesor para las planchas colgantes y vertederos	84.00	1176.00
21.00 m	Tendido de tubería ϕ 6", de fo.fdo.	8.00	168.00
		Total: S/.	24506.30
			64827.00

VI.- LECHOS DE SECADO

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>	<u>PRECIO TOTAL</u>
		<u>M. de O. Mater.</u>	<u>M. de O. Mater.</u>
180.00 m3	Movimiento de tierras, cimientos y lechos . .	13.00	2340.00
12.90 m3	Muro perimetral de 0.20 m, cemento hormigón 1:8	209.00	2030.00
14.20 m3	Muros de sostén de la canaleta de distribución, hormigón 1:8	157.80	2240.00
25.50 m	Canaleta de distribución de lodos	65.00	1658.00
2.00 m2	Placa de concreto de 0.10 m de espesor para la caída de lodos	95.00	190.00
			60.00
		VAN: S/.	8458.00
			7775.00

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>		<u>PRECIO TOTAL</u>	
		<u>M. de O.</u>	<u>Mater.</u>	<u>M. de O.</u>	<u>Mater.</u>
	VIENEN:			8458.00	7775.00
12.00	m3 Relleno, terraplenes divisorios entre lechos .	8.00	-----	72.00	-----
40.00	m3 Grava para los lechos	8.00	27.00	320.00	1080.00
40.20	m3 Arena para los lechos	8.00	28.00	321.60	1125.60
11.00	p2 Madera de 1" de espesor para las compuertas de la canaleta de lodos	1.50	6.00	16.50	66.00
			Total: S/.	9188.10	10046.60

VII.- FILTRO PERCOLADOR

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>		<u>PRECIO TOTAL</u>	
		<u>M. de O.</u>	<u>Mater.</u>	<u>M. de O.</u>	<u>Mater.</u>
22.70	m3 Movimiento de tierras	13.00	-----	295.00	-----
22.15	m3 Muro de concreto de 0.20 m de espesor	303.70	819.00	6700.00	18100.00
23.00	m3 Losa de fondo de 0.15 m de espesor	128.60	589.00	2950.00	13550.00
0.89	m3 Block central del filtro	295.00	609.00	263.00	543.00
1.00	m2 Losa de 0.10 m, tapa de la caja de válvula . .	30.00	95.00	30.00	95.00
0.18	m3 Anclaje de tubería ϕ 10" . De concreto	295.00	609.00	53.10	109.50
				<u>VAN: S/. 10291.10 32397.50</u>	

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>	<u>PRECIO TOTAL</u>
		<u>M. de O. Mater.</u>	<u>M. de O. Mater.</u>
		<u>VIENEN:</u>	10291.10 32397.50
6.28 m3	Zapatas	450.00 1050.00	2830.00 6600.00
0.72 m3	Concreto de refuerzo de la tubería ϕ 12" tendida entre el filtro y el S. Secundario .	180.00 300.00	129.00 216.00
156.00 m2	Enlucido interior con impermeabilizante . .	19.80 28.80	3080.00 4500.00
84.00 m2	Enlucido exterior	4.25 5.66	356.50 475.00
14.00 m	Tubo ϕ 6" de concreto simple, de 1.00 m c/u .	----- 14.00	----- 196.00
3.20 m	Tubo de ϕ 12", de concreto reforzado. . . .	14.00 45.00	44.80 144.00
730.00 u	Tejas para el dernaje	2.00 4.00	1460.00 1920.00
96.00 m3	Relleno bajo la losa de fondo	8.00 -----	768.00 -----
1 u	Distribuidor de desagües marca Dorr, de dos brazos y 40' de diámetro	----- 41000.00	----- 41000.00
1 u	Válvula de compuerta ϕ 10"	----- 2800.00	----- 2800.00
1 u	Codo de fierro ϕ 10"	----- 1155.00	----- 1155.00
13.00 m	Tubo de fierro ϕ 10"	----- 250.00	----- 3250.00
1 u	Compuerta de cuchilla para ϕ 12"	----- 2300.00	----- 2300.00
146.00 m3	Piedra partida, medio filtrante	----- 50.00	----- 7300.00
13.00 m	Instalación tubo ϕ 10"	50.00 10.00	650.00 130.00
		<u>VAN:</u>	19609.40 104383.50

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u> M. de O. Mater.	<u>PRECIO TOTAL</u> M. de O. Mater.
1	u Montaje del distribuidor de desagües	1000.00	1000.00
	Colocación de las tejas de drenaje	300.00	300.00
146	m3 Colocación del medio filtrante	10.00	1460.00
		<hr/>	
		Total: S/.	22369.40 104383.50

VIII.- SEDIMENTADOR SECUNDARIO

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u> M. de O. Mater.	<u>PRECIO TOTAL</u> M. de O. Mater.
Movimiento de tierras:			
66.00	m3 De 0 á 1 m de prof.	13.00	858.00
42.70	m3 De 1 á 2 m "	20.00	854.00
26.90	m3 De 2 á 3 m	26.40	710.00
11.00	m3 De 3 á 4 m "	39.50	434.50
16.20	m3 De muro de concreto de 0.20 m de espesor.	306.70	4950.00
1.10	m3 Baffle de 0.20 m de espesor	306.70	336.00
14.46	m3 Fondo inclinado de 0.20 m	202.90	2930.00
		<hr/>	
		VAN: S/.	11072.00 22950.00

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO'</u>		<u>PRECIO TOTAL</u>	
		<u>M. de O.</u>	<u>Mater</u>	<u>M. de O.</u>	<u>Mater.</u>
1.53	m3 Canaleta de 0.15 m de espesor	321.50	905.30	491.00	1385.00
0.30	m3 Viga	574.80	1037.00	172.60	311.00
7.00	m3 Solado de 0.10 m de espesor	198.00	361.00	1387.00	2525.00
200.00	m2 Enlucido interior impermeabilizado	19.80	28.80	3960.00	5760.00
	Bombeo durante la construcción de las tolvas	1695.00	3000.00	1695.00	3000.00
40.00	m3 Relleno	8.00	-----	320.00	-----
2	u Válvula de compuerta ϕ 4" con unión de campana	-----	600.00	-----	600.00
4	u Tee ϕ 4" x 4", de fierro fundido, unión de campana	-----	280.00	-----	1120.00
3	u Tapones ϕ 4"	-----	43.00	-----	129.00
22.00	m Tubo de fierro fundido de ϕ 4"	-----	60.00	-----	1320.00
22.00	m Colocado del tubo de ϕ 4"	30.00	20.00	660.00	440.00
29.60	p2 Madera de 1" de espesor para planchas colgantes y vertederos	-----	6.00	-----	177.60
	Total: S/.			19757.00	39717.60

IX.- CASETA DE CLORACION

CANTIDAD	DESCRIPCION	PRECIO UNITARIO		PRECIO TOTAL		
		M. de O.	Mater.	M. de O.	Mater.	
2940 m3	Movimiento de tierras	13.00	---	38.25	---	
2.940 m3	Cimientos de 0.20 x 0.40 m	49.70	90.70	146.50	267.50	
1.470 m3	Sobrecimientos de 0.40 x 0.40 m	157.84	209.00	232.00	308.00	
0.312 m3	Dinteles	574.20	1037.00	157.90	324.00	
25.80 m2	Techo aligerado de 0.17 m	33.49	84.48	865.00	2190.00	
25.80 m2	Piso de ladrillo pastelero	7.00	5.30	180.70	137.00	
16.16 m2	Falso piso de concreto, 4" de espesor.	16.75	18.36	271.00	300.00	
16.16 m2	Piso de cemento de 1" de espesor	8.40	9.45	137.50	152.60	
26.40 m2	Muros de ladrillo de sogá	15.20	43.04	402.00	1136.00	
132.50 m2	Enlucido corriente, interior, exterior y techo	4.25	5.66	563.00	748.00	
1 u	Buzón de 12" x 24" con marco y tapa de fierro fundido	20.00	33.00	20.00	33.00	
1 u	Hipoclorador Fisher & Porter, con su com-parador colorimétrico	5000.00	15000.00	5000.00	15000.00	
13.00 m	Tubo de concreto simple ϕ 6", tendido a todo costo	20.00	18.00	260.00	234.00	
				VAN: S/.	8273.00	20829.10

DESCRIPCION

	<u>PRECIO UNITARIO</u> <u>M. de O Mater.</u>	<u>PRECIO TOTAL</u> <u>M. de O Mater.</u>
	<u>VIENEN:</u>	8273.00 20829.10
1 u Water Close	800.00	800.00
1 u Lavatorio	500.00	500.00
4 u Puntos de instalaciones sanitarias	250.00	1000.00
3 u Puntos de instalaciones eléctricas	100.00	300.00
2 u Marco y puerta de madera de 0.80 x 2.00 m .	300.00	600.00
3 u Ventana metálica de 0.80 x 0.80 m, con vidrios	150.00	450.00
2 u Colocación de la puerta	25.00	50.00
3 u Colocación de ventanas y vidrios	37.00	111.00
2 u Chapa Yale	120.00	360.00
132.50 m2 Pintura corriente a dos manos	3.00 5.00	397.00 662.50
	<u>Total: S/.</u>	<u>9731.00 25501.60</u>

X.- POZO DE SUCCION

CANTIDAD	DESCRIPCION	PRECIO UNITARIO		PRECIO UNITARIO	
		M. de O.	Mater.	M. de O.	Mater.
8.40	m3 Movimiento de tierras	13.00	----	109.20	----
0.093	m3 Muro de 0.10 m de espesor de concreto . .	320.00	800.00	29.80	74.30
0.840	m2 Losa de 0.10 m de espesor	30.00	95.00	25.20	79.80
0.800	m2 Fondo de 0.10 m	30.00	95.00	24.00	76.10
0.826	m3 Muro de 0.15 m, de concreto	321.00	1015.00	265.00	840.00
1.370	m3 Muro de concreto de 0.20m de espesor. . .	306.70	819.00	421.00	1115.00
0.675	m3 Fondo de 0.15 m de espesor	128.60	589.00	86.70	398.00
5.10	m2 Enlucido con mortero impermeabilizado. . .	19.80	28.80	101.00	147.00
4.50	m2 Enlucido corriente	4.25	5.66	19.15	25.50
2	u Válvulas check ϕ 4" con bridas	-----	1250.00	-----	2500.00
2	u Tee ϕ 4" x 4" con bridas	-----	360.00	-----	720.00
3	u Codo ϕ 4"x 90° con bridas	-----	270.00	-----	810.00
26.00	m Tubo de fierro ϕ 4"	-----	86.50	-----	2249.00
1	u Bomba Sulzer, funcionando	5000.00	20000.00	5000.00	20000.00
26.00	m Colocación de tubería ϕ 4"	20.00	10.00	520.00	260.00

Total: S/. 6596.05 29294.70

XI .- TANQUE DE CLORACION

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>		<u>PRECIO TOTAL</u>	
		<u>M. de O.</u>	<u>Mater.</u>	<u>M. de O.</u>	<u>Mater.</u>
18.00	m3 Movimiento de tierras	13.00	-----	234.00	-----
4.422	m3 Muro de concreto de 0.20 m de espesor . .	303.70	819.00	1340.00	3625.00
1.045	m3 Losa de fondo de 0.15 m de espesor . . .	128.60	589.00	135.00	618.00
0.12	m Placa de concreto de 0.10 m	320.00	800.00	38.50	96.00
0.377	m3 Canaleta de 0.15 m de espesor	321.50	905.30	121.00	342.00
19.90	m2 Enlucido con mortero impermeabilizado . . .	19.80	28.80	394.00	574.00
2.50	m Tubo de concreto reforzado de ϕ 12" a todo costo	17.37	44.50	43.50	111.20
37.4	p2 Madera de 1 $\frac{1}{2}$ " de espesor para los tableros .	-----	6.00	-----	224.00

				Total: S/. 2306.00 5890.20	

XII.- TERRENO Y SUS ARREGLOS

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>		<u>PRECIO TOTAL</u>	
		<u>M. de O.</u>	<u>Mater.</u>	<u>M. de O.</u>	<u>Mater.</u>
1672.00	m2 Area del terreno que ocupará la Planta . .	----	40.00	----	66880.00
32.00	m3 Movimiento de tierras	13.00	----	415.00	----
18.60	m3 Cimientos	49.70	90.70	925.00	1686.00
9.30	m3 Sobrecimientos.	157.84	209.00	1468.00	1950.00
7	u Buzones para by passes.	221.10	747.50	1546.00	5230.00
278.00	m2 Muro de ladrillo de sogá con machones cada 3.00 m	15.20	43.04	4230.00	12000.00
81.80	m Tendido a todo costo de tubo ϕ 12"	17.37	44.50	1422.00	3640.00
1	u Medidor eléctrico trifásico	----	1500.00	----	1500.00
1	u Puerta de tubos de fierro galvanizado y malla de alambre para el ingreso, dimen- siones: 4.00 x 2.00 m	100.00	250.00	100.00	250.00
80.00	m Tendido de tubería de fierro galvanizado de ϕ 2", incluyendo válvulas y accesorios. .	10.00	54.00	800.00	4320.00
10.00	m Tendido de tubería de fierro galvanizado O/ $\frac{1}{2}$ ", incluyendo válvulas y accesorios .	10.00	15.00	100.00	150.00
1	u Válvula de compuerta para el By pass del tanque Imhoff, ϕ 6"	----	850.00	----	850.00
5.00	m Tubo de fierro fundido ϕ 6"	----	144.00	----	720.00
				<hr/>	
VAN: S/.				10850.00	98766.00

<u>CANTIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>		<u>PRECIO TOTAL</u>	
		<u>M. de O.</u>	<u>Mater.</u>	<u>M. de O.</u>	<u>Mater.</u>
		VIENEN:		10850.00	98766.00
5.00 m	Colocado de tubo ϕ 6"	20.00	10.00	100.00	50.00
2 u	Codo ϕ 6" x 90°	-----	330.00	-----	660.00
35.00 m	Tendido de línea trifilar de corriente eléctrica, con dos postes ϕ 8"	21.20	3.00	742.00	105.00
		Total:		11692.00	99581.00

R E S U M E N

<u>L</u>	<u>PRECIO TOTAL</u>	
	<u>M. de O.</u>	<u>Materiales</u>
Línea de conducción a la Planta	4397.79	7592.20
Cámara de Rejas	507.45	939.70
Caseta de Bombeo	2723.10	5526.90
Pozo de bombeo	13583.00	51454.75
Tanque Imhoff	24506.30	64827.00
Lechos de Secado	9188.10	10046.60
Filtro Percolador	22369.40	104383.50

VAN: S/. 77255.14 244770.65

	<u>PRECIO TOTAL</u>	
	<u>M. de O.</u>	<u>Materiales</u>
VIENEN:		
	77255.14	244770.65
Sedimentador Secundario	19757.00	39717.60
Caseta de Cloración (.y.guardia)	9731.00	25501.60
Pozo de Succion	6596.05	29294.70
Tanque de Cloración.	2306.00	5890.20
Arreglos del terrno	11692.00	99581 .00
	<u>Total: S/. 127337.19</u>	<u>444755.75</u>
		<u>S/. 572092.94</u>

CUENTAS ADICIONALES Y GASTOS GENERALES

Dirección Técnica y administración 10%	57209.29	
Equipo, herramientas e instalación: 5%	28604.64	
Leyes Sociales: 51% de mano de obra	62941.97	
Utilidad del contratista: 10%	57209.29	
	<u>S/. 205965.19</u>	205965.19
		<u>S/. 778058.13</u>

Total girable a la Obra:	S/. 778058.13
Imprevistos 5%	" 38902.90
Gastos de control técnico e inspección: 5%	" 38902.90
	<u>S/. 855863.93</u>

SON: OCHOCIENTOS CINCUENTA CINCO MIL OCHOCIENTOS SESENTITRES 00/93 SOLES ORO (S/. 855,863.93)

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Ingeniería Sanitaria, Tomo II del Ing° Cosculluela.
- 2.- Tratamiento de Desagües por Imhoff & Fair.
- 3.- Copias del Ing° Azevedo Netto.
- 4.- Práctica de Alcantarillado: " Planta de Tratamiento de Desagües de Chapel Hill" .
- 5.- Revista del Instituto Nacional de Obras Sanitarias de Venezuela.
- 6.- Planta de Tratamiento de Desagües para la ciudad de Arequipa.
- 7.- Tratamiento de Desagües de Metcalf & Eddy.
- 8.- Métodos Normales para exámenes de aguas negras y desagües industriales.- Edición Americana 1955 - En español.
- 9.- Revista Obras Sanitarias de la Nación Argentina.
- 10.- Alcantarillado de Hardenbergh.
- 11.- Especificaciones de los Diez Estados.
- 12.- Revista Servicios Públicos.
- 13.- Catálogos: Dorr, Infilco, Sulzer, Fisher & Porter, Wallace & Tiernan, etc.
- 14.- Revista "Sewage and Industrial Wastes".
- 15.- Tesis de Grado del Ing° Roberto Blume.
- 16.- Tesis de Grado del Ing° Fernando Choza Nosiglia.
- 17.- Tesis de Bachillerato del Ing° Eduardo Arias Govea.

