

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE
SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 2**

"PLANTA DE POTABILIZACION DEL AGUA"

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

DESSY ISABEL FERNANDEZ RAMIREZ

Lima- Perú

2007

INDICE

Resumen	1
Introducción	2
Capitulo 1: Generalidades	4
1.1 Abastecimiento de agua en América Latina	5
1.2 Abastecimiento de agua en el Perú	7
1.3 Desarrollo de Nuevas técnicas	12
1.4 Desarrollo del poblado de UNIPAMPA zona 2	13
Capitulo 11: Criterios sobre calidad del agua	20
2.1 Consideraciones Preliminares	21
2.1.1 Características Físicas y Químicas	21
2.1.2 Aspectos fisicoquímicos	22
2.1.3 Evaluación del agua en el Río cañete	27
2.2 Normas sobre potabilidad del agua	30
Capitulo 111: Evaluación y Procesos de la Planta de tratamiento	32
3.1 Criterios de <i>evaluación</i> del <i>tipo</i> de planta	33
3.2 Procesos de coagulación y floculación	41
3.3 Proceso de Sedimentación	46
3.4 Proceso de <i>Filtración</i>	46
3.5 Proceso de desinfección	46
3.6 Memoria de cálculo de los procesos	46
3.6 Evaluación Económica	72
CONCLUSIONES	78
RECOMENDACIONES	79
BIBLIOGRAFIA	80
ANEXOS	82
Planos	

RESUMEN

La ciudad de Cañete experimenta un desarrollo demográfico, comercial y económico. Para ello se ha tenido en cuenta la formación de un grupo de trabajo que generará un proyecto de Saneamiento para el poblado de la zona 2 de Unipampa, el cual permitirá dotar del recurso indispensable a los pobladores de este lugar.

En el presente trabajo se elabora un proyecto de Planta de Tratamiento de Filtración Rápida Convencional, para el abastecimiento de la población UNI-HATUN YACHAI WASI, dentro del contexto del proyecto principal, Peru y America Latina. Las principales variables del proyecto están determinadas por el crecimiento demográfico, el asentamiento de un poblado en vías de industrialización y la expansión del proyecto de Camisea.

Se analiza la factibilidad económica del proyecto y su beneficio en corto plazo a la población que pretende abastecer, a través de cálculos sencillos y aproximados. La Planta de filtración esta conformada por los procesos de Dosificación, Mezcla Rápida, Floculación Horizontal, Decantación (o sedimentación), Filtración y Cloracion. Dichos procesos, son presentados de manera clara, mediante cuadros de cálculo y planos. Los cuadros de cálculo explican paso a paso el desarrollo Y obtención de resultados finales.

Summary

The city of Cañete experiences a demographic, commercial and economic development. For it the formation of a work group has considered that will generate a project of Cleaning for the zone 2 - Unipampa town, which will allow, equipping with the indispensable resource to settlers of this place.

In the present work a project Plant of Treatment of Conventional Fast Filtration is elaborated, for the supplying of the UNI-HATUN YACHAI WASI town, within the context of the main project, Peru and Latin America. The main variables of the project are determined by the population increase, the establishment of a town on the way to industrialization and the expansion of the project of Camisea.

One analyzes the economic feasibility of the project and its benefit in short term to the population that it tries to supply, through calculations simple and approximated. The Plant of filtration this conformed by the processes of Metering, Fast Mixture, Horizontal Flocculation, Movement (or sedimentation), filtration and Cloracion. These processes, are presented/displayed of clear way, by means of calculation pictures and planes. The calculation pictures step by step explain the development and obtaining of final results.

INTRODUCCION

Las diversas actividades agrícolas, ganaderas, industriales y recreacionales del ser humano han traído como consecuencia la contaminación de las aguas superficiales con sustancias químicas y microbiológicas, además del deterioro de sus características estéticas.

Para hacer frente a este problema, es necesario someter al agua a una serie de operaciones o procesos unitarios, a fin de purificarla o potabilizarla para que pueda ser consumida por los seres humanos, haciendo un sistema en conjunto llamada Planta de Tratamiento para Agua. Las distintas fuentes de abastecimiento, algunas aguas pueden ser naturalmente potables y otras pueden necesitar un tratamiento corrector previo a su entrega al consumo.

Las aguas provenientes de fuentes subterráneas profundas, galerías filtrantes o manantiales, pueden ser entregadas directamente al consumo, siempre que sean químicamente apropiadas y si se tiene en cuenta todas las previsiones necesarias en su captación para evitar su contaminación. Es decir, estas aguas en general son naturalmente potables. Solo se recomienda un tratamiento con cloro para resguardarla de cualquier contaminación accidental en la red de distribución.

Cuando el agua no es potable habrá que hacer un tratamiento corrector, como sucede con las aguas superficiales. El tratamiento corrector o potabilizador puede ser físico, químico o microbiológico.

Una operación unitaria es un proceso químico, físico o biológico mediante el cual las sustancias objetables que contiene el agua son removidas o transformadas en sustancias inofensivas.

La mayor parte de los procesos originan cambios en la concentración o en el estado de una sustancia, la cual es desplazada o incorporada en la masa de agua. Este fenómeno recibe el nombre de *transferencia de fase*. Son ejemplos de ello la introducción de oxígeno al agua (transferencia de la fase gaseosa a la líquida) y la

liberación de anhídrido carbónico contenido en el agua (transferencia de la fase líquida a la gaseosa) mediante el proceso de aereación.

Para este trabajo se realizaran procesos unitarios de coagulación floculación, sedimentación y cloracion y su diseño se basa en análisis previos de la empresa EMAPA Cañete y estudios del gas de Camisea.

La planta de tratamiento que se proyectara esta orientada a satisfacer las necesidades de la población de UNIPAMPA. Sin embargo y debido a que la proyección de población es muy baja, se ha considerado conveniente construir una planta similar a una de las plantas existentes para el distrito de Imperial Cañete la misma que tiene un caudal de 30 l/s .

Como se podrá apreciar, la capacidad de la planta y el crecimiento poblacional no amerita la inversión económica a realizarse, sin embargo p:omueve la investigación para una futura planta para el distrito de Unipampa que deberá asentarse para una población futura y más numerosa.

Capítulo 1

GENERALIDADES



1.1 Abastecimiento de agua en América Latina

América posee 3856 millones de hectáreas y 830,7 millones de habitantes, y concentra la mayor cantidad de agua disponible del mundo, 200.000 km³, de los que sólo 42.780 km³ anuales se consideran renovables. Es decir, posee algo más del 31,3% de la superficie terrestre, el 13,7% de la población global, y casi el 47% de la *disponibilidad* mundial de recursos hídricos renovables. Sus principales fuentes,

Y es que América tiene en su haber algunas de las mayores cuencas fluviales del planeta, como el sistema amazónico, el más grande del mundo. Sin embargo los últimos 100 años, debido al crecimiento poblacional, la gran demanda del sector agrícola y el desarrollo de los procesos industriales, los requerimientos de agua aumentaron seis veces; según algunos, más de lo que los ecosistemas pueden soportar. Por citar sólo un ejemplo, en el último medio siglo, en México disminuyó a más de la mitad el agua disponible para el consumo humano, según datos de la Comisión del Agua de ese país.

Precisamente, una de las fuerzas dominantes que conducen la cuenta regresiva en materia de agua para consumo humano es la acelerada urbanización. Y, si el presente es preocupante, el futuro se presenta más amenazante aún, especialmente si se tiene en cuenta que, para 2030, se espera que el continente americano sea el más urbanizado del globo (ya posee dos megaciudades: San Pablo y México).

Esta acelerada urbanización representa uno de los mayores desafíos de las próximas décadas y, con él, el tratamiento de las aguas plantea serios problemas ambientales y de salud pública. En América se extrae diariamente 103 millones de metros cúbicos de agua, pero también depositamos más de 20.000 toneladas de materia orgánica, lo que ejerce una fuerte demanda sobre los ecosistemas ya que, sin tratamiento de efluentes, las ciudades pueden transformarse en los entornos más peligrosos.

En América Latina, el abastecimiento de agua data de siglos atrás, prueba de ello son los acueductos y pilas de los Incas en Perú, y los acueductos en al época de la colonia.

Las primeras plantas de tratamiento se construyeron en Argentina, Uruguay y Brazil. El establecimiento de la oficina Sanitaria Panamericana en 1924 ayudo a tomar conciencia en los gobiernos sobre la potabilizacion del agua

Acceso

Según el programa conjunto de monitoreo de agua y saneamiento de la OMS y de UNICEF 50 millones de personas o 9% de la población de América Latina y del Caribe no tenían acceso a una fuente mejorada de agua en 2004, y 125 millones o 23% no tenían acceso a saneamiento básico adecuado. Únicamente 51 % tenía acceso al alcantarillado.

Solamente un estimado 15% de las aguas residuales colectadas estaban dirigidas a plantas de tratamiento, las cuales no están funcionando adecuadamente en muchos casos. 26% de la población tenía acceso a formas de saneamiento básico adecuados otros que el alcantarillado, incluyendo tanques sépticos y varios tipos de letrinas.

La cobertura total de agua potable es del 80 %. En el área urbana es del 88%, siendo 79% con conexiones domiciliarias y 9% con sistemas de fácil acceso.

En el medio rural, la cobertura es del 36%, siendo un 28% con conexiones domiciliarias y un 8% con fácil acceso.

La cobertura total de saneamiento del grupo es del 85%. En área urbana: 90%: correspondiendo un 61 % a alcantarillado y un 29% a disposición in situ.

En área rural: 60%, correspondiendo un 58% a disposición in situ.

Sólo el 16,5% de los efluentes de alcantarillado reciben algún grado de tratamiento.

Calidad de Servicio

Los que tienen acceso al servicio de agua potable frecuentemente tienen un servicio de calidad dudosa. Muchas veces el servicio no esta continuo, la presión

insuficiente y la calidad del agua es inadecuada. Sin embargo, hay muchas diferencias entre países y ciudades en América Latina. En algunas ciudades (como en Chile y en Monterrey y Tijuana en México) la calidad de servicio es buena y comparable en calidad a los países más desarrollados.

1.2 Abastecimiento de agua en el Perú

En el sector de agua potable y saneamiento del Perú, se ha logrado importantes avances en las últimas dos décadas, se tiene el aumento del acceso de agua potable del 30% al 62% ocurrido entre los años 1980 al 2004 y el incremento del acceso de saneamiento del 9% al 30% entre los años 1985 al 2004 en las áreas rurales. Asimismo, se han logrado avances en la desinfección del agua potable y el tratamiento de aguas negras. Sin embargo, quedan muchos retos en el sector, tal como:

- Insuficiente cobertura de servicios;
- Mala calidad de la prestación de servicios que pone en riesgo la salud de la población;
- Deficiente sostenibilidad de los sistemas construidos;
- Tarifas que no permiten cubrir los costos de inversión, operación y mantenimiento de los servicios;
- Debilidad institucional y financiera; y
- Recursos humanos en exceso, poco calificados y con alta rotación

1.2.1 Acceso

En el año 2004, la población total del Perú era de 27.5 millones de habitantes, de los cuales el 71 % residía en el área urbana y el 29% en el área rural. La cobertura de servicios de agua potable ha sido registrada ese año en 76% y saneamiento en 57%. En lo que respecta, a las áreas urbanas la cobertura fue de 81 % en agua y 68% en saneamiento. Por otro lado, en las áreas rurales, donde vive un 27% de la población, la cobertura de agua potable fue de 62% y saneamiento de 30%.

Las zonas rurales son las que más carecen de un sistema apropiado de agua potable.

El MVCS estima a la población rural en 8.9 millones de habitantes (35% de la población total), esto es, 1.8 millones de hogares, siendo su principal característica la pobreza: un 60% en condición de pobreza y un 24 por ciento, en pobreza extrema. El 20 por ciento de los hogares más pobres recibe como ingreso promedio US \$ 234 per cápita/ año y el 20 por ciento más rico US \$ 933 per cápita / año (US \$ 821 mes). De los 8.9 millones de habitantes rurales 3.3 no tienen acceso al agua potable, esto es el 37%, y 6.2 millones carecen de una adecuada eliminación de excretas y agua residuales, el 70%.

1.2.2 Uso de agua

En el año 2005, se estimó una producción promedio de 259 litros/habitante/día en áreas urbanas, lo cual representó una disminución del 26% desde el año 1997, cuando la producción estaba estimada en 352 litros/habitante/día. Probablemente esta disminución se debió al aumento del 24% al 47% en la micromedición durante el período (1997-2005) y al aumento en las tarifas. Sin embargo, la dotación actual es bastante alta para el nivel de desarrollo económico de las ciudades en el Perú. Por lo tanto, no es admisible que con los niveles altos de producción, en la mayoría de localidades, se presenten problemas de intermitencia en el servicio. El uso de agua es mucho menos de este nivel a causa de pérdidas de distribución estimadas en 45% .En áreas rurales el uso de agua es mucho menos alto.

1.2.3 Responsabilidad para agua y saneamiento

Provisión de servicios

La Constitución de 1993 establece la responsabilidad de las municipalidades en la prestación de los servicios públicos. La Ley Orgánica de Municipalidades señala que es función de las municipalidades provinciales administrar y reglamentar, directamente o por concesión, el servicio de agua potable, alcantarillado y desagüe. El Perú tiene 194 municipalidades provinciales (provincias).

Los prestadores de servicios en el país son:

- La Empresa Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima (SEDAPAL)

- 49 Empresas Prestadoras de Servicios Municipales (EPS) en otras ciudades (la SEDAPAL y las EPS tienen bajo su jurisdicción al 62% de la población total del país);
- al rededor de 11,800 Organizaciones Comunales - Juntas Administradoras de Servicios de Saneamiento (JASS) - que tienen bajo su responsabilidad al 29% de la población principalmente asentada en el ámbito rural; y
- Municipalidades pequeñas (490) que albergan al 9% de la población total.

Regulación

El ente regulador del Sector es la Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento (SUNASS). Sus funciones son supervisar, regular, normar, fiscalizar, sancionar y resolver controversias y reclamos de los usuarios de acuerdo con los alcances y limitaciones establecidas en la ley. Este organismo se financia con el 1% de la facturación de las Empresas Prestadoras de Servicios. SUNASS es un organismo descentralizado adscrito a la Presidencia del Consejo de Ministros, con personería de derecho público interno y con autonomía administrativa, funcional, técnica, económica y financiera.

Otras funciones

Asimismo, participan en el sector el Ministerio de Salud (MINSA), a través de la Dirección General de Salud Ambiental (DIGESA) y la Dirección Ejecutiva de Saneamiento Básico (DESAB), entidades que ejercen funciones en los aspectos sanitarios de la calidad del agua para consumo humano y la protección del ambiente para la salud.

Otras instituciones que actúan y participan en el sector son el Ministerio de Economía y Finanzas (MEF), que tiene injerencia específica en los aspectos de planificación económica sectorial y normativa relacionada a las finanzas; las Organizaciones No Gubernamentales (ONGs) y el Sector Privado, entre otras.

El Fondo Nacional de Cooperación para el Desarrollo Social (FONCODES), un Fondo Social creado en 1991, canaliza recursos para inversiones en áreas rurales y urbanas marginales en varios sectores, incluyendo agua potable y saneamiento. En el marco del proceso de descentralización del Estado, desde octubre del 2003, FONCODES transfiere recursos a los municipios distritales verificados para proyectos de infraestructura social, les brinda asistencia técnica y contribuye a

mejorar capacidades para el manejo responsable de la inversión social. El FONCODES depende del Ministerio de la Mujer y Desarrollo Social (MIMDES). Desde el inicio del PRONASAR el FONCODES se esta retirando de actividades en agua y saneamiento en áreas rurales.

Unos 46 empresas prestadores de servicios se han organizados en la Asociación Nacional de Entidades Prestadores de Servicio de Saneamiento del Perú (**ANEPPSA**) para "promover la excelencia en la gestión de servicios de saneamiento" a través de capacitación y intercambio de experiencias.

1.2.4 "Agua para todos" - 2006

En septiembre 2006 el nuevo Presidente Alan García anunció un programa ambicioso de inversiones en agua y alcantarillado llamado "Agua para todos", prometiendo el acceso al agua a todos los Peruanos - particularmente a los más pobres - al final de su mandato. El programa cuenta con 270 proyectos, empezando en el distrito de Carabayllo de Lima. A su inicio este programa fue criticado, entre otros, porque se esta concentrando en la distribución del agua en Lima sin dar suficientemente atención a la escasez en la producción de agua, porque hace promesas que son difíciles de cumplir: "El problema es que este programa se ha lanzado con una meta elevada y sin una estrategia para alcanzarla, pero con abundancia de presentaciones públicas." ¹

1.2.5 Tarifas y recuperación de costos

Tarifas urbanas

Las tarifas de agua en Perú son bajas, en promedio *SI* 1.29/m³ (US\$ 0.38/m³) en áreas urbanas. Las tarifas promedio urbanas aumentaban de *SI* 1.04/m³ en 1997 (US\$ 0.40/m³ con la tasa de cambio de 1997) a *SI* 1.45/m³ en 2000 (US\$ 0.42/m³), pero disminuyeron en términos reales después. Cada prestador tiene sus tarifas propias, con diferencias importantes entre localidades, desde *SI* 0.45/m³ en Mantaro (US\$ 0.14/m³) y *SI* 2.60/m³ en Ilo (US\$ 0.79/m³) en 2005. Cabe señalar

¹ Raul Wiener _ .Platafonna Interamericana de Derechos Humanos Democracia y Desarrollo. Capitulo peruano - Edicion Setiembre 2006

que muchos usuarios en áreas urbanas que no tienen acceso al agua entubada pagan precios mucho más altos por el agua de carro-cisternas. En el año 1999 del total de agua que produjeron las empresas se lograba facturar el 55% y de este total, se cobraba oportunamente el 50%. Las empresas tardaban en promedio 140 días en hacer efectiva la cobranza. En el año 2005 sólo 5% de las EPS y de los municipios contaban con la capacidad financiera para desempeñar su función. El resto se encuentra financieramente quebrado. En el mismo año 2005 el gobierno decidió de aplicar un nuevo modelo de regulación tarifaria. El gobierno ha contratado estudios para la elaboración de este modelo con el apoyo del Public-Private Infrastructure Advisory Facility (PPIAF), un fondo fiduciario del Banco mundial, y del BID.

Tarifas rurales

En áreas rurales las Juntas aplican una tarifa fija mensual independiente del uso, debido a que el uso de medidores no es común en estas áreas. La tarifa esta estimada al equivalente de US\$ 0.50 por mes, lo que no es suficiente para la operación y el mantenimiento de los sistemas.

Capacidad de pago

En promedio los hogares peruanos gastaban en 1997 1.8% de sus gastos para agua, incluyendo agua comprada de carro-tanques, pero sin gastos en saneamiento. En áreas urbanas se gastaban 1.9% de los gastos para agua y en áreas rurales solamente 0.8%. Los más pobres gastaban 2.4% en áreas urbanas y 1.7% en áreas rurales.

1.2.6 Recursos hídricos

El agua superficial disponible en Perú es abundante, constituyendo un gran potencial. No obstante, los factores que afectan el clima del país originan una gran variedad y discontinuidad del recurso del agua a través del tiempo. La pérdida de la calidad del agua es crítica en algunas regiones del país y se debe fundamentalmente a la contaminación por efluentes provenientes de las actividades productivas de la industria, sobre todo la industria minero-metalúrgica, Y por los desechos domésticos y agroquímicos, que afectan fuentes de abastecimiento de agua y ponen en riesgo la salud de la población.

1.3 Desarrollo de Nuevas Técnicas

En la actualidad se ha desarrollado diversas técnicas para el tratamiento del agua potable, entre ellas existen los tratamientos químicos puros, con plantas de tratamiento móviles para poblados menores a 1000 habitantes. También existe el uso de algunos minerales como la zeolita en países como Cuba (debido a las abundantes reservas de este producto en ese país).

Así mismo se han plantados nuevas técnicas para acelerar los procesos de floculación y coagulación. Mientras mas se conozca de los procesos de tratamiento y de sus tiempos y reacciones, habrá una mejora en el tiempo de tratamiento del agua y reducción de costos.

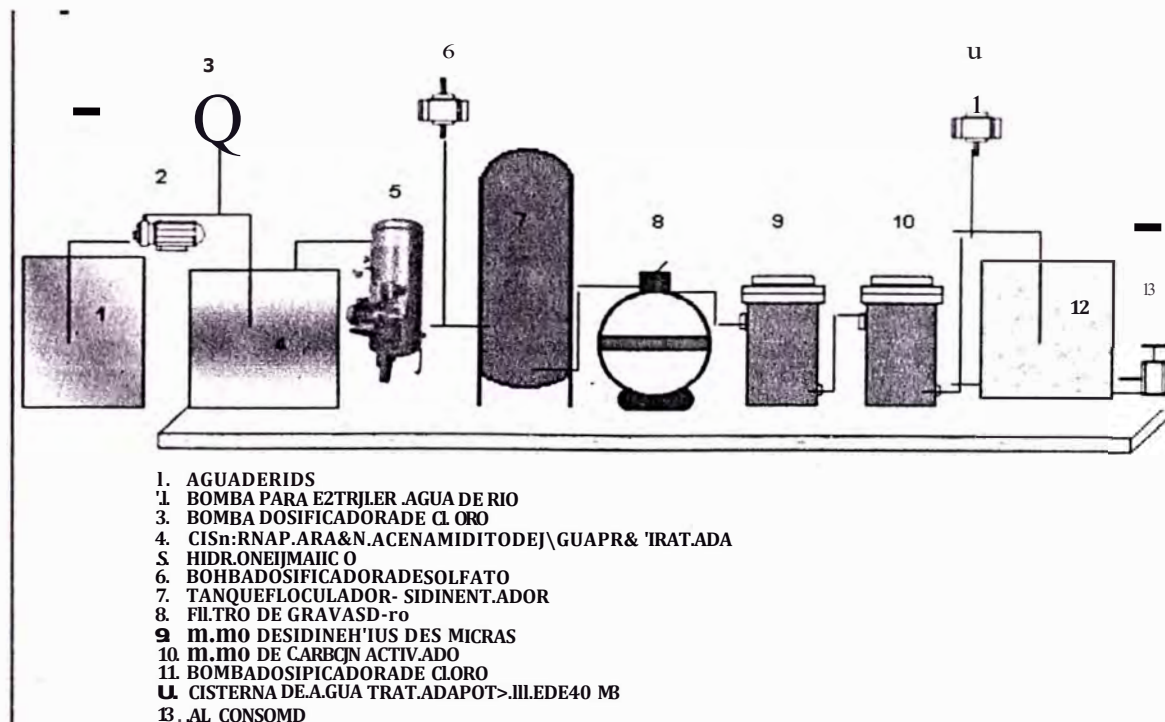
"Por ejemplo en Guandu, Río de Janeiro, el solo cambio del punto de aplicación de ellos (compuestos químicos coagulantes), represento una reducción del 12% en la cantidad aplicada. En Detroit se redujo hasta en un 37%"²

En algunos casos al reunir todas las modificaciones en el proceso, han permitido un diseño de plantas mas económicas y simples, facilitando también las operaciones de mantenimiento, lo cual reduce los costos en el largo plazo a la población y permite dar un buen servicio a un menor costo.

A continuación se presenta una planta móvil, que resume los procesos en una planta de tratamiento construida sin violar lo principios esenciales de la tecnología de potabilización del agua.

² Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua - CEPI - Pag 14

PLANTA DE POTABILIZACION TRANSPORTABLE O MOVIL



1. AGUADEROS
2. BOMBA PARA EXTRAER AGUA DE RIO
3. BOMBA DOSIFICADORA DE CLORO
4. CISTERNA PARA CLORO
5. HIDRONEUMÁTICO
6. BOMBAS DOSIFICADORAS DE SULFATO
7. TANQUE FLOCULADOR-SEDIMENTADOR
8. FILTRO DE GRAVAS
9. MÓDULO DESINFECCIÓN UV
10. MÓDULO DE CARBÓN ACTIVADO
11. BOMBAS DOSIFICADORAS DE CLORO
12. CISTERNA DE AGUA TRATADA
13. VALVULA

1.4 Desarrollo del poblado Unipampa Zona 2

1.4.1 Planteamiento.-

Hemos identificado tres factores que fomentarán el crecimiento demográfico en la zona 2 de UNIPAMPA:

1. La construcción de la planta de licuefacción y exportación del Gas de Camisea en Pampa Melchorita.
2. La exportación de productos agrícolas.
3. La construcción de un centro de investigación de la Universidad Nacional de Ingeniería.

En base a los cuales hemos definido los caudales de diseño.

El área bruta asignada es de 164032.00 m², ubicada a la altura del kilómetro 160.00 de la Panamericana Sur, delimitado por las coordenadas:

Tabla 1.0.- Coordenadas del Área de Estudio

Punto	Coordenada Este (UTM)	Coordenada Norte (UTM)
1.00	353386.83	8542073.41
2.00	353704.39	8542225.27
3.00	353905.43	8541804.87
4.00	353387.87	8541653.01
Centro	353644.33	8541938.28

Sobre la que se ha proyectado una ciudad con una distribución de áreas mostradas en la Tabla 2.0.

Tabla 2.0.- Distribución de Usos del Terreno.

Uso	Mínimo Requerido(%)	Área Mínima Requerida (m ²)	Área Proyectada (m ²)
Recreación	8.00	9766.40	10000.00
Educación	2.00	2441.60	2800.00
Otros Fines (Salud. Administración, Parroquia)	3.00	3662.40	4000.00
Comercio	-	-	7416.00
Industria Liviana	-	-	5000.00
Vivienda	-	-	60000.00
Circulación	-	-	74816.00
Total			164032.00

El área de vivienda, estará constituida por 300 lotes de 200 m² c/u, distribuidas en 24 manzanas.

1.4.2 Población.-

Para el cálculo de la población se ha considerado lo siguiente:

- La población establecida únicamente sobre el área asignada, se ha considerado 7 hab./lote, en 300 lotes estimando una población inicial de 2100 habitantes.

- La población futura para un periodo de diseño de 20 años, tiempo estimado durante el cual se explotará al máximo el gas licuado de Camisea en Pampa Melchorita, y tomando en cuenta que las actividades económicas de operación de la planta generarán trabajo directo para 3000 familias (constituidas por 7 integrantes e/u), las cuales crecerán a un ritmo de 1.5% anual (similar al crecimiento demográfico de Cañete), lo que representará una población de 27300 habitantes para el 2026.
- Para el diseño de la planta de tratamiento nos basaremos en el crecimiento poblacional a 10 años, pues de acuerdo a la Norma OS 0.20 las planta de tratamiento no se deben diseñar para periodos mayores a ese rango.

1.4.3 Dotación

Para el cálculo de la dotación del agua, nos hemos basado en la siguiente tabla.

Tabla 3.0. Cálculo de la dotación

Normativa	Dotación Doméstica{l/h/d)	Criterio
SEDAPAL	250.00	Residencial (área de lotes > 120m ²)
SEDAPAL	200.00	Popular (área de lotes <= 120m ²)
DIGESA - MINSA	60.00	Habitantes Costa Sur
López Cualla	200.00	
Vierendel	150.00	Población entre 2000 y 10000Hab. - ciima Templado
Elegida	120.00	Ciudad Popular, Con lotes proyectados para uso mixto (vivienda y comercial) - ciima Cálido.

Finalmente la elegida a sido de acuerdo a Sedapal de 120 l/h/d

Continuación ... TABLA 2.2

Parámetros Físico Químicos Permisibles

Parámetros	Unidades	Regulaciones Internas Primarias	Gulas de Calidad para el Agua de Bebida del Canadá-1978	Guidelines for Drinking-Water Quality OMS, 1996
		Nivel máximo del contaminante	Concentración máxima aceptable	Valor guía
Cloro	ma/L	—	—	5d
Cloruro	ma/L	-	250	250
Cobre	ma/L	1,3na	1,0	2d
Cromo (total)	ma/L	0,1	0,05	0,05(PI
Fluoruro	ma/L	4	1,5	1,5
Hierro	ma/L	—	0,3	0,3
Manaaneso	ma/L	-	0,05	0,5(P)
Mercurio	ma/L	0,002	0,001	0,001
Nitrato (como NI	ma/L	10	10, (I	50 (i)
Nitrito /como N)	ma/L	1	1,0	3
oH	-	-	6,5 – 8,5	—
Plata	ma/L	-	0,05	(1)
Plomo	ma/L	0,015na	0,05	0,01
Selenio	ma/L	0,05	0,01	0,01
Sulfato	ma/L	-	500	250
Sulfuros (H2S)	mg/L	-	0,05	0,05@
Sólidos disueltos	mg/L	-	500	1.000

TCU: Unidades de Color Verdadero.

UNT: Unidades Nefelométricas de Turbiedad.

(P) Valor guía provisional.

(1) En las concentraciones normalmente encontradas, no se ha detectado daño en la salud.

a La Regla de Tratamiento de Agua de Superficie requiere que los sistemas que usan agua de superficie o subterránea bajo influencia directa de agua de superficie: (1) desinfecten el agua y (2) filtren el agua o realicen el mismo nivel de tratamiento que aquellos que filtran el agua. El tratamiento debe reducir los niveles de *Giardia Jambliá* (parásito) en 99,9% y los virus en 99,99%. La *Legionella* (bacteria) no tiene límite. pero la EPA considera que si se inactivan la *Giardia* y los virus. la *Legionella* también estará controlada. En ningún momento la turbiedad (enturbiamiento del agua) puede superar las 5 UNT (los sistemas filtrantes deben asegurar que la turbiedad no supere una UNT (0,5 UNT para filtración convencional o directa) en al menos 95% de las muestras diarias de cualquier mes); HPC: no más de 500 colonias por mililitro.

b Turbiedad promedio para una efectiva desinfección: = 1 UNT. Muestra simple: = 5 UNT.

c Por ser consideradas sustancias cancerígenas.

d Concentraciones establecidas porque a concentraciones mayores. se pueden ver afectados el sabor, el olor y la apariencia del agua.

f Cuando nitrato y nitrito están presentes, la suma de las dos concentraciones no debe exceder 10mg/L.

g La suma de la razón entre la concentración de cada uno y su respectivo valor guía no debe exceder de 1.

h Se aplica cuando más de un plaguicida considerado en las guías de calidad están presentes en el agua.

@ Relacionado con el olor y el sabor del agua.

1.4.4 Demanda

La demanda estimada es de dos tipos:

1. Demanda población actual (2100 Hab): 12.64 l/s.
2. Demanda de Agua Potable para planta de tratamiento: 30.00 l/s - Tomando como dato la demanda de planta de tratamiento de Imperial de Cañete

La población para la que está dimensionada la ciudad asignada, demanda 12.64 l/s, por lo cual el reservorio, las redes de agua potable y las de alcantarillado serán diseñadas modularmente para este caudal, de tal forma que para cubrir la demanda de la población futura se construirán módulos con las mismas dimensiones_

La bocatoma será diseñada para captar los 2500 l/s de la demanda total y la Planta de tratamiento procesará 30 l/s inicialmente, debido a que el valor real que debería procesar sería a 10 años (un promedio de 2500 habitantes para una población futura) y esto solo nos da una dotación de 6 l/s para lo cual sería innecesario construir una planta de tratamiento_

En la tabla 4.0 se puede apreciar el cálculo de los caudales de diseño

Tabla 4.0. Cálculo de los caudales de diseño

Item	Obra	Periodo de Diseño (años)	Población (Hab.)	Dotación (l/h/d)	Qp (l/s)	Qmax diario (l/s)	Qmax horario (l/s)	Qdiseño (l/s)
1.00	Bocatoma	50.00	-	-	600000.	-	-	600000
	Captación Total	50.00	-	-	2500_00	-	-	2500.00
	Conducción (Regadío)	20.00	Agrícola	-	2417.85	-	-	2417.85
	Conducción (PT)	20.00	27300_00	-	82.15	-	-	82.15

Continuación ... Tabla 4.0 . Cálculo de los caudales de diseño

Item	Obra	Periodo de Diseño (años)	Población (Hab.)	Dotación (l/h/d)	Qp (l/s)	Qmax diario (l/s)	Qmax horario (l/s)	Qdiseño (l/s)
2.00	Planta de tratamiento	Inmediato	2100.00	120.00	4.86	6.32	12.64	30.00
	Conducción (2-3)	Inmediato	2100.00	120.00	4.86	6.32	12.64	30.00
3.00	Reservorio	Inmediato	2100.00	200.00	4.86	6.32	12.64	12.64
	Conducción (3-4)	Inmediato	2100.00	200.00	4.86	6.32	12.64	12.64
4.00	Redes de Agua	Inmediato	2100.00	200.00	4.86	6.32	12.64	12.64
5.00	Redes de Desague	Inmediato	2100.00	200.00	4.86	6.32	12.64	10.11

1.4.5 Oferta

El río Cañete puede proveer durante todo el año un caudal de 8.75 m³/s, con un 95% de persistencia, tal como se aprecia en la tabla 5.0.

Tabla 5.0 .- Río Cañete en estación Imperial - Caudales (m³/s) con 50, 70 y 95% de Persistencia

Persistencia	Todo el Año	Período Húmedo	Período Seco
50%	20.75	57.00	12.40
70%	13.25	33.00	11.00
95%	8.75	16.80	8.00

1.4.6 Descripción de la Obras proyectadas

Bocatoma.- es de tipo mixta o convencional proyectada a la margen izquierda del río Cañete en la cota 273 msnm, esta conformada por un barraje fijo o presa de derivación, un barraje móvil o zona de compuertas, canal desripador, ventana de captación, muros de encausamiento y diques de protección, esta estructura estará diseñada para captar 2500 l/s

Planta de Tratamiento.- Será de filtración rápida debido a que la turbidez excede el límite pennisible, confonnada por el cuarto de almacenamiento, la zona de coagulación, la zona de mezcla rápida, floculación, sedimentación, filtración y cloración y será diseñada para procesar 30.00 1/s y será evaluada de acuerdo a las normas de la OMS y las normas peruanas.

Reservorio.- Constituido por un reservorio elevado, debido a la carencia de desniveles importantes en la zona de estudio, de concreto annado y diseñado para almacenar 275.00 m³ con un buen comportamiento dinámico ante solicitaciones sísmicas.

Redes de Agua Potable.- Fonnado por un sistema de circuito cerrado, modulado para abastecer a los 2100 habitantes de UNIPAMPA, distribuyendo un caudal de 12.64 1/s.

Redes de Alcantarillado.- Será del tipo unitario dado que se consideran solo aguas residuales industriales y domésticas para el diseño. El caudal de diseño será de 10.11 1/s.

Tabla 6.0.- Cotas del Perímetro y Centro del Área de Estudio

Punto	Cota (m.s.n.m)	Coordenada Este (UTM)	Coordenada Norte (UTM)
Bocatoma	281.00	368290.00	8558091.00
Planta de Tratamiento	265.00	37086.50	8557617.80
Reservorio	180.00	354214.37	8542336.76
Redes de Agua	165.00	353644.33	8541938.28
Redes de Alcantarillado	165.00	353644.33	8541938.28

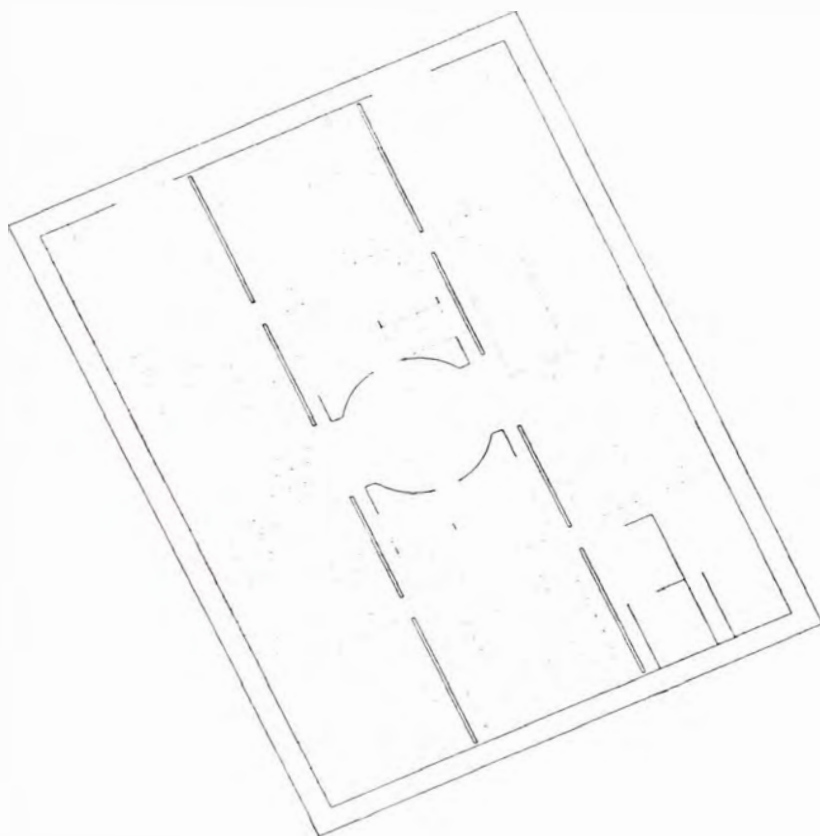


Gráfico 1.0.- Planteamiento Urbano de UNIPAMPA Zona 2

Capitulo 11

CRITERIOS SOBRE CALIDAD DEL AGUA



2.1 Consideraciones Preliminares

2.1.1 Características Físicas y Químicas

El agua es el constituyente más importante del proyecto UNI PAMPA es por ello que su análisis debe ser hecho de forma seria y responsable, dándole especial importancia a los procesos de muestreo y a las unidades y terminología empleadas.

La fuente de agua de origen superficial es el Río Cañete y la muestra para el estudio ha sido tomada del canal de la bocatoma Nuevo Imperial.

La calidad del agua tiene importancia para el proyecto pues esta íntimamente relacionada con el uso del recurso. Para decidir la clasificación y calificación del agua del río Cañete, su calidad debe estudiarse teniendo en cuenta que será destinada a consumo humano e industrial. Bajo estas consideraciones, se definirá el uso de la tecnología en el proyecto y sobretodo en la planta de tratamiento

El cuadro 2-1 presenta un resumen de algunos olores característicos del agua, de acuerdo con su origen.

Cuadro 2-1. Olores característicos del agua y su origen³

Naturaleza	Origen
Olor balsámico	Flores
Dulzor	<i>Coe/osphaerium</i>
Olor químico	Aguas residuales industriales
Olor a cloro	Cloro libre
Olor a hidrocarburo	Refinería de <i>petróleo</i>
Olor medicamentoso	Fenal, yodoformo
Olor a azufre	Ácido sulfhídrico, H ₂ S
Olor a pescado	Pescado, mariscos
Olor séptico	Alcantarilla
Olor a tierra	Arcillas húmedas
Olor fecaloide	Retrete, alcantarilla
Olor a moho	Cueva húmeda
Olor a legumbres	Hierbas, hojas en descomposición

³ Tratamiento de agua para consumo humano OPS/CEPIS/PUB/04.109 Pag11

En la Tabla 2.2 se detallan los parámetros para las características Físicas y químicas que debe poseer el agua de acuerdo a tres regulaciones:

- a. Regulaciones Internas
- b. Guía para el Agua de bebida - Canadá 1978
- c. OMS 1996

2.1.2 Aspectos fisicoquímicos de la calidad del agua

La evaluación de la calidad del agua se realizara usando técnicas analíticas adecuadas para cada caso.

A continuación se tratan en detalle las principales características fisicoquímicas y biológicas que definen la calidad del agua, el origen de los constituyentes, su importancia en la salud, su relación con los principales pro(;esos de tratamiento y los límites de concentración establecidos por las normas internacionales de calidad de agua para consumo humano.

Características físicas

- turbiedad;
- sólidos solubles e insolubles;
- color;
- olor y sabor;
- temperatura, y
- pH .

Turbiedad

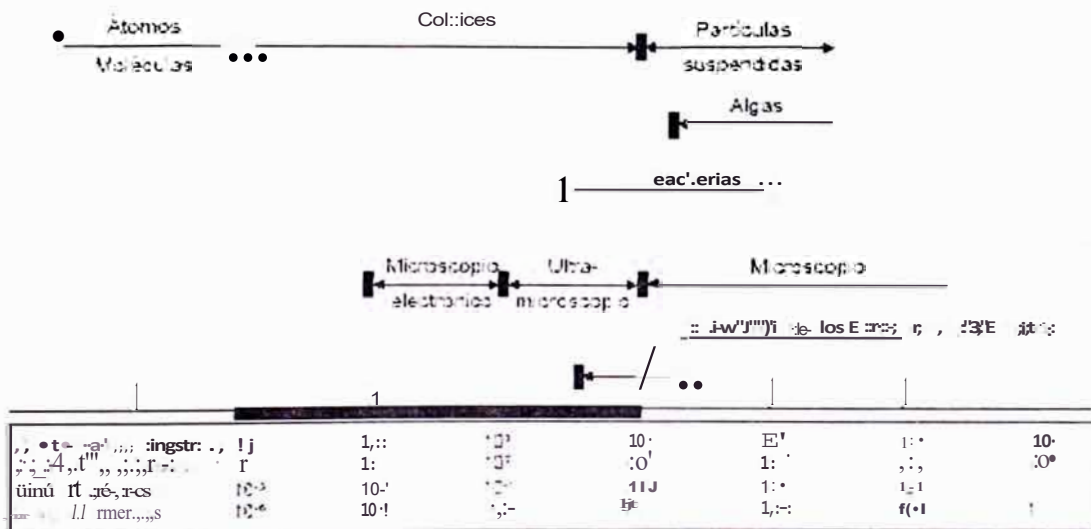
La turbiedad es originada por las partículas en suspensión o coloides (arcillas, limo, tierra finamente dividida, etcétera).

Para el caso del agua de la bocatoma de Nuevo imperial, esta presentaba una turbidez media

Los estándares internos de la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos (EPA) establecen que las aguas de consumo humano deben tener preferentemente una UNT y en ningún caso más de 5 UNT.

Las Guías de Calidad para Agua de Bebida del Canadá y las Guías de Calidad para Aguas de Consumo Humano de la Organización Mundial de la Salud (OMS) recomiendan como valor guía 5 UNT.

La OMS indica, sin embargo, que para una desinfección eficiente, el agua filtrada debería tener una turbiedad promedio menor o igual a una UNT.



Sólidos y residuos

Se denomina así a los residuos que se obtienen como materia remanente luego de evaporar y secar una muestra de agua a una temperatura dada.

Según el tipo de asociación con el agua, los sólidos pueden encontrarse suspendidos o disueltos.

Las partículas pueden estar:

- Disueltas (hasta un milimicrómetro), en cuyo caso físicamente no influirán en la turbiedad, pero sí podrían definir su color u olor.

- Formando sistemas coloidales (1 a 1.000 milimicrómetros}, que son las causantes de la turbiedad neta del agua.
- En forma de partículas suspendidas (por encima de 1.000 milimicrómetros), las cuales caen rápidamente cuando el agua se somete a reposo.

Sólidos totales.

Sólidos totales = sólidos suspendidos + sólidos disueltos

Sólidos totales = sólidos fijos + sólidos volátiles

Sólidos disueltos o residuos disueltos. Son los que se obtienen después de la evaporación de una muestra previamente filtrada.

Sólidos en suspensión. Se considera que los sólidos en suspensión son los que tienen partículas superiores a un micrómetro y que son retenidos mediante una filtración en el análisis de laboratorio.

Sólidos volátiles y fijos. Los sólidos volátiles son aquellos que se pierden por calcinación a 550 °C, mientras que el material remanente se define como sólidos fijos.

La mayor parte de los sólidos volátiles corresponden a material orgánico.

Los sólidos fijos corresponden, más bien, a material inorgánico.

Color

Esta característica del agua puede estar ligada a la turbiedad o presentarse independientemente de ella.

En la formación del color en el agua intervienen, entre otros factores, el pH, la temperatura, el tiempo de contacto, la materia disponible y la solubilidad de los compuestos coloreados.

El valor guía de la OMS y del Canadá es 15 unidades de color (UC) para aguas de bebida.

Olor y sabor

El sabor y el olor están estrechamente relacionados; por eso es común decir que "A lo que huele, sabe el agua".

Temperatura

Es uno de los parámetros físicos más importantes en el agua, pues por lo general influye en el retardo o aceleración de la actividad biológica, la absorción de oxígeno, la precipitación de compuestos, la formación de depósitos, la desinfección y los procesos de mezcla, floculación, sedimentación y filtración.

Múltiples factores, principalmente ambientales, pueden hacer que la temperatura del agua varíe continuamente.

pH

El pH influye en algunos fenómenos que ocurren en el agua, como la corrosión y las incrustaciones en las redes de distribución.

Aunque podría decirse que no tiene efectos directos sobre la salud, sí puede influir en los procesos de tratamiento del agua, como la coagulación y la desinfección.

Se considera que el pH de las aguas tanto crudas como tratadas debería estar entre 5.0 y 7.5. Por lo general, este rango permite controlar sus efectos en el comportamiento de otros constituyentes del agua.

TABLA 2.2

Parámetros Físico Químicos Permisibles ⁴

Parámetros	Unidades	Regulaciones Internas Primarias	Guías de Calidad para el Agua de Bebida del Canadá-1978	Guidelines for Drinking-Water Quality OMS, 1996
		Nivel máximo del contaminante	Concentración máxima aceptable	Valor guía
Físicos				
Color	TCU	-	15	15
Sabor y olor		Aceptable	-	Aceptable
Turbiedad	UNT	Sa	5	Sb
Inorgánicos				
Aluminio	mg/L	-	-	0,2
Amonio	mQ/L	-	-	1,5
Antimonio	mQ/L	0,006	-	0,005(PI)
Arsénico	mg/L	0,05	0,05	0,01c
Bario	mQ/L	2,0	1,0	0,7
Boro	mQ/L	—	5,0	0,3
Cadmio	mQ/L	0,005	0,005	0,003
Cianuro	mQ/L	0,2	0,2	0,07
Cinc	ma/L	-	5,0	3

⁴ Tratamiento de agua para consumo humano OPS/CEPIS/PUB/04.109 Pag14

Continuación ... TABLA 2.2

Parámetros Físico Químicos Permisibles

Parámetros	Unidades	Regulaciones Internas Primarias	Guías de Calidad para el Agua de Bebida del Canadá-1978	Guidelines for Drinking-Water Quality OMS, 1996
		Nivel máximo del contaminante	Concentración máxima aceptable	Valor guía
Cloro	ma/L	-	—	5d
Cloruro	mq/L	-	250	250
Cobre	ma/L	1,3na	1,0	2d
Cromo (total)	mq/L	Q 1	0,05	0,05(PI
Fluoruro	ma/L	4	1,5	1,5
Hierro	ma/L	-	0,3	0,3
Manaaneso	ma/L	-	0,05	0,5/P)
Mercurio	ma/L	0,002	0,001	0,001
Nitrato (como N)	mg/L	10	10 (f)	50 (i)
Nitrito /como N)	ma/L	1	1,0	3
oH	-	-	6, 5 - 8,5	—
Plata	mg/L	-	0,05	/1)
Plomo	ma/L	0,015na	0,05	0,01
Selenio	ma/L	0,05	0,01	0,01
Sulfato	mq/L	-	500	250
Sulfuros (H2S)	ma/L	-	0,05	0,05@
Sólidos disueltos	mg/l	-	500	1.000

TCU: Unidades de Color Verdadero.

UNT: Unidades Nefelométricas de Turbiedad.

(P) Valor guía provisional.

(1) En las concentraciones normalmente encontradas, no se ha detectado daño en la salud.

a La Regla de Tratamiento de Agua de Superficie requiere que los sistemas que usan agua de superficie o subterránea bajo influencia directa de agua de superficie: (1) desinfecten el agua y (2) filtren el agua o realicen el mismo nivel de tratamiento que aquellos que filtran el agua. El tratamiento debe reducir los niveles de *Giardia /amblia* (parásito) en 99,9% y los virus en 99,99%. La *Legionella* (bacteria) no tiene limite, pero la EPA considera que si se inactivan la *Giardia* y los virus, la *Legionella* también estará controlada. En ningún momento la turbiedad (enturbiamiento del agua) puede superar las 5 UNT (los sistemas filtrantes deben asegurar que la turbiedad no supere una UNT [0,5 UNT para filtración convencional o directa) en al menos 95% de las muestras diarias de cualquier mes); HPC: no más de 500 colonias por mililitro.

b Turbiedad promedio para una efectiva desinfección: = 1 UNT. Muestra simple: = 5 UNT.

c Por ser consideradas sustancias cancerígenas.

d Concentraciones establecidas porque a concentraciones mayores, se pueden ver afectados el sabor, el olor y la apariencia del agua.

f Cuando nitrato y nitrito están presentes, la suma de las dos concentraciones no debe exceder 10mg/L.

g La suma de la razón entre la concentración de cada uno y su respectivo valor guía no debe exceder de 1

h Se aplica cuando más de un plaguicida considerado en las guías de calidad están presentes en el agua.

@ Relacionado con el olor y el sabor del agua.

na El plomo y el cobre se regulan mediante una técnica de tratamiento que exige la implementación de sistemas que controlen el poder corrosivo del agua. El nivel de acción sirve como un aviso para que los sistemas públicos de agua tomen medidas adicionales de tratamiento si los niveles de las muestras de agua superan en más de 10% los valores permitidos.

2.1.3 Evaluación del agua del Río Cañete

El río Cañete presenta un área de cuenca de 5911.82 km², tiene sus nacientes en la laguna Ticllacocha (4,429 msnm) que recibe las aguas de deshielos de los glaciares de la cordillera de Pichahuarco, su recorrido aproximadamente es de 222 km desde sus nacientes hasta su desembocadura en el Océano Pacífico. Presenta un caudal máximo de 946 m³/s y mínimo de 5.8 m³/s, y un *caudal* promedio es 54.8 m³/s.

Para evaluar el agua del río Cañete hará falta tomar muestras al menos durante todo un ciclo hidrológico y de este modo poder determinar la variabilidad de los parámetros.

Basándonos en estudios de EMAPA Cañete y Walsh (estudios para el gas de camisa), se ha podido determinar algunos puntos que servirán de base para un estudio futuro.

El río cañete se caracteriza por ser de régimen estacional, lo que tiene gran influencia sobre el volumen disponible y la calidad del agua.

Para el sector poblacional que cubre este río se encontró como principales usos del agua los destinados a usos agrícolas y consumo humano con tratamiento (agua potable) y sin tratamiento. Adicionalmente, el valle y la ciudad de Cañete presentan significativos consumos de agua subterránea cuya calidad se desconoce

El promedio de los valores obtenidos son característicos de condiciones de avenidas para los ríos de la costa. El cuadro 2.3 presenta la información de los promedios de muestras seleccionadas y el tipo de análisis realizado in situ.

2.3 Resultados de Mediciones In Situ ⁵

PM (Código Campo)	Temperatura (°C)	Oxígeno Disuelto (mg/l)	PH	Conductividad (uS)
Valor Límite (1)		4,0	5-9	
Río Cañete (Prom 1)	24,7	8,59	8,42	349,6
Río Cañete (Prom 2)	21,8	8,57	8,76	382,9

El ph obtenido en la visita al río cañete fue de 7.61, 8.1 y 8.4, es decir un promedio de 8 para la zona de captación.

La turbidez del agua medida fue de: 161 UNT

El cuadro 2.4 muestra los valores de las concentraciones de los parámetros químicos que se analizaron en el laboratorio por la empresa Walsh

2.4 Parametros Quimicos Reportados ³

PM (Código Campo)	STS	Cl-	NO3-	PT	CHT	A&G
Unidades	mg/l					
Valor Límite (1)			NA			0,2
Valor Límite (2)			10	2		
Río Cañete (PM 2)	79,0	16,0	0,91	0,08	NO	NO

Fuente: Walsh Perú S.A.

STS: Sólidos Totales Suspendidos

Cl -: Cloruros

NO3-: Nitrógeno Amoniacal

PT: Fósforo Total

A&G: Aceites y Grasas/ Hidrocarburos Totales Extraíbles.

R: Valor por encima del nivel de detección pero por debajo del nivel de cuantificación.

(1) Referido a la Clase VI (aguas de zona de preservación de fauna acuática y pesca recreativa o comercial) de la Ley General de Aguas (D. L. No. 17752) y sus modificatorias al Reglamento de los Títulos I. 11y 111(D. S. No. 007-83-SA).

(2) Maximum contaminant level for inorganic contaminants, Environmental Protection Agency.

NO: No Detectado.

NA: No Aplica.

Las concentraciones de sólidos totales suspendidos (STS) que reportó el laboratorio varían entre 102 mg/l y 10 mg/l (límite de detección empleado por el

⁵ Fuente: Walsh Perú S.A. - Estudio de Prefactibilidad de Gas de Carnisea

laboratorio). La máxima concentración ubicada en el río Cañete es de 79 mg/l. Las concentraciones de sólidos suspendidos totales en los ríos y quebradas de la costa tienen una variación grande dependiendo de la época en la cual se tomó la muestra {época de avenidas vs. época de estiaje).

Las concentraciones de cloruros varían alrededor de 16 mg/l, considerándose aptas para consumo humano por estar por debajo del valor límite recomendado por la Organización Mundial de la Salud (OMS 1994), que es de 250 mg/l.

Los nitratos varían entre 0,60 mg/l y 0,91 mg/l, concentraciones muy por debajo del valor límite exigido por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (USEPA).

La concentración de fósforo total varía entre 0,08 mg/l y 0,02 mg/l. Estas concentraciones son muy inferiores al valor límite exigido por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (USEPA).

En el area de estudio se presenta concentraciones de Hidrocarburos Totales *Extraíbles* entre 0,2 mg/l y no detectados (concentraciones por debajo del límite de cuantificación del método empleado).

Asimismo se reportaron concentraciones no detectados (concentraciones por debajo del límite de cuantificación del método empleado) para aceites y grasas.

Aparte de la presencia natural de aceites y grasas, en las cuencas de los ríos costeros existen fuentes de contaminación, tales como lavaderos de carros, almacenamiento precario de combustibles y descargas sin tratamiento en ríos.

El laboratorio reportó concentraciones por debajo de los límites de detección empleados para los metales disueltos: mercurio, cobre, cromo, cadmio, plomo, selenio y zinc. En el caso de mercurio y cobre los límites de detección son mayores que los límites más restrictivos de la Ley General de Aguas a pesar de utilizar los mejores límites de detección existente. Debido a esto no se pueden comparar los resultados con los valores límites exigidos por ley. En los otros casos, las

concentraciones se encuentran por debajo de los límites de la Ley General de Aguas.

El arsénico reportó una máxima concentración de 0,005 mg/1 y una mínima de 0,002 mg/1. La máxima concentración no excede el valor límite establecido en la Clase VI de la Ley General de Aguas. El bario varía entre 0,035 mg/1 y 0,020 mg/1. La máxima concentración no excede los 2,0 mg/1 exigidos por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (USEPA).

De acuerdo a lo analizado en la visita a Cañete el río tiene 223 ppm de sulfatos, 36 ppm de cloruros y 269 ppm de sales solubles totales. Los cuales están dentro de los parámetros normalizados.

2.1.4 Normas sobre potabilidad del agua

Ya hemos visto anteriormente los estándares que especifica la OMS con respecto al agua, estos mismo estándares son los utilizados en nuestra norma, la misma que contempla todos los parámetros que se han mencionado anteriormente.

Loa organismos encargados de formular y plantear normas en nuestro País son la SUNASS e INDECOPI, ambos organismos caminan de la mano. Mientras que el INDECOPI es el organismo oficial para transmitir las normas en nuestro país, la SUNASS es el organismo que supervisa y controla el consumo de agua y la calidad de la misma y es la encargada de promover su correcto uso y *distribución*.

Esta tiene unas pautas generales que a continuación se detallan, *sin* embargo la Norma técnica que regula los requisitos del agua potable es la NTP 214.003:1987

Pruebas bacteriológicas

- Pruebas del grupo coliforme con una muestra constituida de 5 porciones de 10 ml e/u **(NMP)**

- Número de muestras mensual en función de la población:

< 2 500 1 muestra/mes

Hasta 10mil 7 muestras/mes

- Interpretación de las pruebas

- Muestra contaminada aquella que tiene presencia en 3 o más de sus 5 porciones estándares examinadas.

Sistema Bacteriológicamente satisfactorio, si el número de muestras contaminadas no es mayor de uno

Pruebas físico y químicas

La turbidez < 10 ppm

Color < 20 escala de cobalto

Ninguna sustancia empleada para ser tratada.

pH < 0.1 ppm

Arsénico < 0,1 ppm

Selenio < 0,05 ppm

Será preferible que no se encuentre:

Cu < 3 ppm

Fe + Mn < 0.5 ppm

Mg < 125 ppm

Cloruros < 250

Sulfatos < 250

Sólidos Tot. < 1000 ppm.

pH < 10,6

Alcalinidad Ca < 120 ppm

Capitulo 111

EVALUACION Y PROCESOS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO



3.1 Criterios de evaluación del tipo de planta

Antes de elegir el tipo de planta o tratamiento adecuado para la potabilización de una fuente de agua natural, será necesario recopilar información suficiente sobre la calidad de agua de dicha fuente, para conocer sus variaciones con el paso del tiempo

De acuerdo a Norma, será necesario evaluar al menos un ciclo hidrológico para tener una referencia real del tipo de tratamiento que se deberá aplicar a la fuente.

Para ello se deberá tener en cuenta las épocas de estiaje y creciente, y recopilar información suficiente para conocer las variaciones e identificar los parámetros extremos de calidad que involucran a su vez aspectos físico-químicos y biológicos.

En nuestro caso de estudio existe otra planta abasteciéndose de la misma fuente, sin embargo la información de los archivos de control de calidad del agua que ingresa a esta planta no se encuentran disponibles en su totalidad, lo cual no es de mucha ayuda para conocer el comportamiento de la fuente, a pesar de ello es un punto de partida importante para la determinación de procesos y tipo de planta de tratamiento a desarrollar en este nuevo proyecto.

Las plantas de tratamiento se pueden clasificar de acuerdo con el tipo de procesos que la conforman, en plantas de filtración rápida y plantas de filtración lenta.

Una planta de tratamiento es una secuencia de operaciones o procesos unitarios, convenientemente seleccionados con el fin de remover totalmente los contaminantes microbiológicos presentes en el agua cruda y parcialmente los físicos y químicos, hasta llevarlos a los límites aceptables estipulados por las normas.

Las plantas de tratamiento de agua se pueden clasificar, de acuerdo con el tipo de procesos que las conforman, en plantas de filtración rápida y plantas de filtración lenta.

3.1.1 Plantas de filtración rápida

Estas plantas se denominan así porque los filtros que las integran operan con velocidades altas, entre 80 y 300 m³/m²/d, de acuerdo con las características del agua, del medio filtrante y de los recursos disponibles para operar y mantener estas instalaciones.

Como consecuencia de las altas velocidades con las que operan estos filtros, se colmatan en un lapso de 40 a 50 horas en promedio. En esta situación, se aplica el retrolavado o lavado ascensional de la unidad durante un lapso de 5 a 15 minutos (dependiendo del tipo de sistema de lavado) para descolmatar el medio filtrante devolviéndole su porosidad inicial y reanudar la operación de la unidad.

De acuerdo con la calidad del agua por tratar, se presentan dos soluciones dentro de este tipo de plantas: plantas de filtración rápida completa y plantas de filtración directa.

Planta de filtración rápida completa

Una planta de filtración rápida completa normalmente está integrada por los procesos de coagulación, decantación, filtración y desinfección. El proceso de coagulación se realiza en dos etapas: una fuerte agitación del agua para obtener una dispersión instantánea de la sustancia coagulante en toda la masa de agua (mezcla rápida) seguida de una agitación lenta para promover la rápida aglomeración y crecimiento del floculo (etapa de floculación).

La coagulación tiene la finalidad de mejorar la eficiencia de remoción de partículas coloidales en el proceso de decantación (sedimentación de partículas floculentas). El proceso final de filtración desempeña una labor de acabado, le da el pulimento final al agua.

De acuerdo con las investigaciones realizadas por la Agencia de Protección Ambiental (EPA) de los Estados Unidos, el filtro debe producir un efluente con una turbiedad menor o igual a 0,10 UNT para garantizar que esté libre de huevos de parásitos (Giardia, Cryptosporidium, etcétera). Para lograr esta eficiencia en la

filtración, es necesario que los decantadores produzcan un agua con 2 UNT como máximo.

Finalmente, se lleva a cabo la desinfección, proceso común a los dos tipos de plantas, las de filtración rápida completa y las de filtración directa. La función principal de este proceso es completar la remoción de microorganismos patógenos que no quedaron retenidos en el filtro y servir de protección contra la contaminación que el agua pueda encontrar en el sistema de distribución.

La desinfección, en la forma en que normalmente se aplica (esto es, con residual libre de 1 mg/L a la salida de la planta y tiempo de contacto mínimo de 30 minutos), solo tiene la capacidad de remover bacterias. Como se verá detalladamente en el capítulo sobre desinfección, para remover huevos de parásitos se necesitarían aplicar dosis altísimas y disponer de tiempos de contacto muy largos, que hacen impracticable el proceso. Como los huevos de parásitos son grandes, un filtro que opere eficientemente y reciba agua con no más de 2 UNT puede producir un efluente exento de huevos de parásitos.

Las altas tasas con las que operan estos sistemas, así como el empleo de la coagulación (proceso cuya operación requiere sumo cuidado), demandan recursos humanos capacitados, por lo que debe estudiarse con detenimiento la posibilidad de utilizarlos fuera de la zona urbana, en zonas marginales, rurales o, en general, en zonas económicamente muy deprimidas.

En los casos en que las características del agua cruda o el terreno disponible para construir la planta obliguen a adoptar este tipo de sistema, se deberán desarrollar las condiciones locales necesarias para asegurar una buena eficiencia en calidad y cantidad.

En el cuadro 3-1 se indican los rangos de calidad del agua en los que puede considerarse esta alternativa de tratamiento.

Cuadro 3-1. Límites de calidad del agua aceptables para el tratamiento mediante filtración rápida completa

Parámetros	90% del tiempo	80% del tiempo	Esporádicamente
Turbiedad (UNT)	< 1.000	< 800	< 1.500; si excede, considerar oredimentación
Color (UC)	< 150	< 70	
NMP de coliformes termotolerantes/100 ml	< 600		Si excede de 600, se debe considerar oredesinfección

Filtración Directa

Es una alternativa a la filtración rápida, constituida por los procesos de mezcla rápida y filtración apropiada solo para aguas claras.

Son ideales para este tipo de solución las aguas provenientes de embalses o represas, que operan como grandes presedimentadores y proporcionan aguas constantemente claras y poco contaminadas.

Cuando la fuente de abastecimiento es confiable - caso de una cuenca virgen o bien protegida -, en la que la turbiedad del agua no supera de 10 a 20 UNT el 80% del tiempo, y no supera 30 UNT ni 25 UC el 90% del tiempo, puede considerarse la alternativa de emplear filtración directa descendente. Cuando el agua viene directamente del río y aunque clara la mayor parte del año, presenta frecuentes fluctuaciones de turbiedad, normalmente se considera una floculación corta, generalmente de no más de 6 a 8 minutos, para obtener un efluente de calidad constante, aunque con carreras de filtración más cortas. Esta es la alternativa más restringida de todas en cuanto a la calidad de agua que se va a tratar.

En el caso de aguas que el 90% del tiempo no sobrepasan los 100 UNT y las 60 UC y alcanzan esporádicamente hasta 200 UNT y 100 UC, podrían ser tratadas mediante filtración directa ascendente. La tercera alternativa disponible para aguas

relativamente claras es la filtración directa ascendente-descendente. Esta alternativa es aplicable a aguas que el 90% del tiempo no sobrepasan las 250 UNT ni las 60 UC, y alcanzan esporádicamente más de 400 UNT y 100 UC.

El cuadro 3-2 sintetiza los rangos de calidad de agua óptimos para cada alternativa de tratamiento mencionada. Este tipo de soluciones requieren un amplio estudio de la fuente, para estar bien seguros de su comportamiento estacional, sobre todo durante los ciclos lluviosos.

Tabla 3-2 Limites de calidad del agua para Plantas de Filtración Directa

Alternativa	Parámetros	90% del tiempo	80% del tiempo	Esporádicamente
Filtración directa descendente	Turbiedad (UNT)	25- 30	<20	< 50
	Color verdadero (UC)	< 25		
	NMP de colifonnes totales/100 m l	< 2.500		
	Concentración de algas (unidades/ml)	< 200		
Filtración directa ascendente	Turbiedad (UNT)	< 100	< 50	< 200
	Color (UC)	< 60		< 100
Filtración directa ascendente-descendente	Turbiedad (UNT)	< 250	< 150	< 400
	Color (UC)	< 60		< 100

Además de las especificaciones de calidad de agua indicadas en el cuadro anterior, se deberán tener en cuenta otros parámetros de calidad de la fuente que se indican en el cuadro 3-3.

Cuadro 3.3

Parámetros	Valores recomendables
Sólidos suspendidos (mg/L)	< 50
Carbono orgánico total (mg/l)	< 5
pH	5,5-6,5
Fósforo total (mg/L)	< 0,05

Parámetros	Valores recomendables
Nitrógeno total (mg/L)	< 5
Clorofila (μg /L)	< 10
Coliformes totales (colif./100)	< 2.500
Hierro (mg/L)	10
Manganeso (mg/L)	2

Tener en cuenta estas restricciones es más importante en el caso de la filtración dinámica descendente, en la que el agua tiene un tiempo de retención muy corto dentro de la planta, alrededor de 5 minutos mientras atraviesa el mezclador y el filtro, por lo que si se producen bruscos cambios en la calidad en la fuente, no hay tiempo suficiente para modificar la dosificación.

Sin embargo, la economía que se obtiene en estos casos en el costo inicial de las obras al considerar apenas dos procesos, así como en la operación y mantenimiento de la planta (ahorro de 40 % a 50 % de sustancias químicas) justifica ampliamente el mayor costo de los estudios.

3.1.2 Plantas de Filtración Lenta

Los filtros lentos operan con tasas que normalmente varían entre 0,10 y 0,30 m/h; esto es, con tasas como 100 veces menores que las tasas promedio empleadas en los filtros rápidos; de allí el nombre que tienen. También se les conoce como *filtros ingleses*, por su lugar de origen.

Los filtros lentos simulan los procesos de tratamiento que se efectúan en la naturaleza en forma espontánea, al percolar el agua proveniente de las lluvias, ríos, lagunas, etcétera, a través de los estratos de la corteza terrestre, atravesando capas de grava, arena y arcilla hasta alcanzar los acuíferos o ríos subterráneos. Al

igual que en la naturaleza, los procesos que emplean estos filtros son físicos y biológicos.

Una planta de filtración lenta puede estar constituida solo por filtros lentos, pero dependiendo de la calidad del agua, puede comprender los procesos de desarenado, presedimentación, sedimentación, filtración gruesa o filtración en grava y filtración lenta.

Los procesos previos al filtro lento tienen la función de acondicionar la calidad del agua cruda a los límites aceptables por el filtro lento. Con el tren de procesos indicados se puede remover hasta 500 UNT, teniendo en cuenta que el contenido de material coloidal no debe ser mayor de 50 UNT; es decir, que la mayor parte de las partículas deben estar en suspensión para que sean removidas mediante métodos físicos.

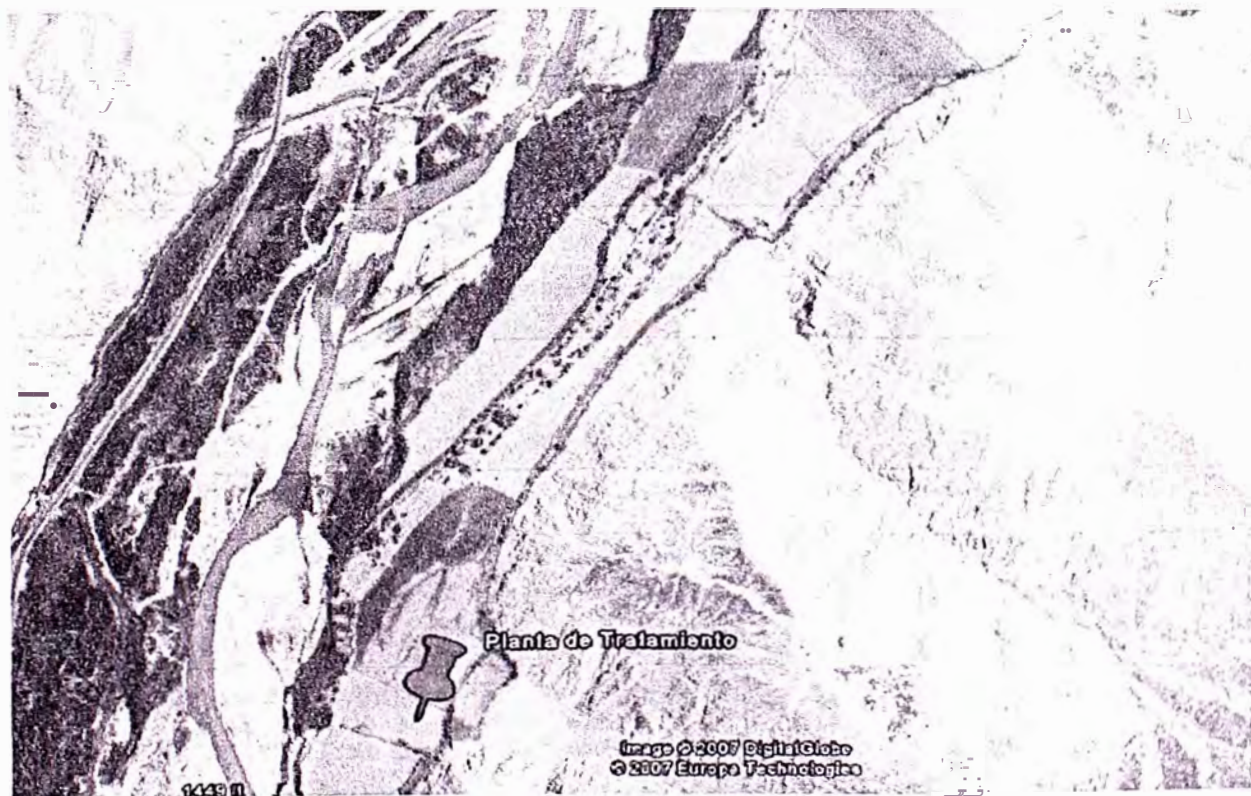
El cuadro 3-4 indica el número de procesos que debe tener la planta para diferentes rangos de turbiedad, color y contaminación microbiológica del agua cruda.

Tabla 3-4 límites de calidad del agua de tratamiento mediante filtración lenta

Procesos	Parámetros	90% del tiempo	80% del tiempo	Esporádicamente
Filtro lento	Turbiedad (UNT)	< 20	< 10	< 50
	Color verdadero (UC)	<15	< 5	
	Concentración de algas (UPA/ml)	250		
	D8O5 (mg/L)	5		
	NMP de coliformes totales/100 ml	1.000		
	NMP de coliformes fecales/100 mL	500		
Filtro lento + prefiltro de grava	Turbiedad (UNT)	25		
	Color (UC)	15	< 5	< 25
	NMP de coliformes totales/100 mL	5.000		
	NMP de coliformes fecales/100 mL	1.000		
	Concentración de algas (UPA/ml)	1.000		

Procesos	Parámetros	90% del tiempo	80% del tiempo	Esporádicamente
Filtro lento + Prefiltro de grava+ sedimentador	Turbiedad (UNn)	100	< 50	< 500
	Color (UC)	<15	< 5	
	NMP de coliformes totales/100 m l	10.000		
	NMP de coliformes fecales/100 m l	3.000		
	Concentración de algas (UPA/ml)	1.000		
Filtro lento + Prefiltro de grava+ sedimentador + presedimentador	Turbiedad (UNn)	100	< 50	< 1.000
	Color (UC)	<15	< 5	< 25
	NMP de coliformes totales/100 m l	10.000		
	NMP de coliformes fecales/100 m l	3.000		
	Concentración de algas (UPA/ml)	1.000		

3.1.3 Ubicación de planta de tratamiento.



Area disponible para planta de tratamiento: 240 m x 90 m

Area de planta de tratamiento: 40 x 50 m

Vemos que el área es suficiente para poder ejecutar ampliaciones futuras. Lo cual no dificultad los proyectos de ampliación del poblado de UNIPAMPA

3.2 Procesos de coagulación y floculación

3.2.1 Dosificación

SISTEMA DE RECEPCIÓN Y ALMACENAMIENTO

Estas instalaciones se diseñaron para la manipulación de Sulfato de Aluminio, cuya presentación es de forma sólida y en sacos de 50 Kg. cada uno.

Recepción

Esta instalación fue diseñada con la finalidad de una correcta recepción de la sustancia química, asegurando en todo momento la conservación de sus propiedades.

Esta conformada por una estructura de concreto al nivel del almacén, cuya altura es de 1.05 del nivel de pista. La altura considerada, fue con el objetivo de que la estructura coincida con el nivel de la plataforma, de los camiones que transportan este material a la planta.

Almacenamiento

La capacidad del almacén fue diseñada para abastecer la planta en un periodo de 3 meses o el equivalente a 90 días, y considerando una manipulación manual de la sustancia química.

Para el almacenamiento de sacos de sulfato de aluminio se tuvo en consideración el uso de tarimas de madera de 0.20m de altura, las cuales se emplearán para la disposición de sacos, para evitar la humedad entre el piso y la sustancia química.

El área total de almacén es 16.76 m² cuyas dimensiones son:

- Largo : 5.4 m.
- Ancho : 3.1 m.
- Altura : 3.0 m.

Se consideró la siguiente distribución:

- Altura de las ruma de los sacos del coagulante 1.6 m.
- Distancia entre una y otra fila de 1.0 m.
- Distancia entre pared y hileras de 1.0 m.
- Posee una puerta de entrada al almacén de 2.00 m de largo.
- Espesores de los muros de 0.25 m.

UNIDAD DE DOSIFICACIÓN

La aplicación de las sustancias químicas se efectúa mediante los dosificadores los cuales son capaces de liberar cantidades prefijadas de sustancia química en una unidad de tiempo. En nuestra planta de tratamiento se ha diseñado un dosificador de solución por gravedad con Orificio de Carga Constante. Se seleccionó este tipo de dosificador ya que trabajan sin la necesidad de energía eléctrica, y por que pueden ser fabricados localmente.

Se considera 02 tanques de solución para la unidad de dosificación para que la planta tenga flexibilidad, es decir, mientras que una está operando la otra puede repararse o hacer su mantenimiento correspondiente, y viceversa.

La instalación de los dosificadores es adyacente al almacén, la distribución de esta instalación se realiza asegurando el libre tránsito de los operarios.

DISEÑO DE DOSIFICADOR EN SOLUCIÓN

DATOS PARA DISEÑO

- Número de tanques de solución: 2 unidades
- Caudal de diseño de la PTA: 301ps
- Dosis máxima de coagulante sulfato de aluminio: 30mg/l

- Dosis mínimo de coagulante sulfato de aluminio: 6mg/l
- Dosis promedio de coagulante sulfato de aluminio: 18mg/l
- Modo de presentación: sólido - Polvo
- Peso específico : 964 Kg/m³
- Concentración de solución de coagulante (c): 1.0%(10000mg/l)

PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

1. Caudal promedio de solución (q)

Utilizamos la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{Q \times D_{prom}}{c}$$

$$q = \frac{30 \times 18}{10000} = 0.041 \text{ l/s} \Rightarrow 4.610 \text{ m}^3 / \text{día}$$

2. Volumen de tanque de solución (V)

Asumiendo: T = 8 h como un turno de trabajo

De la ecuación: V = q x T (a)

$$V = 4.61 \times \frac{8}{24} = 1.56 \text{ m}^3$$

3. Consumo promedio diario de coagulante (P)

De la ecuación: P = Q x D

$$P = 30 \text{ l/s} \times 18 \text{ mg/l}$$

$$P = 540 \text{ mg/s}$$

De donde se obtiene un Consumo Promedio Diario de:

$$P = 540 \text{ mg/s} \times \frac{1 \text{ Kg}}{10^6 \text{ mg}} \times \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ día}} = 46.65 \text{ Kg/día}$$

4. Consumo de coagulante por tanque de solución (Po)

$$P_o = P \times \frac{T_o}{24} = 46.65 \times \frac{8}{24} = 15.55 \text{ Kg} \dots\dots\dots (p)$$

5. Caudal máximo y mínimo dosificado:

Se sabe que: $D_{m\acute{a}x} = 30 \text{ mg/l}$

$D_{m\acute{i}n} = 6 \text{ mg/l}$

Entonces:

De la ecuaci3n: $q_M = \frac{Q \times D_M}{C} = \frac{30 \times 30}{15000} = 0.0611 \text{ s} \diamond 21611 \text{ h}$

Analogamente: $q_m = \frac{Q \times D_m}{e} = \frac{30 \times 6}{15000} = 0.0121 \text{ s} \diamond 43.6 \text{ 1/h}$

Tabla 3.5

Cuadro para seleccionar la capacidad del dosificador por gravedad de orificios de carga constante

Dimensiones

Tamaño	Capacidad	A	B	e	o	E	∠DF	∠DG
1	0 - 400 Uh	760	200	400	140	340	3/4"	1 1/2"
2	0 - 1.000 Uh	760	200	400	140	340	1"	1 1/2"
3	0 - 2.500 Uh	880	310	530	250	470	1 1/2"	2"
4	0 - 4.000 Uh	880	310	530	250	470	2"	2 1/2"

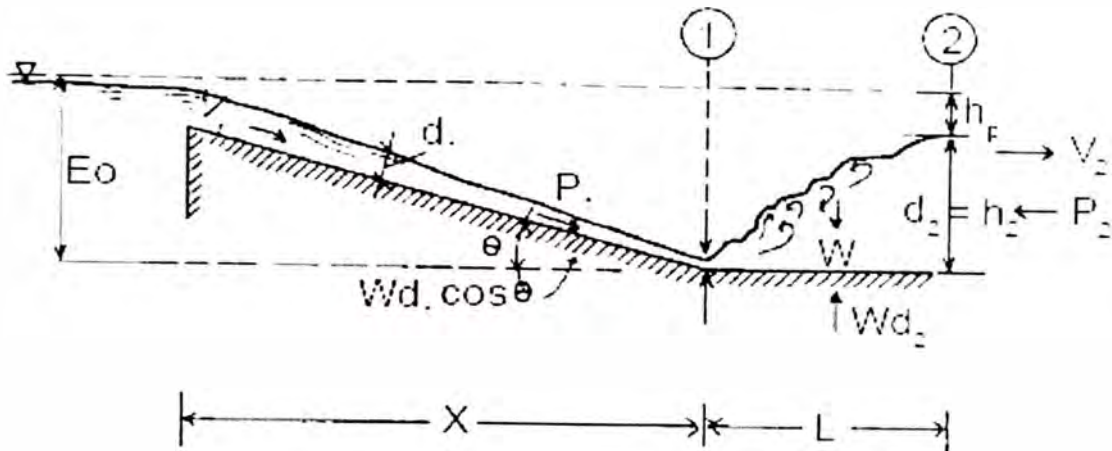
Medidas en milímetros

3.2.2 Mezcla Rápida

Se ha escogido para este caso diseo de mezcla por cambio de pendiente. Es un diseo ideal para cualquier tipo de caudal.

Se debe tener en cuenta que el numero de Froude debe estar entre 4.5 y 9 y que la gradiente de velocidad debe estar entre 700 y 1300 s⁻¹. Lo cual como se puede apreciar en los cálculos esto se cumple.

Como también se aprecia en los cálculos, la altura inicial de la rampa del canal es de 0.28m y la final es de 0.15 m aprox, como vemos estas alturas son pequeñas y esto se debe a que el caudal de la planta es pequeño



3.2.3 Proceso de Floculación

Siendo el caudal de tratamiento de la planta de 30 lps se eligió el diseño del floculador de pantalla de flujo horizontal recomendable para caudales menores de 50 lps.

Se utilizarán pantallas de asbesto cemento corrugadas, consiguiendo disminuir la diferencia de gradientes de velocidad entre los canales y las vueltas.

Dado que las planchas de asbesto cemento no son recomendables para zonas sísmicamente activas, se ha escogido planchas de fibrocemento, puesto que los floculadores serán de poca profundidad y además serán corrugados, dando con ello poco margen a fallas que puedan producirse por sismos en la zona que se dan por lo general en poblados de Cañete mas cercanas a la costa.

Los floculadores tienen tres tramos, los mismos que se dividen a su vez en 24, 20 y 16 canales para el tramo 1, 2 y 3 respectivamente. Los tres tienen una misma longitud de 5 m de longitud y 3 m de ancho.

La gradiente en el tramo final de 20 s^{-1} , mientras que en los otros tramos se tienen gradientes de 40 y 29 S^{-1}

3.3 Proceso de Sedimentación - Decantadores

Se tomo como base el diseño de tres decantadores, con un canal central para la eliminación de los materiales que se sedimentan, estos decantadores, llegan hasta la zona de eliminación de lodos la misma que elimina todos los lodo acumulados mediante una tubería de regreso al río.

Se ha obtenido tres decantadores de 6.90 m de largo, con una altura minima de 1.00 y una altura central de 1.50 m.

3.4 Proceso de Filtración

El agua filtrada se traslada mediante canales uno de aislamiento y otro que conecta entre si la salida de todas las unidades. Estos canales se encuentran después de las cajas de filtros.

El sistema esta conformado por una tasa caja de filtros, la cual es considerada la parte más importante de la unidad, luego por un canal de distribución de agua decantada, un canal de desagüe de retrolavado, el canal de aislamiento y el canal de interconexión de la batería.

El medio filtrante estará conformado por arena y antracita.

3.5 Proceso de Desinfección - Cloración

El proceso de cloración es muy similar al proceso inicial de dosificación del coagulante. Para ello se debe determinar la dosis máxima y mínima a verter en la planta de acuerdo al caudal que posee.

El cuarto de almacenamiento se diseñara teniendo en cuenta que el cloro se almacena en cilindros.

3.6 Memoria de cálculo

A continuación se presentan las hojas de calculo utilizadas para los diferentes procesos de la planta de tratamiento.

CALCULO DE ALMACENAMIENTO DE SULFATO DE ALUMINIO

PASO	DATOS	UNIDAD	CRITERIOS	CALCULO\$	RESULTADOS	UNIDAD
1	Dm = 6 DM = 30	mg/l mg/l	$D = (Dm+DM) / 2$	18.00	Dosis Promedio	mg/L
2	P = 964 T = 90 Q = 30 2592	Kg/m ³ dias l/seg m ³ /dia	$Vol = D \times Q \times T / (P \times 1000)$	4.4	Volumen de almacenamiento requerido	m ³
3	H = 1.6	m	$A = Vol / H$	2.72	Area neta de Almacenamiento	m ²
4	N = 2 B = 12	m	$L = A / (N \times B)$	1.1	Largo de la fila de los sacos	m
5	e = 1	m	$U = L + 2e'$	3.1	Longitud total del almacen	m
6	e' = 1	m	$At = N \times B + (n-1)e''+2e$	5.40	Ancho total del almacen	m

e = Separacion de la pared hacia las hileras de coagulante
e'' = Separacion entre las hileras de coagulante

INSTITUCION VENEZOLANA DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
 CENTRO DE INVESTIGACIONES EN TOXICOLOGIA Y FARMACOLOGIA
 LABORATORIO DE FARMACOLOGIA

INSTITUCION VENEZOLANA DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
 CENTRO DE INVESTIGACIONES EN TOXICOLOGIA Y FARMACOLOGIA
 LABORATORIO DE FARMACOLOGIA

CALCULO DE UN DOSIFICADOR EN SOLUCION To = 8 horas

PASO	DATOS	UNIDAD	CRITERIOS	CALCULO\$	RESULTADOS	UNIDAD
1	Q = 30	l/s	$q = Q \times D / C$	0.00	Caudal de la solución promedio requerido al 10%	l/s
	D = 18	mg/l		0.23		m3/dia
	C = 20	%				
2	C = 1	%	$9.9. Jg$	0.054	Caudal de la solución promedio requerido al 2%	l/s
				4.666		m3/dia
3	To = 8	hr	$V' = q \times To$	0.08	Volumen tanque de solución (10%)	m3
4	To = 8	hr	$V = q \times To$	1.56	Volumen tanque de solución (2%)	m3
5			$P = Q \times D$	540.00	Consumo de reactivo Consumo promedio diario	l/s
				46.66		kg/dia
6			$Po = P \times To / 24$	15.55	Consumo por tanque de solución	kg
7	Pb = 50	Kg	$N = Pb / 50$	0.31	Numero de Bolsas	
8			$Q = (V - V') \times 1000 / To \times 3600$	0.05	AQua adicional a la salida del dosificador	Us
9	DM = 30	g/l	$qM = Q \times DM / C$	0.005	Caudal maximo de dosificación	l/s
				16.20		l/hr
	Dm = 6	g/l		0.001		l/s
			$qm = a \times Dm / e$	3.24	Caudal mínimo de dosificación	l/hr
10			$R = qM - qm$	< 32 - 6.5 >	Rango del dosificador	l/hr

DISEÑO DE MEZCLA RAPIDA POR CAMBIO DE PENDIENTE

PASO	DATOS		UNIDAD	CRITERIOS	RESULTADOS			UNIDAD
1	Caudal de diseño	0.030	m ³ /s	$q = Q/8$	Caudal Unitario	q =	0.0429	m ³ /s/m
	Ancho del canal (8)	0.70	m					
2	Longitud del plano X	1.34	m	$\theta = \text{Tag}^{-1} (Ea/X)$	Pendiente del plano Inclinado	θ =	0.2060 11.8024	rad Grados
	Altura de la rampa (Eo)	0.28	m					
3	Número de Froud 4.5-9	5.60 F= AH= G=	5.42 0.00007 1061.9349	$K = \text{Cos}\theta (F1 + \text{Cos}\theta / (2^*F1))$	Factor de Resolucion de la Ecuacion	K =	5.5672	-
				$\theta = \cos^{-1} ((F1^2)/(2/3^*F1^2)^*(3/2))$	Factor de Resolucion de la Ecuacion	θ =	1.2335 70.6727	rad Grados
				$a = d2/d1 = (8^*F1^2/K/3)^{0.5} \text{Cos}(\theta/3)$	Relación de alturas antes y despues del resalto	a =	8.3580	-
4				$d1 = (q^2/(F1^2 * g))^{(1/3)}$	Altura antes del resalto	d1 =	0.0181	m
5				$h1 = d1 / \text{Cos}\theta$	Profundidad antes del resalto	h1 =	0.0185	m
6				$h2 = d2 = a * d1$	Profundidad despues del resalto	h2 =	0.1517	m
7				$V1 = F1^2 (g * h1)^{-0.5}$	Velocidad en la seccion 1	V1 =	2.3882	mis
8				$V2 = q/h2$	Velocidad en la seccion 2	V2 =	0.2826	mis
9				$L = 6^*(h2-h1)$	Longitud del resalto	L =	0.7988	m

DISEÑO DE MEZCLA RAPIDA POR CAMBIO DE PENDIENTE

PASO	DATOS	UNIDAD	CRITERIOS	RESULTADOS	UNIDAD
10			$h = (1/6) \cdot h_2$	Grada al final del resalto h = 0.0253	
11			$h_p = (h_2 - h_1)^3 / (4 \cdot h_1 \cdot h_2)$	Pérdida de carga h _p = 0.2098	m
12			$V = ((h_1 + h_2) / 2) \cdot L \cdot s$	Volumen del resalto V = 0.0476	m ³
13	(Peso esp/viscosidad) ^{0.5} = 2920 Temperatura = 15	°C	$G = 2920 \cdot ((Q \cdot h_p) N)^{0.5}$	Gradiente de velocidad velocidad (700 - 1300) G = 1061.9349	seg-1
14			$T = V / q$	Tiempo de mezcla T = 1.1104	seg
15			$F = V_1 / (g \cdot h_1)^{0.5}$	Número de Froud de comprobación F = 5.4206	.
16		h ₃ = 0.0816	$H = (E + h_3) - (h_2 + h_p)$	Comprobacion de energía H = 0.000	Si H=0 OK
17				Velocidad del resalto V = 2.3117	mis

BOGOTÁ, D. C. - INSTITUTO VICEPRESIDENCIAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS - IVCYT
 NEA T U IP E

INSTITUTO VICEPRESIDENCIAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS - IVCYT

DISEÑO DE LA TUBERIA DE DOSIFICACION

PASO	DATOS	UNIDAD	CRITERIOS	CALCULOS	RESULTADOS	UNIDAD
1	e= 0.05 B 0.70	m	$N = B / e$	$N = 14.000$	Numero de orificios en el difusor	
2	do= 0.5 do= 0.0127	pulgadas m	$Ao = 3.1416 * do^2 / 4$	$Ao = 0.000127$	Seccion de los orificios	m ²
3	Dosis optima promedio	18	$q = Q.D/C$	q= 0.54	Caudal promedio de solucion por aplicar	LJs m ³ /s
	C=	1%		q= 0.00054		
4			$Vo = q / Ao.N$	$Vo = 0.304$	Velocidad en los orificios	mis
5	R = 0.46		$Vt = Vo / R$	$Vt = 0.66$	Velocidad en la tuberia	mis
6			$At = q / Vt$	$At = 0.000815799$	Sección del difusor	m ²
7			$Dt = (4 * At / 3.14)^{0.5} / 0.0254$	Dt = 1.269 Dt = 1 1/4"	Diametro del difusor	pulgadas

FLOCULAOR HIDRAULICO DE FLUJO HORIZONTAL

PRIMER TRAMO:

PASO	DATOS	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	CALCULOS	RESULTADOS	UNIDAD
1	Caudal (Q)	0.03	m ³ /seg			Longitud de canales del primer tramo	m
	Tiempo retencion Tramo 1 (T1)	8	min				
	Gradiente Velocidad tramo 1 (G ₁)	45	seg ⁻¹				
	Velocidad tramo 1 (V1)	0.150	mis				
2				$l_1 = V \times T1 \times 60$	$l_1 = 72.000$		
3				$A1 = Q / V_1$	$A1 = 0.200$	Sección de canales en el tramo 1	m ²
3	Altura de agua en la unidad (H)	1.00	m	$a1 = A1/H$	$a_1 = 0.200$	Ancho canales del primer tramo	m
4				$d_1 = 1.5' a1$	$d_1 = 0.300$	Ancho de vueltas del tramo 1	m
5	Ancho útil de la lámina de A.C. Corrugada (b)	0.825	m	$8 = 3 \times b + d1$	$B = 3.000$	Ancho del floculador	m
6				$N_1 = l_1/B$	$N_1 = 24.000$	Número de canales en el tramo 1	unidades
7	Espesor de las láminas de A.C.corrugadas(e)	0.006	m	$L_1 = N_1(a1+e)$	$L_1 = 1 \quad 5.00$	Longitud del primer tramo	m
8	Coefficiente de pérdida de carga en las vueltas (K)	2	un.	$h_1 = K \times V_1^2 \times (N-1) / (2 \times g)$	$h_1 = 0.052806122$	Pérdida de carga en las vueltas del primer tramo	m
9	Aceleración gravedad (g)	9.8	mts ²				
10				$P_1 = 2' H + a1$	$P_1 = 2.200$	Perímetro mojado de las secciones del tramo 1	m
11				$r_1 = A1/P1$	$r_1 = 0.091$	Radio hidráulico de los canales del tramo 1	m
12	Coefficiente de rugosidad (n)	0.03	un.	$h_2 = (n^2 V^2 / r^2) / (2 \times 3) \times 2 \times 11$	$h_2 = 0.036$	perdida de carga en los canales del tramo 1	m
13				$hf_1 = h_1 + h_2$	$hf_1 = 0.088$	perdida de carga total en el primer tramo	m
14	Temperatura (Y/u) ^{1/2}	15		$G_1 = ((Y/u)^{1/2} / hf/T) \times 1/2$	$G_1 = 40.000$	gradiente de velocidad en el primer tramo	seg ⁻¹
		2920.01					

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
 PROCESO DE ELABORACIÓN DE PLANOS DE LA TAREA

FLOCULADOR HIDRAULICO DE FLUJO HORIZONTAL

SEGUNDO TRAMO:

PASO	DATOS		UNIDAD	CRITERIOS	CALCULOS	RESULTADOS	UNIDAD	
1	Caudal(Q)=	0.03	m ³ /seg	$I2=V2^2 T2^2 60$	I2=	60.000	longitud de canales del segundo tramo	
	tramo 2 (T2)=	8	min					
	Gradiente Velocidad tramo 2=	30	seg ⁻¹					
	Velocidad tramo 2 (V2)=	0.125	m/s					
2				$A2=QN2$	A2=	0.240	sección de canales en el tramo 2	m ²
3	Altura de agua en la unidad (H) =	1	m	$a2=A2/H$	a2=	0.240	ancho canales del segundo tramo	m
4				$d2=1.5 \cdot a2$	d2=	0.360	ancho vueltas del tramo 2	m
5	Ancho útil de la lámina de A.C. corrugada (b) =	0.825	m	$B=3^{\circ} b + d2$	B=	3.000	ancho del floculador	m
6				$N2=I2/B$	N2=	20.000	número de canales en el tramo 2	unidad
7	Espesor de las láminas de A.e.corrugadas (e) =	0.006		$L2=N2(a2+e)$	L2=	5.00	longitud del segundo tramo	m
8	coeficiente de pérdida de carga en las vueltas (K)	2	un	$h_{2,1} = K^{\circ} V2^2 2^{\circ} (N2 \cdot 1) / 2^{\circ} g$			pérdida de carga en las vueltas del segundo tramo	m
9	Aceleración gravedad =	98	mis-					
10				$P2=2^{\circ} H + a2$	P2=	2.240	perímetro mojado de las secciones del tramo 2	m
11				$r2=A2/P2$	r2=	0.107	radio hidráulico de los canales del tramo 2	m
12	Coefficiente de rugosidad n=	0.03	un	$h_{2,2} = (n^{\circ} V2 / r2^{\circ} (2/3))^{\circ} 2^{\circ} 12$	h22=	0.017	pérdida de carga en los canales del tramo 2	m
13				$hf2=h_{2,1} + h_{2,2}$	hf2=	0.047	pérdida de carga total en el 2 ^o tramo	m
14	Temperatura=	15		$G2=(\{Y/u\}^{\circ} hf2/T2)^{\circ} 1/2$	G2=	29.000	gradiente de velocidad en el 2 ^o tramo	seg'
	$(Y/u)^{\circ} 1/2=$	2920.01						

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
 CENTRO NACIONAL DE INVESTIGACIONES EN SANITARIO Y AMBIENTAL
 LABORATORIO DE HIDRÁULICA Y SANEAMIENTO

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
 CENTRO NACIONAL DE INVESTIGACIONES EN SANITARIO Y AMBIENTAL
 LABORATORIO DE HIDRÁULICA Y SANEAMIENTO

FLOCULADOR HIDRAULICO DE FLUJO HORIZONTAL

TERCER TRAMO:

PASO	DATOS		UNIDAD	CRITERIOS	CALCULO\$		RESULTADOS	UNIDAD
1	Caudal(Q) = Tiempo retencion tramo 3(T3) = Gradiente Velocidad tramo3 = Velocidad tramo3(V3) =	0.03 8 20 0.098	m3/seg min 1/seg mis				Longitud de canales del primer tramo	m
2				$A3=Q/V3$	A3=	0.306	Sección de canales en el tramo 3	m ²
3	Altura de agua en la unidad(H) =	1	m	$a3=A3/H$	a3=	0.306	Ancho canales del tercer tramo	m
4				$d3= 1.5*a3$	d3=	0.459	Ancho vueltas del tramo 3	m
5	Ancho útil de la lámina de A.C. corrugada(b) =	0.825	m	$B= 3*b+d3$	B=	3.000	Ancho del floculador	m
6				$N3= B/B$	N3=	16.000	Número de canales en el tramo 3	unidad
7	Espesor de las láminas de A.e.corrugadas=	0.006		$L3= N3(a3+e)$	L3=	5.00	Longitud del tercer tramo	m
8	coeficiente de pérdida de carga en las vueltas	2	un.	$h_{31}= K*V_3^2 * (N_3-1)/2*g$			Pérdida de carga en las vueltas del tercer tramo	m
9	Aceleración gravedad=	9.8	m/s2		h_{3f}	0.015		
10				$P3=2'H+a3$ $r3= A3/P3$	P3=	2.306	Perímetro mojado de las secciones del tramo 3	m
11					r3=	0.133	radio hidráulico de los canales del tramo 3	m
12	Coefficiente de rugosidad				h_{32}			
	$n=$	0.03	un.	$h_{32}^2= (n^3*V3^2/r3^2 * (2/3))^{2/3}$		0.006	Pérdida de carga en los canales del tramo 3	m
13				$hf3=h31 + h32$	hf3=	0.021	Pérdida de carga total en el 3 tramo	m
14	Temperatura= $(Y/u)^{1/2}=$	15 2920.01		$G3=((Y/u)^{1/2}*hf3/T3)^{1/2}$	G3=	20.000	gradiente de velocidad en el tercer tramo	seg-1

DIMENSIONAMIENTO DE UN DECANTADOR DE PLACAS PARALELAS CON CANAL CENTRAL

Paso	Datos	Cantidad	Und.	Cálculos		Resultados	Un.
1	Caudal de diseño Numero de decantadores	0.03 3	m ³ /s				
2	Separación de las placas en el plano horizontal	e= 15.0	cm	d=e*sen0-e=	12.9	Espaciamiento entre las placas perpendicular	cm
	Espesor de las placas	e= 0.06	cm				
	Angulo de inclinación de las placas	0= 60.0	°				
3	Longitud del módulo de placas	l= 1.0	m	Lu=l-e*cos0=	92.5	Longitud Util dentro de las placas	cm
4	Caudal de diseño por decantador	Q= 0.0100	m ³ /s	L=Lu /d =	7.2	Longitud relativa del módulo de placas	
5	Velocidad de sedimentación de las partículas(laboratorio)	Vs= 0.000295	mis	f=sen0*(sen0 + Lcos0)/S=	3.87		
	Módulo de eficiencia de las placas	S= 1.0		As =Q / (f * Vs) =	23.76	Area superficial de la unidad	m ²
6	Ancho total neto de la zona de decantación	B= 5.50	m	N=As*sen0 /(B*d)=	29	Número de canales formados por las placas	
7				LT=l*cos0+(N*d+(N+1)*e)/sen0 =	6.90	Longitud total del Decantador	m
8				Vo=Q/(As*sen0) =	0.049	Velocidad media del flujo	cm/s
9	Ancho del módulo de placas	b= 2.40	m	RH=b*d/(2*(b+d)) =	6.1	Radio hidráulico del módulo de placas	cm/s
10	Viscosidad a 20 °C	v= 0.01004	cm ² /s	NR=4RH *Vo / v =	119	Número de Reynolds	
11				vo = (NR/8) ^{0.5} * Vs =	0.114	Velocidad Longitudinal Máxima	cm/s

O.K.

DIMENSIONAMIENTO DEL CANAL CENTRAL DE DISTRIBUCION DE AGUA FLOCULADA

PASO	DATOS	1 51MB.	1 CANT.	1 UNID.	CRITERIOS	CALCULO\$	RESULTADOS	UNID.
1	Caudal de un decantador en condiciones normales de operación		0.01001	m ³ /s	$Q_c = 0'1,5$	0.0150	Caudal del canal durante el mantenimiento de una unidad de la mitad del canal	m ³ /s
2	Velocidad en los orificios (asumido)	VL	0.050	mis	$Q_d = Q_c / 2$ $AT = Q_d / VL$	0.00750 0.1500	Area total de orificios	m ²
3	Sep. centro a centro / orificios (asumido) P.st. p.re. Y Primer. r. f. Q. Longitud del canal.		0.50 6.9	m m	$N = (L - 2d) / a$ $AL' d' Y1 : t i Z$	13 14	Número de orificios	
4					$d =$	6.00	Diametro comercial	pulg
6	Ancho (asumido)				$A_f = B \times \phi$	0.0104 0.700	Sección en el extremo final del canal	m ²
6					$q_o = Q_d / N$	0.00052	Caudal por orificio	m ³ /s
7					$ar = 2q_o$	0.00104	caudal que llega al extremo final del canal	m ³ /s
e					$V_f = Q_f / A_f$	0.0015	Velocidad en el extremo final del canal	mis
9	Altura máxima del canal	H	1.50	m	$Ac = B \times H$ $Ve = Q_c / Ac$	1.05 0.0071	Sección inicial del canal	m ²
10							Velocidad en el extremo inicial	
11	Coefficientes experimentales	e	0.70		beta i =	1.73		
12					beta u =	1.70		en el último orificio del canal.
13	Del cuadro N° 1 $a = 0o/2$	Suma	112.22		$VL =$	0.0447	Velocidad real en el primer orificio	m/s
14	Ott cuadro N°1				$VL'' =$	0.0452	Velocidad real en el último orificio	mis
15					0.98	0.0098	Desviación de caudal entre el primery el último orificio.	%
16	T = 15°C		2920.01		$J = \dots$	2.5	Gradiente de velocidad en los orificios	s-1

< 5.

FO... V... O... O... O... O... SANAMIENTO... PAMPAZO...
 BA... CH... S... F... E...
 004

I... PA... O... M... A...
 S... E... V... O... V... O... C... E... S...
 P... A... I... O... E... T... R... A...
 b

COMPROBACION DE LA DESVIACION DEL CAUDAL EN EL CANAL DE DISTRIBUCION A LOS DECANTADORES

VL= 0.05

H= 1.50

Long. Decant.= 6.9

Qdiseño= 0.00750

Ancho del canal= 0.70

h = 1.00

Q de c/orific= 0.000521

Dist entre orif 0.50

N° de Orificios	Q (m³/s)	X (m)	e·X (m²)	A*X (m²)	ve (mis)	VCNL	alfa	beta	1 (1/beta) ^0.1	VL (m/s)
1	0.00750	0.00	1.489	1.042	0.007	0.114	0.735	1.735	0.759	0.0447
2	0.00698	0.50	1.453	1.017	0.006	0.115	0.719	1.719	0.763	0.0448
3	0.00646	1.00	1.417	0.992	0.006	0.115	0.719	1.719	0.763	0.0449
4	0.00594	1.50	1.380	0.966	0.005	0.107	0.719	1.719	0.763	0.0449
5	0.00542	2.00	1.344	0.941	0.005	0.098	0.713	1.713	0.764	0.0450
6	0.00490	2.50	1.308	0.916	0.004	0.089	0.713	1.713	0.764	0.0450
7	0.00438	3.00	1.272	0.890	0.004	0.079	0.711	1.711	0.765	0.0450
8	0.00385	3.50	1.236	0.865	0.004	0.079	0.711	1.711	0.765	0.0450
9	0.00333	4.00	1.199	0.839	0.004	0.069	0.708	1.708	0.765	0.0451
10	0.00281	4.50	1.163	0.814	0.003	0.069	0.708	1.708	0.765	0.0451
11	0.00229	5.00	1.127	0.789	0.003	0.058	0.706	1.706	0.766	0.0451
12	0.00177	5.50	1.091	0.763	0.002	0.046	0.704	1.704	0.766	0.0451
13	0.00125	6.00	1.054	0.738	0.002	0.034	0.702	1.702	0.767	0.0451
14	0.00073	6.50	1.018	0.713	0.002	0.034	0.701	1.701	0.767	0.0452
15	0.00021	7.00	0.982	0.687	0.001	0.034	0.700	1.700	0.767	0.0452
16	-0.00031	7.50	0.946	0.662	0.001	0.034	0.700	1.700	0.767	0.0452
									12.222	1.00

CANAL DE DISTRIBUCION DE AGUA FLOCULADA

Paso	Datos	Simb.	Cantidad	Unid	Criterio	Cálculos	Resultados	Unid	
1	caudal	Q	0.03	m ³ /s	$q = Q/N$	0.0100	Caudal ingreso a cada decantador (q)	m ³ /s	
	N° decan	N	3	ele					
	altura minima canal	H	1	m	$A_f = B \times H_{min}$	0.7	Seccion final del canal (Af)	m ²	
	ancho	B	0.7	m					
2					$V_e = q/A_f$	0.014	Velocidad en seccion final del canal (Ve)	m ² /s	
3	Veloc.seccion inicial	V _i	0.099	mis	A _i = QN _i	0.303	Seccion inicial del canal (A _o)	m ²	
4					H _o = A _i /B	0.43	Altura inicial del canal (H _o)	m	
5	Veloc. Lateral	VL	0.255	mis	AL = qNL	0.04	Area de seccion de compuertas (A _u)	m ²	
	altura seccion	h	0.4	m			b = AUh	0.10	Ancho de las compuertas (b)
6	coefi. Exper.	e	0.7		$B_L = 1 + (\text{teta}) + (\text{phi}) \cdot (V_{cNL})^2$	1.705	Coeficiente de perdida de carga en los orificios de las compuertas (B ₁)		
		O	1.67						
7	de la tabla 1	sum.	2.238		$V_{L_1} = Q / (AL \times S_x B_1^{1.5})$	0.262	Veloc real en la primera compuerta (VL1)	mis	
8	de La tabla 1	B2	1.721		$V_{L_2} = Q / (AL \times S_x B_2^{1.5})$	0.261	Veloc.real en ultima compuerta (VL2)	mis	
		B3	1.733				0.260		Veloc.real en ultiml compuerta (VL3)
		delta	delta	0.002					
9					$h_f = B_1 \times V_{L_2}^2 / 2g$	0.0060	Pfúida de carga en la compuertas	m	
10	ancho sec prof. Sec	b a	0.10 0.40	m m	$R_h = a \times b / (2 \times (a+b))$	0.0394	radio hidraulico de la compuerta (RH)	m	
11	T = 15°C		2920.01		$G = \frac{jF \cdot (-I)}{\mu \cdot 2 \cdot g} \cdot \frac{f \cdot (-I)}{4 \cdot R_H} \cdot V_1^{1.1} =$	27.89	Gradiente de velocidad al paso del flujo por compuertas (G)	s ⁻¹	
		f	0.017						
		RH	0.0394	m					
		g	9.810	m/s ²					

COMPROBACION DE LA DESVIACIÓN DE LA VELOCIDAD EN EI CANAL DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA FLOCULADA

VL= 0.255 Altura inicial= 0.43 Qdiseño= 0.030
 Ancho B = 0.70 Altura final= 1.00 q = 0.0100

Nº de Compuertas	Q (m ³ /s)	X (m)	H*X (m)	A*X (m ²)	VC=Qi/Ax	VCNL	alfa	beta	(1/beta)A0.5	VL (mis)
1	0.0300	0.00	0.43	0.30	0.099	0.388	0.952	1.952	0.716	0.025
2	0.0200	5.95	1.000	0.70	0.029	0.112	0.721	1.721	0.762	0.026
3	0.0100	11.90	0.400	0.28	0.036	0.140	0.733	1.733	0.760	0.026
									2.238	5.78%

ZONA DE RECOLECCION DE AGUA DECANTADA

Paso	Datos	Simb.	Cantidad	Und.	Cálculos		Resultados	Un.
1	Caudal de diseño del decantador	$Q=$	0.0100	m ³ /s	$L_v = Q / q_v$	5.0	Longitud total de tuberías de recol.(L _v)	m
2	Tasa de diseño de las tuberías de recolec.	$q_v =$	2.00	l/s*m				
3	Ancho de cada módulo	$b=$	2.40	m	$N=L_v / b$	2.08	Numero de tubos (n) por decantador	
					$n' =$	2.00		
4					$L_v' = b \times n'$	4.80	Valores corregidos	m l/s x m
					$q_v' = Q/L_v'$	2.08		
5					$q = Q \cdot n'$	5.00	Caudal correspondiente a cada tubería de recol.(q)	lps
6	Espaciamiento entre orificios	e	0.10	m	$n = b/e$	24.00	Numero de orificios por tubería	unid.
7	Diametro de los orificios	d_o	1/2" 0.0127	pulg m	$A_o = (d_o^2 \times 3.14) / 4$	0.000100	Area de los orificios de 1/2"	m ²
8	Relacion para colección uniforme con una desviacion < de 5%		0.15	unid	$n A_o / A_c = 0.15$ $A_c = n A_o / 0.15$	0.016	Diametro de los tubos de recoleccion	m
9					$D = (4 \cdot A_c / 3.14)^{0.5}$ D	0.143 6"	diametro del tubo	m pulg

DIMENSIONAMIENTO DE UN COLECTOR MULTIPLES CON TOLVAS SEPARADAS

PASOS	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CRITERIOS	CALCULOS	RESULTADOS	UNO	
1	Lon. Del Decantador Numero de tolvas oor modulo	L= N=	6.9 3	m cte	F= UN	F= 2.30	Long de la base mayor de cada tolva (l)	m
2	Ancho de cada modulo de decantación	b=	2.40	m	A= b X 1	A= 5.5	Sección máxima de la tolva (A)	m ²
3	Prof. De las tolvas Inclinación de las tolvas	h= s=	1.000 42.3°	m	Vt= (1/3Axh)x2N	Vt= 11.04	Capac. total de almacenamiento de lodos (Vt)	m ³
4	Caudal de lodos producidos	OL=	0.05	Us	F= WOL	F= 2.56	Frecuencia de descarga (F)	dia
5	Veloc de arrastre	Va=	0.05	mis	d= $\frac{X}{1.162 \times (H^{0.5}Na)^{0.5}}$	d= 2	Diámetro de los orificios de descarga (d)	pulg
	Separación de orificios de descarga	H=	2.00	m		Ao= 0.001	Área de cada orificio de descarga	pulg ²
		X=	0.25	m				
6		K	0.15		D= (N/K)^{0.5}d	D= 7	Diámetro del colector (D)	pulg
					Ac= (PI x 0'2) /4	Ac= 0.03	Sección del colector (Ac)	m ²
7	Coefficientes de descarga	Cd=	0.65		O= Cd XAc X(2g Xh)^{0.5}	O= 0.10	Caudal de descarga de lodos (O)	m ³ /s
8	Numero de modulas por Decant.	n=	2	unid.	V= Vt/ n	V= 5.52	Volumen que descarga cada colector	m ³
9	Volumen que descarga cada colector	V=	5.52	m ³	T= V/ Q	T= 53	Tiempo de vaciado (T)	s

DISEÑO DE FILTROS RAPIDOS CON TASA DECLINANTE Y LAVADO MUTUO

DIMENSIONAMIENTO DE LA BATERIA DE FILTROS

PASO	DATOS		UNIDAD	CRITERIOS	RESULTADOS		UNIDAD
1	Caudal de diseño	0.030	m ³ /s	Af=Q ² /60/VA b= AF/a	Arca de cada filtro	2.57	m ²
	Velocidad ascensional de lavado "VA="	0.700	m/min		b =	0.81	m
2	Velocidad de filtración promedio "VF="	252.00	m ³ /m ² /d	AT=Q ² •86400/NF	Arca total de filtros	10.29	m ²
					AT =		
3				N=AT/AF	Número de Filtros	4.00	un.
					N =		

Cálculo de la expansión del lecho filtrante, selección de la velocidad de lavado y ubicación de las canaletas de lavado

PASO	DATOS		UNIDAD	CRITERIOS	RESULTADOS		UNIDAD
1	Tamaño efectivo de la arena "d ₁₀ "	0.6-1	mm	d ₉₀ = 3 • d ₁₀	Tamaño de la antracita del 90% que pasa la malla d ₉₀ =	1.91	mm
2				d ₁₀ = d ₉₀ / 2	Tamaño efectivo de la antracita d ₁₀ =	0.70	mm
3	Coeficiente de uniformidad de la arena y de la antracita "Cu" =<1.5	1.50		d ₆₀ = Cu • d ₁₀	Tamaño correspondiente al 60% de la arena d ₆₀ =	0.95	mm
				d ₆₀ = Cu • d ₁₀	Tamaño correspondiente al 60% de la antracita d ₆₀ =	1.05	mm
4	Del cuadro 1 se obtiene SUM(X _i ³ / (1 - e _i ³)) =	2.279		e = 1 - 1 / (SUM(X _i ³ / (1 - e _i ³)))	Porosidad expandida prom. de z capa de arena e =	0.561	
	Del cuadro 2 se obtiene SUM(X _i ³ / (1 - e _i ³)) =	U 3.6		e = 1 - 1 / (SUM(X _i ³ / (1 - e _i ³)))	Porosidad expandida prom. de la capa de antracita e' =	0.589	
5	Porosidad de la arena limpia "e _o " =	0.4		E = (e _o - e) / (1 - e)	% de expansión promedio de la arena E =	0.298	
6	Porosidad de la antracita limpia "e _o '" =	0.47		E' = (e _o ' - e) / (1 - e)	% de expansión promedio de la antracita E' =	0.290	
7	Altura de la arena en el Filtro "h _o " =	0.30		h = h _o (1 - e _o) / (1 - e)	Altura del lecho filtrante "h _o " =	1.11	m

DISEÑO DE FILTROS RAPIDOS CON TASA DECLINANTE Y LAVADO MUTUO
 DIMENSIONAMIENTO DE LA BATERIA DE FILTROS
 CÁLCULO DE LA EXPANSIÓN DEL LECHO FILTRANTE, SELECCIÓN DE LA VELOCIDAD DE LAVADO Y UBICACIÓN DE LAS CANALETAS DE LAVADO

DISEÑO DE FILTROS RAPIDOS CON TASA DECLINANTE Y LAVADO MUTUO
 DIMENSIONAMIENTO DE LA BATERIA DE FILTROS
 CÁLCULO DE LA EXPANSIÓN DEL LECHO FILTRANTE, SELECCIÓN DE LA VELOCIDAD DE LAVADO Y UBICACIÓN DE LAS CANALETAS DE LAVADO

Cálculo de la expansión del lecho filtrante, selección de la velocidad de lavado y ubicación de las canaletas de lavado

PASO	DATOS	UNIDAD	CRITERIOS	RESULTADOS	UNIDAD	
8	Numero de canaletas de recolección de agua de lavado "N ₁ "	1	$Q_c = u \cdot (Q \cdot 60) / N_1$	Caudal de recolección de la canaleta Q _c =	23-1 m ³ /min	
9	Ancho de las canaletas de lavado "b"	0-15	$h = (Q_c / (82.5 \cdot b))^{2/3}$	Altura útil de las canaletas de lavado h=	0.16 m	
10	Losa de fondo L _f =	0.10	$M = 1.5 \cdot h + L_f$	Altura total de canaletas de lavado mas losa de fondo H ₃ =	0.3-1 m	
11	Altura del lecho estático L =	0.80	$H_4 = 0.75(1 + H_3)$	Distancia del borde de la canaleta lavado a la superficie del medio filtrante estático H ₄ =	0.85 m	
	Altura total de canaletas de lavado mas losa de fondo H ₃ =	0.3-1				m
12	Altura del falso fondo H ₁ =	0-15	$H_c = H_1 + H_2 + 1.5 \cdot H_4$	Altura de borde de la canaleta relativa al fondo del filtro H _c =	2.82 m	
	Altura drenaje mas grava U =	0.52				m
	H ₁ =	0.85				m
	Altura del lecho filtrante L _e =	1.00				m

Calculo de las pérdidas de carga durante el lavado de un filtro y ubicación del vertedero de salida

PASO	DATOS	UNIDAD	CRITERIOS	RESULTADOS	UNIDAD	
1	Densidad de la arena p _s =	2.65	$h_f = (1 - \epsilon_0)(r_s - r_a)$	Pérdida de carga en la arena durante el lavado h _f =	0.28 m	
	Densidad del agua p _a =	1.00				gr/cm ³
	Espesor de la capa de arena L =	0.30				m
	Porosidad de la arena E _o =	0.43				
2	Densidad de la antracita p _a ' =	1.70	$h_f' = (1 - \epsilon_0')(r_{a'} - r_a) \cdot L'$	Pérdida de carga en la arena durante el lavado h _f ' =	0.186 m	
	Porosidad de la antracita E _o ' =	0.47				gr/cm ³
3	Espesor de la capa de ant. L' =	0.50	$h_{f1} = h_f + h_f'$	H _f del medio filtrante h _{f1} =	0.466 m	
	ancho de cada filtro "b" =	2.55	$N_1 = B/b$	Numero de viguetas de drenaje N ₁ =	17.00	
4	Ancho de cada vigueta "g" =	0.15	$2 = 2 \cdot c \cdot l_x$	Número de orificios en cada vigueta N ₁ ' =	8	
	Esp. 1m cinto cntn: orificios "X" =	0.20				m
5			$N_t = 1 - \sqrt{1 - N_1 \cdot X}$	Número total de orificios en el drenaje de c'filtro N _t =	136.00	
6				Número total de orificios en el drenaje de la batería de filtros N _t ' =	5-1-100	

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
 CENTRO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA
 TALLERES DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
 CENTRO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA
 TALLERES DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA

Cálculo de la expansión del lecho filtrante, selección de la velocidad de lavado y ubicación de las canaletas de lavado

PASO	DATOS		IDAD	CRITERIOS	RESULTADOS	UNIDAD
7				$q_0 = Q : s_i$	Caudal de lavado por orificio $q_0 =$	2.2 JE-04 m^3/s
8	Diámetro de los orificios del drenaje $d_o =$	3/4 0.0191	pulg m	$A_o = \pi d_o^2 / 4$	Arca de orificios de drenaje $A_o =$	2.87[-04] m^2
	Velocidad de paso en los orificios			$V_o = q_0 / A_o$		7.70E-01
9	Área transversal de falso fondo $A_e =$	1.3455	m^2		$n A_o < 0,15$	0.12
10	Coefficiente de descarga de los orificios $C_d =$	0.65		$h_{f2} = q_0^2 / (2g(C_d A_o)^2)$	Pérdida de carga de los orificios de drenaje $h_{f1} =$	0.072 m
	Aceleración de la gravedad $g =$	9.81	ms^2			
11	Altura del falso fondo $H_1 =$	0.05	m	$A_{ff} = H_1 C$	Sección transversal del falso fondo $A_{FF} =$	1.35 m
12				$V_{ff} = Q / A_{ff}$	Velocidad en el falso fondo durante el retrolavado $V_{FF} =$	0.022 m/s
13	Coefficiente de pérdida de carga en el falso fondo $K =$	1.00		$h_3 = K V_{ff}^2 / (2g)$	Pérdida de carga en el falso fondo en retrolavado $h_{f3} =$	2.53E-05 m
14	Velocidad en la compuerta de salida de agua en retrolavado $v_c =$	1.50	ms^{-1}	$h_{f4} = K v_c^2 / (2g)$	Pérdida de carga en la compuerta de salida en retrolavado $h_{f4} =$	1.15[-0] m
15	Longitud de las canaletas de lavado $C =$	3.19	m	$H_s = (1.5 \{1; 1.6\} t^{1/3} C) / 2/3$	Altura de agua sobre las canaletas de recolección $h_{f5} =$	0.039 m
16				$h_{fl.a-ado} = h_{f1} - h_{f2} - h_D - h_{ff} - h_{f5}$	Pérdida de carga total durante el retrolavado $h_F \text{ de lavado} =$	0.69 m
17				$H_v = r, m^2 a^{-2} do$	Altura del vertedero que controla la distribución de lavado $H_v =$	3.51 m

H O I E J A O B i T O I E " O O E L P I E Y A D P O F
 P A T S A O E P O D I A O O T O E I A G A
 C A O : B E B O I E I E J O B E Z R E Z

b
 PA
 Z

J
 S
 S

I E E D A D A O O O F L O H O
 O S L D O H E N G H T O H E I E - C O V I I
 I A
 D A N I I H S A L S A O 2
 O C E B O O H I A P L A S O H
 I E N I O

Determinacion de la ecuacion para calcular la carga hidraulica que requiere la bateria para operar con tasa declinante

PASO	DATOS		UNIDAD	CRITERIOS	RESULTADOS	UNIDAD
1	Coefficiente de esfericidad "Ce="	0.80		$1m=180 \cdot v \cdot g \cdot (1 - eo)^2 / (eo^3) \cdot li(Ce^2) \cdot Sxi / (di^2) \cdot l \cdot YVF$	Perdida de carga inicial en la capa de arena en función de la velocidad de filtracion Hn=	S.S0E-04
	Del cuadro 3	135.286	cm/s			
2	viscoclidad "v="	0.01		$Hf2=150 \cdot v \cdot g \cdot (1 - c'o)^2 / (e'o^3) \cdot l / (Ce^2) \cdot Sx'i / (d'i^2) \cdot L \cdot vF$	Perdida de carga inicial en la capa de antracita en función de la velocidad de filtracion Hf2=	6.30E-04
	Del cuadro 3	107.375	cm/s			
3				$qo=VFAF / (86400 \cdot NT)$	Caudal por orificio del drenaje en el proceso de filtración en función de VF	2.188E-07
4				$Hf3=qo^2 / (2 \cdot cd^2 \cdot Ao^2 \cdot g)$	Perdida de carga en el drenaje en función de la VF	7.037E-08
5	Velocidad en la compuerta de entrada "Vcl="	1.10	m/s		Seccion en la compuerta de entrada	0.010
					Ac1=	
6					Diámetro de la válvula mariposa =	0.114
					Diámetro de la válvula mariposa =	4.5
7					Ac corregido =	0.010
8				$O12=(Ac24 \cdot PI)^2 / 510254$	Perdida de carga en la compuerta de entrada	4.32E-07
					Hf5=	VF ² m
9	Velocidad en la compuerta de salida de agua filtrada "Vc3="	1.00	m/s		Sección de salida	0.03
					Ac3=	m ²
10				$Vc=AFVF / (86400 \cdot Ac2)$	Diámetro de la válvula mariposa =	0.195
					Diámetro de la válvula mariposa =	8.0
11				$Vc=AFVF / (86400 \cdot Ac2)$	Ac2 corregido =	0.032
11	Longitud de cresta en el vertedero de salida "LI="	0.50	m	$Hf7=(Qo(1.84L)) / (213)$	Velocidad en la compuerta de salida en función de VF	9.177E-04
					Ve=	m/s
					Alrura de agua en el vertedero de salida	1.02E-01
					H17	

ECUACION GENERAL						
HT =	5.0E-07	VF2+	1.18E-03	VF	+	1.02E-01

FOR: JUAN CARLOS VILLALBA
 PARA: DISEÑO DE LA BATERIA DE TRATAMIENTO DE AGUA
 VEHICULO: VEHICULO

FECHA: 15/05/2011
 HOJA: 1 DE 1
 PROYECTO: BATERIA DE TRATAMIENTO DE AGUA

DISEÑO DE LA BATERIA DE TRATAMIENTO DE AGUA
 PROYECTO DE LA BATERIA DE TRATAMIENTO DE AGUA
 EVALUACION DEL PROCESO DE LA BATERIA DE TRATAMIENTO DE AGUA

DATOS DE LA ARENA Y LA ANTRACITA

Densidad de arena = 2650 kg/m³
 Densidad de agua = 1000 kg/m³
 Densidad de antracita = 1700 kg/m³
 $\mu = 0.00111 \text{ kg-s/m}^2$
 $u = 0.000001004 \text{ m}^2/\text{s}$

Densidad de arena = 2650 kg/m³
 Densidad de antracita = 1700 kg/m³
Velocidad de agua = 1000 kg/m³
 Porosidad arena = **0.45**
 Porosidad antracita = **0.58**

Cuadro 1. CALCULO DE LA EXPANSION DE LA ARENA (Cc=0.8)

d _{imin} (mm)	d _{imax} (mm)	D _e (mm)	X _i	G _a	R _e	E _i	X _J / (1-E _i)
0.075	0.15	0.642	0.025000	2,547.410	2.020	0.58	17.177
0.15	0.30	0.7660	0.093	3,472.710	2.219	0.58	17.5
0.30	0.60	0.9160	0.296	5,898.610	8.050	0.55	17.05
0.60	1.20	1.0900	0.241	10,086.110	11.450	0.52	0.536
1.20	2.40	1.2950	0.235	16,995.870	13.610	0.47	0.490
1.92	3.84		0.170	28,501.870			0.208
1.000							2.279

Cuadro 2. CALCULO DE LA EXPANSION DE LA ANTRACITA (Cc=0.7)

d _{imin} (mm)	d _{imax} (mm)	D _e (mm)	X _i	G _a	R _e	E _i	X _J / (1-E _i)
0.075	0.15	0.6640	0.099	6,299.800	2.020	0.69	0.319
0.15	0.30	0.9160	0.216	2,502.440	2.219	0.60	0.39
0.30	0.60	1.0900	0.23	4,279.210	8.050	0.55	0.40
0.60	1.20	1.2950	0.207	7,210.370	11.450	0.48	0.410
1.20	2.40		0.19	12,091.100	13.610		0.356
1.92	3.84			24,379.680			
1.000							2.436

Cuadro 3. CALCULO DE S(X_i/d_i²) PARA LA CAPA DE ARENA

d _l min (cm)	d _l max (<-m)	d _l = d _l (n _{ún}) x d _i (max)	X _J	X _J / (d _i) ²
0.057	0.059	0.003363	0.025	7.434
0.114	0.118	0.016779	0.110	6.556
S(X _J /d _i ²)				135.286

Cuadro i CALCULO DE S(XI/dl2) PARA LA CAIDA DE ANTI\(\('TTA

di mln (cm)	di mlll (cm)	di' - dl(mln) x dl(mnx)	XI	XI /(dl)l
0.063	0.070	0.004410	0.099	22.449
0.070	0.084	0.005880	0.21 ú	36.735
0.084	0.100	0.008400	0.228	27.143
0.100	0.119	0.011900	0.19X	16.639
0.119	0.141	0.016779	0.074	4.410
0.141	0.190	0.026790	0.185	0.000
			S(XI/dl2)	107.375

CALCULO DEL ALMACEN DE CLORO

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CRITERIOS	CALCULOS	RESULTADOS	UNIDAD
1	Dosis maxima	DM	3.0	mg/l	$D=(DM+Dm)/2$	Dosis promedio	mg/l
	Dosis mínima	Dm	1.0	mg/l			
2	Tiempo de almacenamiento	T	90	dias	$W=a \cdot T \cdot D$	Peso de cloro requerido en el periodo de almacenamiento	Kg
	Caudal de diseño	a	82	lps			
3	Peso de un cilindro	p	67	Kg	$N=W/P$	Numero de cilindros	Und
4	Area que ocupa cada cilindro	Ac	0.071	m ²	$At=1.3 \cdot Ac \cdot N$	Area total ocupada por los cilindros	m ²

CALCULO DE UNA ESTACION DE CLORACION

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CRITERIOS	CALCULO\$	RESULTADO	UNIDAD	
1	Caudal de diseño	a	82	lps	$q=Q \cdot DM / C$	Caudal mínimo de agua requerido para la operación del eyector	m ³ /s	
	Dosis maxima	DM	3.0	mg/l				
	Concentracion de solucion	C	3500	mg/l				
2					$W=Q \cdot DM$	Capacidad requerida del equipo	mg/s	
						Capacidad requerida del equipo	g/h	
3		Wmax	1400	g/h				
4				$Wmin = Wmax / 20$	19.44	Capacidad mínima del clorador	mg/s	
5		V	0.9	mis	$A=qN$	Area de la tubería	m ²	
6	Area de la tubería de alimentacion de agua	A	7.82E-05	m ²	$F=(4 \cdot A / p) \cdot 0.5$	0.010	Diametro de la tubería de alimentacion de agua	m
						0.40		pulg
						1/2	Diametro comercial	pulg
						0.013	Diametro comercial	m
7					$Ho = f \cdot L \cdot V^2 / 2gD$	Perdida de carga por friccion	m	
8					$Hm = SK \cdot V^2 / 2g$	Perdida de cargas menores	m	

TO UNIPAMPA ZONE
 CODE SANEAMI
 TO UNIPAMPA ZONE
 Pag: 00

EVALUACION Y PROCESOS
 UNIPAMPA ZONE

CALCULO DE UNA ESTACION DE CLORACION

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CRITERIOS	CALCULOS	RESULTADO	UNIDAD	
9	Presion requerida por el eyector	h	32.2	m	$H=h+H_o+H_m$	33.30	Carga dinamica total	m
	Presión de salida		28.67	m	$P_s > 25$			
10	Peso especifico del agua			Kg/m3	$P=d'q'H/(75E)$	0.0368	Potencia de la bomba	hp
	Eficiencia							
11	Tiempo de contacto	t	30	minulos	$V_{tc}=Q't$	147.87	Volumen del tanque de contacto de cloro	m3
12	Dimensión aproximada:				$L_t=V_{tc}/(b'h)$	49.29	Longitud total de la camara de contacto	m
	Ancho de una cámara	b	1.2	m				
	Altura de agua	h	2.5	m				
13	Longitud de la bateria de filtro	L	17.55	m	$N=LVL$	3.0	Número de camaras de contacto	

CALCULO DEL ALMACEN DE HIPOCLORITO DE CALCIO

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CRITERIOS	CALCULOS	RESULTADO	UNIDAD	
1	Dosis maxima	DM	4.3	mg/l	$D=(DM+D_m)/2$	2.85	Dosis promedio	mg/l
	Dosis mínima	Dm	1.4	mg/l				
2	Tiempo de almacenamiento	T	15	días	$W=a \cdot r \cdot D$	303	Peso de hipoclorito de calcio reque:ido en el periodo de almacenamiento	Kg
	Caudal de diseño	a	82	lps				
3	Peso de un tambor	p	50	Kg	$N=W/P$	6	Numero de Tambores	Und
4	Area que ocupa cada tambor	Ac	0.160	m2	$A_t=1.3 \cdot A_c \cdot N$	1.25	Area total ocupada por los tambores	m2

SISTEMA DE EMERGENCIA PARA CLORACION PARA HIPOCLORITO DE CALCIO

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CRITERIOS	CALCULOS	RESULTADO	UNIDAD
1	Caudal de diseño	a	82.15	l/s	$q = Q'DM/C$	Caudal de dilucion	l/s
	Dosis promedio	D	2.85	mg/l			
	Concentracion	C	2.00	%			
2	Tiempo de operación	To	12.00	hr.	$V = q \times T_o$	Volúmen del Tanque de Solución	m ³
3				$P = Q \times D$	234	Consumo de Reactivo	mg/s
					20.22	Consumo Promedio diario	Kg/día
4				$P_o = P \times T_o / 24$	10.1	Consumo por Tanque de Solución	Kg
5	Dosis máxima	Q_m		$q_m = \frac{P_o}{C}$	0.018	Caudal máximo de dosificación	l/s
	Dosis mínima	Q_n			0.006	Caudal mínimo de dosificación	l/s
3	Volúmen del Tanque	V	0.51	$V = Alt \times Ancho \times Largo$	0.80	Largo	m
					0.80	Ancho	m
					0.80	Altura	m

DISEÑO DE LA TUBERIA DE DOSIFICACION

PASO	DATOS	UNIDAD	CRITERIOS	CALCULOS	RESULTADOS	UNIDAD
1	e= 0.05 B 1.2	m	$N = B / e$	$N = 24.000$	Numero de orificios en el difusor	
2	do= 1/4 do= 0.00635	pulgadas m	$Ao=3.1416*do^2/4$	$Ao = 0.000032$	Seccion de los orificios	m ²
3	Dosis optima = 2 promedio C= 3.5%	mg/L mg/L	$q = Q.O/C$	$q = 0.005428571$ $o = 5.42857E-06$	Caudal promedio de solucion por aplicar	Us m ³ /s
4			$Vo = q/AO.N$	$Vo = 0.007$	Velocidad en los orificios	m/s
5	R = 0.46		$Vt = Vo/R$	$Vt = 0.016$	Velocidad en la tubería	m/s
6			$At = o / Vt$	$At = 0.000350$	Sección del difusor	
7			$Dt = (4 \cdot At \cdot 3.14)^{0.5} \cdot 0.0254$	$Dt = 0.831$ $Dt = 1$	Diametro del difusor	pulgadas

FOR: HONORARIO DE PROYECTO DE V...
 EN EL MUNICIPIO DE...
 UN CAMPAMENTO...

COLOMBIA
 BOGOTÁ
 INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y
 DESARROLLO TECNOLÓGICO
 I+D+D

3.7 Evaluación económica

Como hemos podido apreciar en el Capitulo 1, la planta de potabilizacion del agua esta diseñada para un caudal de 30.00 l/s, es decir que esta orientada a un caudal promedio de 20.00 l/s

Qmd = 30 l/s Caudal de diseño para la planta de tratamiento
Qp = 20 l/s Caudal promedio
Dotación = 120 l/s Dotación elegida
Población = 14,400 Hab. es la población que beneficia la planta de tratamiento

Población actual = 2,100 Hab.

Para llegar a la población que se podrá dotar del agua que se procesa en esta planta tendríamos que calcular la planta a un periodo de diseño de 130 años aproximadamente lo cual es absurdo.

Para abastecer de agua tratada a la población actual se tendría que implementar un sistema de potabilizacion de agua mas practico, como el que se señala en el Capitulo 1, este tratamiento costaría un aproximado de 15,000 dólares para una población de 2,500 habitantes.

Sin embargo, para este número de habitantes tampoco debería considerarse la implementación de una bocatoma sino que la mejor alternativa seria una captación por pozos, para lo cual el agua ya no necesitaría un tratamiento tan industrializado, sino que solo necesitaríamos una casa de cloracion y un laboratorio para determinar la calidad del agua.

Como podemos ver en los cuadros siguientes, el promedio de costos de la planta de tratamiento seria de:

Floculador Horizontal	\$11,000
Decantador de placas	\$26,000
Filtros Rápidos	\$60,000
Casa dosificadora	\$ 5,400

Sistema de dosificación	\$ 5,954
Casa del Operador	\$ 9,456
Laboratorio y Oficina	\$14,826
Equipo de Clorinación	\$43,360

La planta estaría valorizada en 176,000 dólares aproximadamente

De acuerdo a la evaluación que se ve en los libros manuales de Plantas de filtración Rápida, el costo está determinado por lo siguiente

$$C = K Q^n \text{ (ecuación general de costos)}$$

e = Costo inicial en miles de dólares americanos

Q = Capacidad de la planta en m³/s

K y n = Constantes que dependen de la solución tecnológica y de los valores nacionales

Solución	K	n
Filtración rápida convencional	1.606	0.66
Filtración rápida modificada	1.104	0.6(1)
Filtración convencional	1.004	0.6(1)
Filtración lenta	0.900	0.6(9)

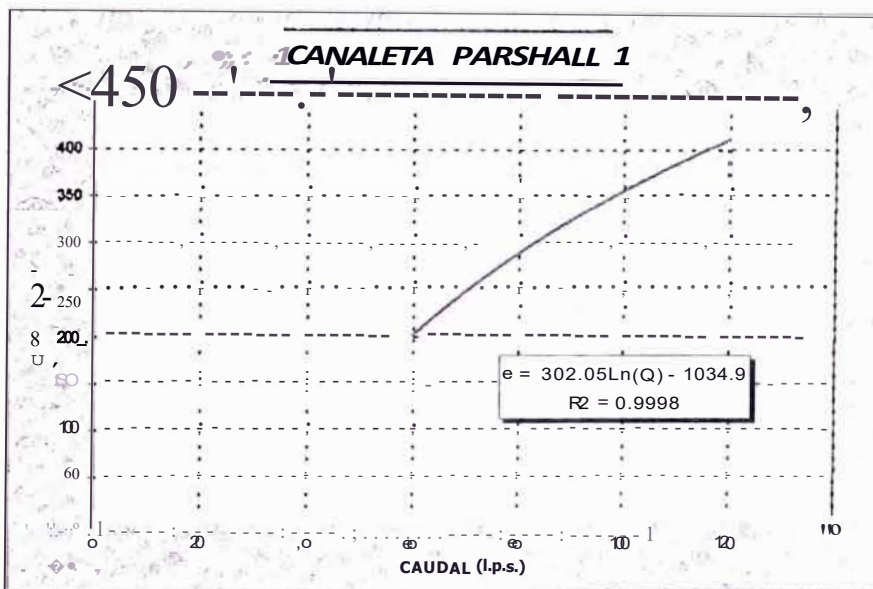
Como nuestra planta es de filtración rápida convencional estamos hablando de

$C = 163,000$ dólares aproximadamente

PIIITI DETUTIIIIEITI

ELEMENTO : CANALETA PARSHALL TIPO : CONCRETO ARMADO SISTEMA : AGUA POTABLE	SUNASS INTENDENCIA DE TARIFAS
---	---

No.	Q	COSTO DIRECTO U.S. \$
1	60	202
2	100	354
3	120	413

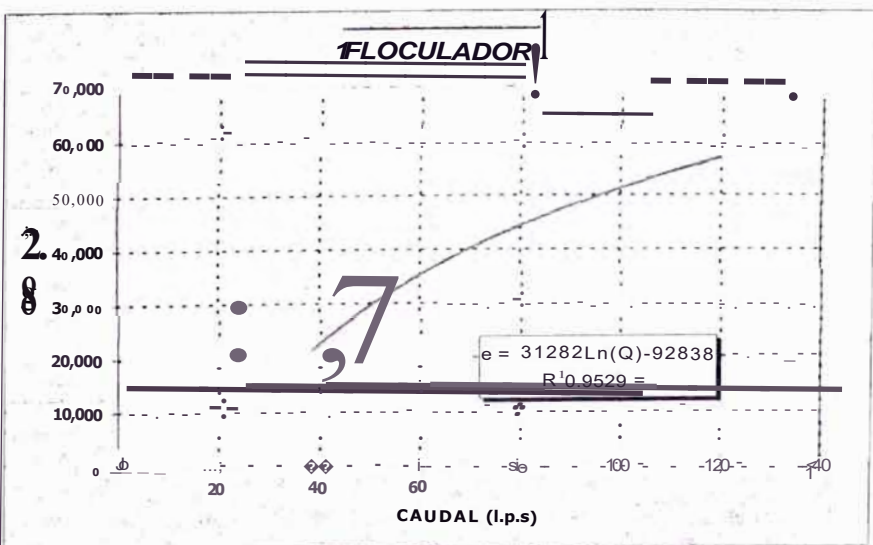


NOTA:
 * Q = Caudal l.p.s.
 ** US \$ = S/ 2.86
 *** Correlación válida para caudales de 60 a 120 l.p.s.
 Incluye obras civiles e hidráulicas

Fuente: PRONAP-SEDAPAL

ELEMENTO: FLOCULADOR- FLUJO HORIZONTAL TIPO : CONCRETO ARMADO SISTEMA : AGUA POTABLE	SUNASS INTENDENCIA DE TARIFAS
---	---

No.	Q l.p.s.	COSTO DIRECTO U.S. \$
1	23	10,196
2	35	11,743
3	120	58,610



NOTA:
 * Q = Caudal l.p.s.
 ** US \$ = S/ 2.86
 *** Correlación válida para caudales de 23 a 120 l.p.s.
 Incluye obras civiles e hidráulicas

Fuente: PRONAP-SEDAPAL

PLANTA DE TRATAMIENTO

ELEMENTO : DECANTADOR DE PLACAS TIPO : CONCRETO ARMADO SISTEMA : AGUA POTABLE	SUNASS INTENDENCIA DE TARIFAS
--	---

No.	Q	COSTO DIRECTO U.S. \$
1	23	21,216
2	35	28,056
3	65	37,903
4	120	55,119

NOTA:

- * Q = Caudal l.p.s
- ** US \$ = S/ 2.86
- *** Correlación válida para caudales de 23 a 120 f.p.s.
- Incluye obras civiles e hidráulicas

Fuente PRONAP-SEOAPAL

ELEMENTO : FILTROS RÁPIDOS TIPO : CONCRETO ARMADO SISTEMA : AGUA POTABLE	SUNASS INTENDENCIA DE TARIFAS
---	---

No.	Q l.p.s.	COSTO DIRECTO U.S. \$
1	23	45,833
2	35	66,935
3	65	113,964

NOTA:

- * Q = Caudal l.p.s
- ** US \$ = S/ 2.86
- *** Correlación válida para caudales de 23 a 60 l.p.s
- Incluye obras civiles e hidráulicas

Fuente PRONAP-SEOAPAL

PIUTI DETUTHEENTI

ELEMENTO : OTROS TIPO : SITEMA : AGUA POTABLE	SUNASS INTENDENCIA DE TARIFAS
CASA DOSIFICADORA = 360.00	US\$/m²
SISTEMA DE DOSIFICACIÓN = 2977.00	US\$/m²
CASA QUÍMICA = 679.00	US\$/m²
CASA DEL OPERADOR = 394.00	US\$/m²
CASA DEL GUARDIAN = 257.00	US\$/m²
LABORATORIO Y OFICINA = 593.00	US\$/m²

Fuente: PRONAP-SEOAPAL

EMP-CIINDII

ELEMENTO : EQUIPO CLORINADOR TIPO : INYECCIÓN AL VACIO SISTEMA : AGUA POTABLE	SUNASS INTENDENCIA DE TARIFAS
--	---

No.	P" lb/pulg ²	COSTO DIRECTO U.S. \$
1	30	4,360
2	40	4,482
3	50	4,482
4	60	4,691
5	70	4,975

NOTA:

- * P = Presión de trabajo del equipo
- ** **US \$ = S/ 2.86**
- *** Correlación válida para presiones de 30 a 70 lb/pulg².
- Incluye la instalación y equipos de bombeo booster

Fuente. PRONAP-SEDAPAL

OTROS COSTOS

CASA DOSIFICADORA	=	386.00 US \$ Im2
--------------------------	----------	-------------------------

CONCLUSIONES

1. De acuerdo a lo analizado en el capítulo 3 en cuanto a costos, concluimos que la planta a diseñarse es una infraestructura costosa y además de ello innecesaria para el suministro de agua que se desea dotar a la población de UNIPAMPA.
2. La dotación de la población se debe estimar como 120 l/s por tratarse de una población rural y en planes de expansión.
3. La captación debería realizarse mediante pozos pues el suministro que dotaría hacia consumo de agua potable sería ínfimo comparado a lo que se distribuiría para riego.
4. El criterio para la dosificación del agua, ha servido para diseñar la planta de tratamiento de acuerdo a los datos EMAPA, para lo cual se ha tomado turbidez máxima y mínima de las estaciones de estudios del río Cañete.
5. Los floculadores utilizados son del tipo horizontal y su ubicación está a un lado del canal que lleva a la cámara de filtración rápida, de este modo pueden trabajar los tres durante todo el proceso y cuando necesiten mantenimiento se hará uso de los filtros rápidos.
6. La dosificación se hará en solución para evitar el almacenamiento de muchas dosis en polvo que puede deteriorarse.
- 7_ La administración de esta planta y del suministro de agua lo debe hacer la misma comunidad amparados en una cooperativa, pues según los análisis de EMAPA Cañete, la administración presenta pérdidas que perjudican un normal desempeño y una adecuada dotación de agua, pues existen grandes pérdidas por riego y por falta de una auditoría que beneficie a la población en general como es la implementación de medidores y la verdadera evaluación de pérdidas de agua.

RECOMENDACIONES

1. Para el suministro deberá tenerse en cuenta la cantidad de pobladores versus la capacidad de la planta, la cual en estos momentos es innecesaria para un asentamiento a corto plazo.
2. Se recomienda seguir el parámetro de sedapal para los 120 l/s, pues es el criterio que se usa en la actualidad para poblaciones de asentamiento reciente, además es el parámetro asumido por las poblaciones cercanas.
3. Las captaciones mediante pozos permiten captar agua de mejor calidad, y pueden dotar de hasta 40 l/s (según EMAPA Cañete), por lo que no sería necesario tener una planta de tratamiento.
4. Para realizar un verdadero análisis sobre el tipo de dosificación y agua que se recibe en la planta, se recomienda realizar análisis de un ciclo hidrológico (por lo menos) que permita contar con la información suficiente para un real control.
5. Se recomienda la utilización de floculadores horizontales de placas de fibrocemento, para un mejor mantenimiento y duración, pues una ampliación de la capacidad de la planta será más sencilla.
6. Por el tipo de poblado y su crecimiento no se puede tener una laboratorista a tiempo completo, por lo que será necesario tener análisis periódico que permitan llevar un buen estándar de la calidad, además las sustancias almacenadas deben ser en cantidades pequeñas.
7. Se recomienda la creación de una cooperativa o asociación de pobladores con el fin de administrar y mantener todas las obras de saneamiento que se construirán para el abastecimiento de agua. Dicha cooperativa puede nacer del mismo entusiasmo de los pobladores y deberá elegir los profesionales más capaces no solo de su distrito sino también de los alrededores.

BIBLIOGRAFIA

1. "Evaluación del funcionamiento de una planta potabilizadora. Optimización" - Hertler, Helmut Javier - CEPIS, Lima - 2004
2. "Uso de la zeolita natural como floculante en la potabilización de las aguas superficiales" - Oropesa, Ileana ; Márquez, Eduardo ; Marín, Luis ; Álvarez, Silvia ; Gómez, Mario - Instituto Superior Politécnico "José Antonio Echeverría"; La Habana 1992
3. "Floculación. Manual de Instrucción del Programa Regional" , Richter, Carlos. - OPS/HEP/CEPIS de Mejoramiento de la Calidad del Agua para Consumo Humano. - CEPIS; Lima - 1981.
4. Ampliación de la planta de tratamiento de La Atarjea; estudio preliminar. - Empresa de Saneamiento de Lima-Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente. - ESAL; Lima - 1978.
5. "Diseño de la planta de tratamiento de agua de Barranca" - Ministerio de Vivienda y Construcción del Perú, Dirección General de Obras Sanitarias-Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente. - MVC; Lima - 1978.
6. "Plantas de Filtración Rápida" - CEPIS - OPS - CEPIS/OPS Lima 2004
7. "Tratado general del agua y su distribución, la calidad de las aguas y su tratamiento" - Porschel, Wolfgang - Bilbao Urmo, 1976
8. "Evaluación de plantas de tratamiento de agua" - CEPIS. Proyecto de Desarrollo Tecnológico de las Instituciones de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado
Lima; CEPIS, 1984

9. "Tratamiento de agua: coagulación - floculación" - Andía Cárdenas, Yolanda - SEDAPAL - Sedapal, Lima 2000
10. "Diseño del sistema de agua potable de la ciudad de Villa Rica." - Espinoza Lino, Luis Rolando - Tesis, UNI FIC, Lima - 1995
11. "Agua potable y alcantarillado de Lunahuana - Lima" - Villa Garcia Ortiz, Luis Adolfo - Tesis, UNI FIC 1970
12. "Ampliación y mejoramiento del servicio de agua potable de la ciudad de La Merced-Chanchamayo" - Arias Arroyo, Severo Zenon - Tesis, UNI FIC 1986
13. "Tratamiento integral del Río Rimac tramo Desembocadura - Atarjea - Soria Leon, Leoncio Teofilo - Tesis UNI FIC Lima, 1990
14. "Agua y saneamiento: experiencias en el Perú" - ITDG-Peru - ITDG; Lima - 1997
15. "Plantas de tratamiento por filtración lenta: diseño, operación y mantenimiento" - Marrin, Cesar - ITDG; Lima - 1999
16. "Planta de tratamiento de agua potable localidad de Churcampa" - Villafranca Aguirre, Arsenio - Tesis UNI, Lima 2001
17. "Estudio de factibilidad para la ampliación de la planta de potabilización de la ciudad de Loja" - Bermeo Calderón, Carlos - EPN-CITYC, Quito 1981
18. "Reglamento Nacional de edificaciones" - Ministerio de Vivienda - MVC; Lima - 2006

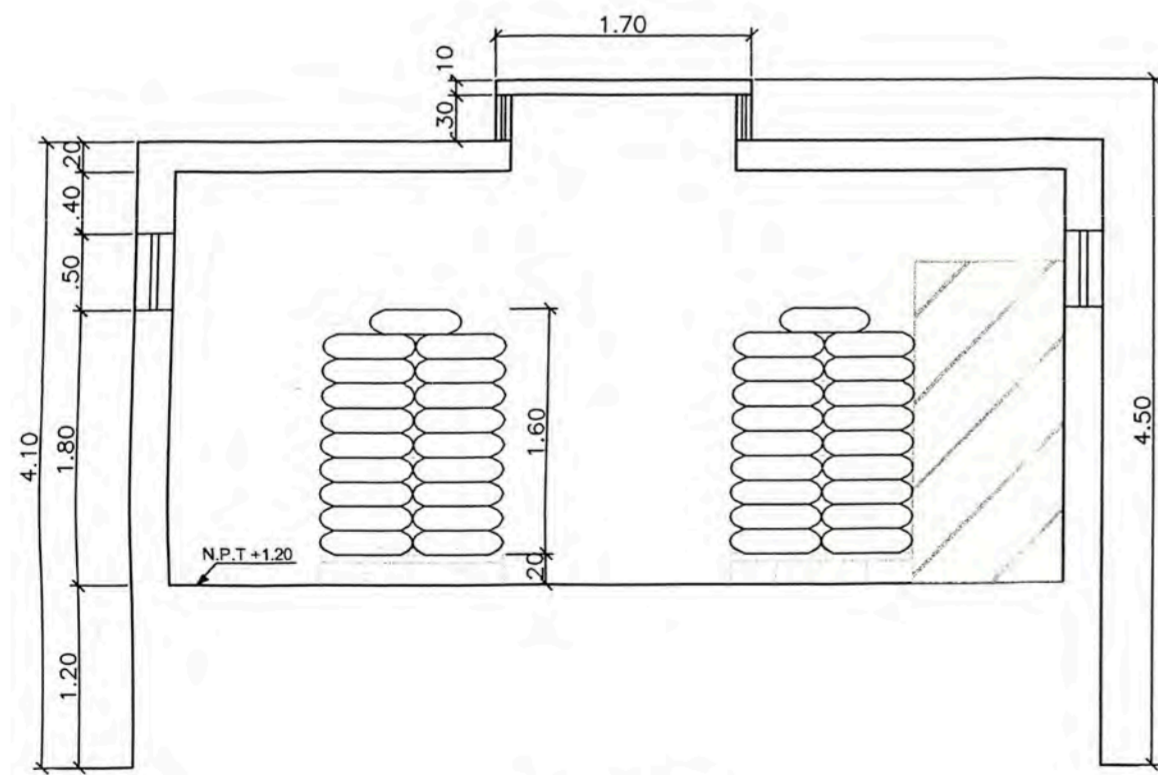
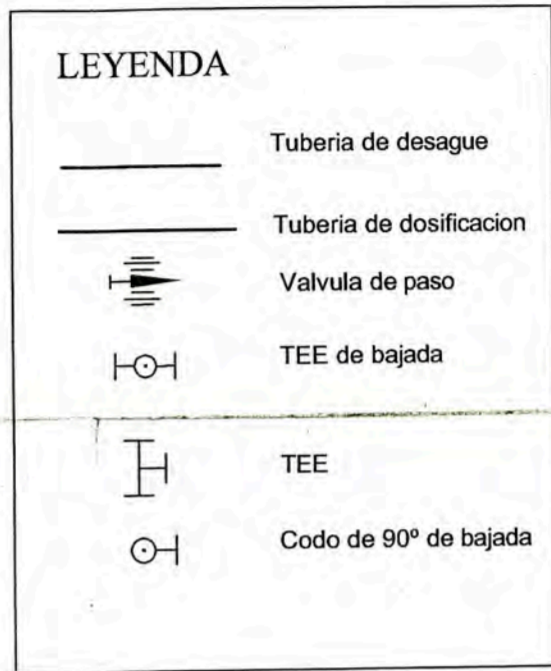
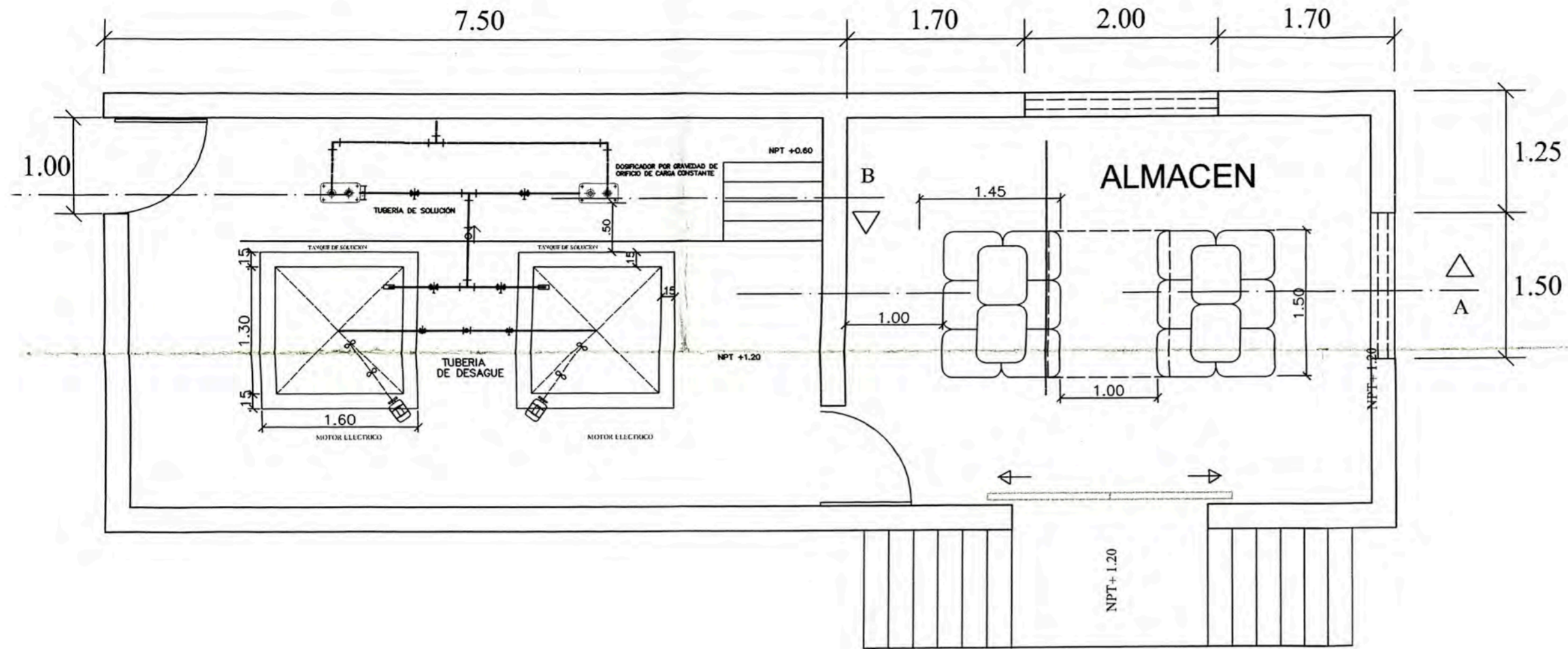
ANEXOS

PLANOS

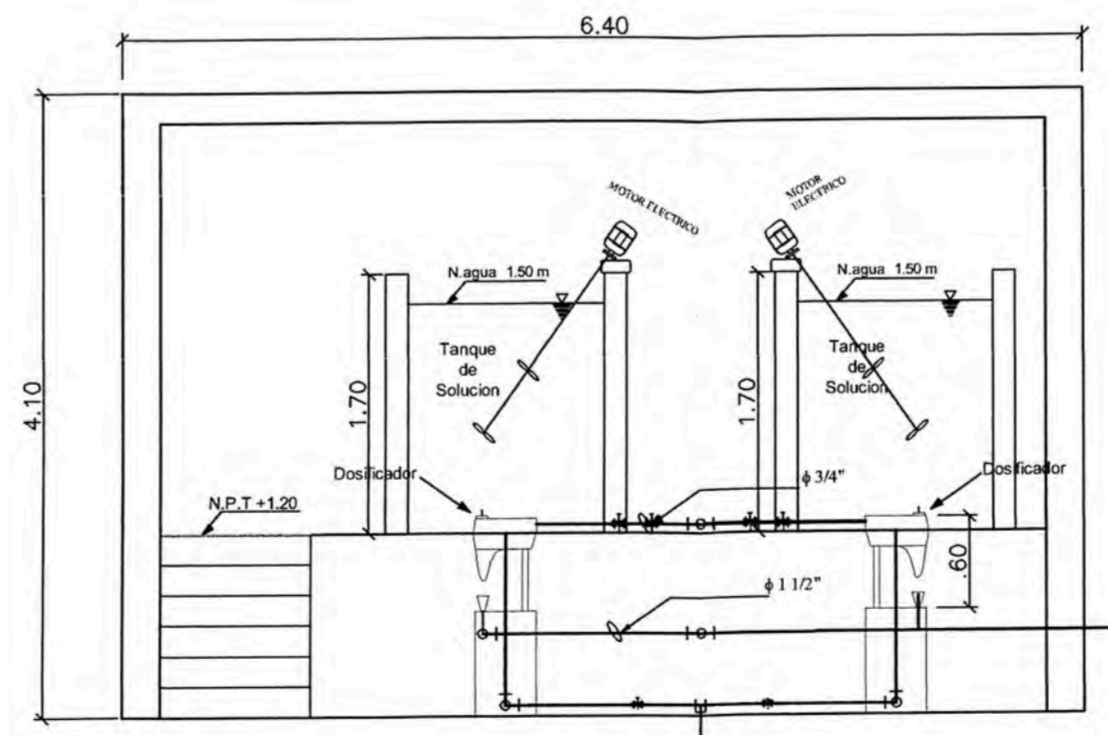


PLANTA ALMACEN DOSIFICADOR

ESC. 1/100

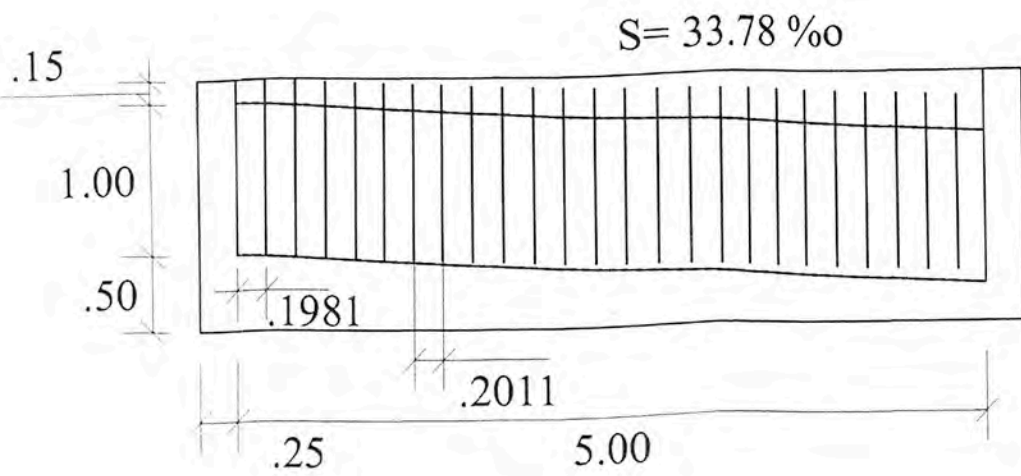
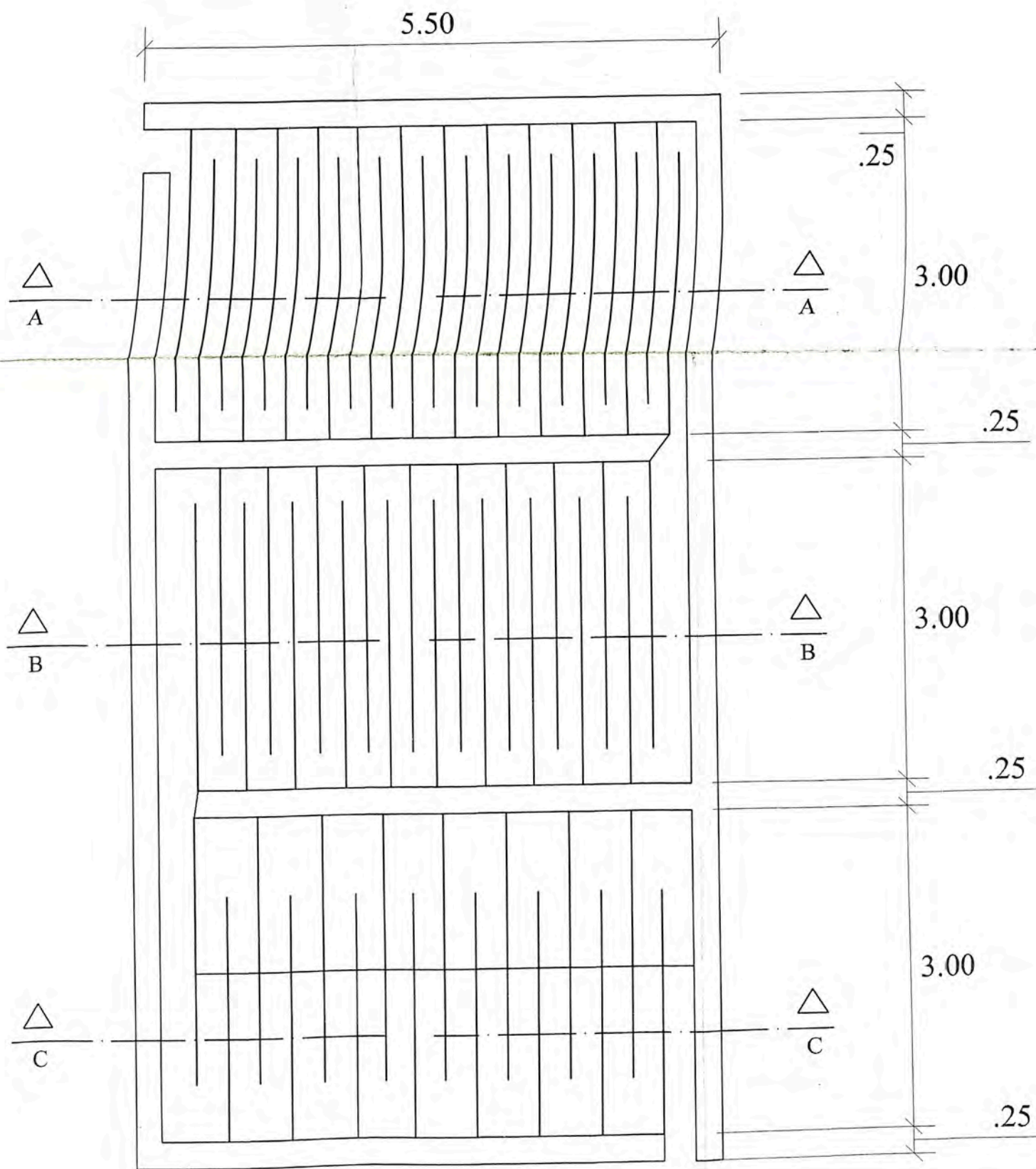


CORTE A-A
ESC. 1/50



CORTE B-B
ESC. 1/50

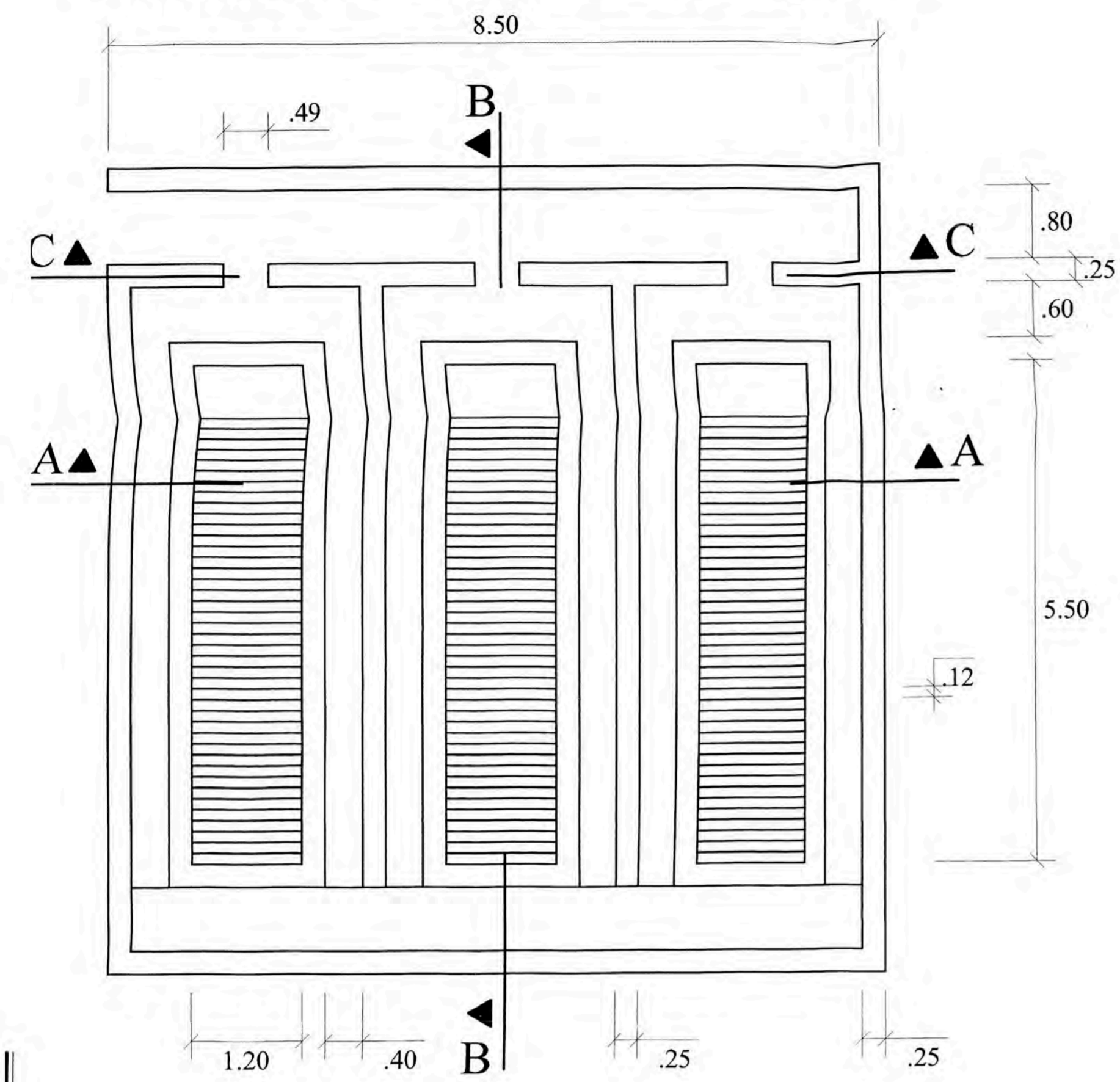
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO: PLANTA DE POTABILIZACION DE AGUA PLANO DE DISTRIBUCION ALMACENAMIENTO		
BACHILLER: FERNANDEZ RAMIREZ, DESSY COD 19964521 I		
DIBUJO: DIFER	FECHA: MAYO 2007	ESCALA: 1/50
		P-1 LAM 01 de 06



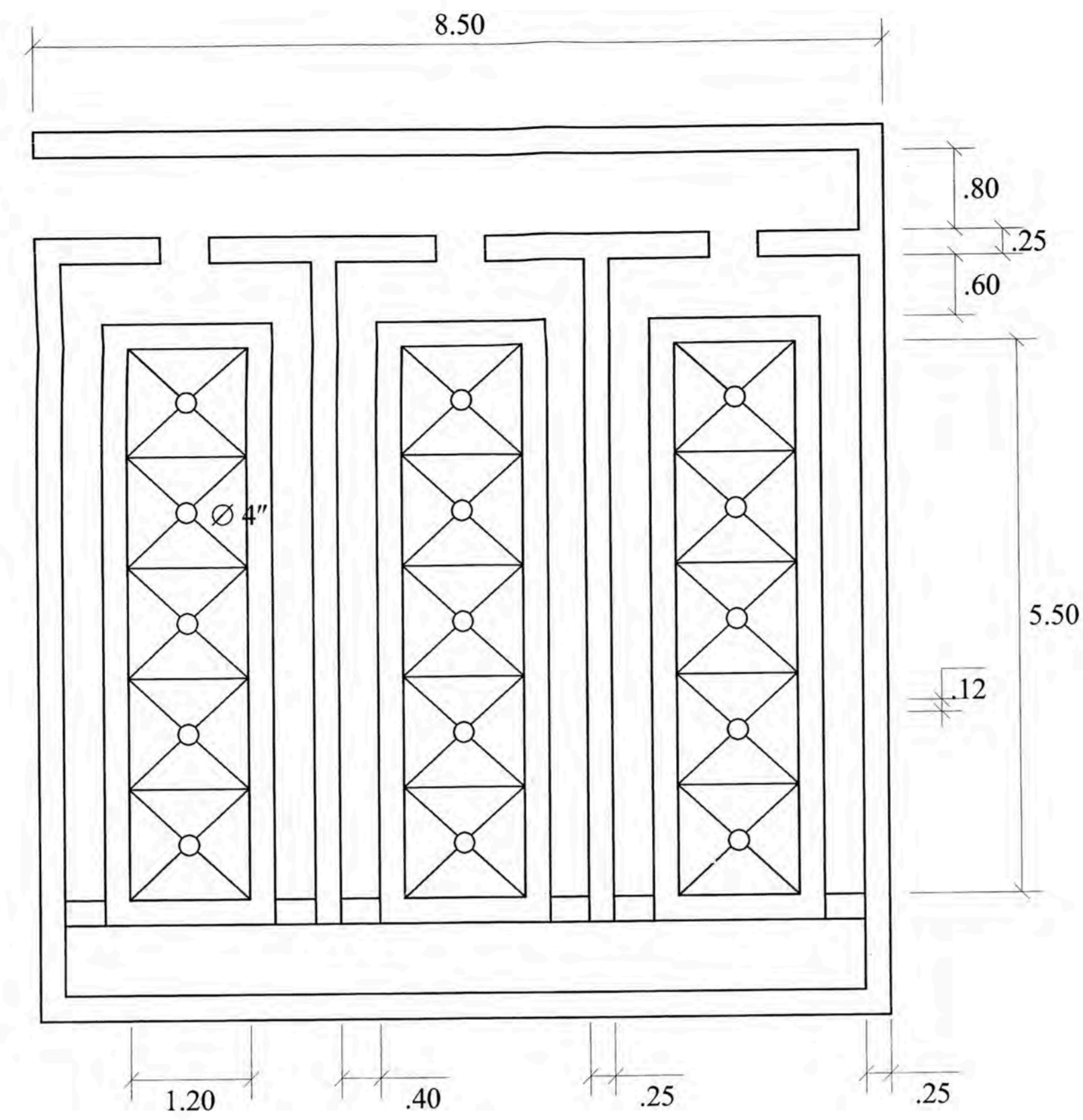
SECCION A

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO: PLANTA DE POTABILIZACION DE AGUA PLANO FLOCULADORES		
BACHILLER: FERNANDEZ RAMIREZ, DESSY COD 19964521 I		P-3 LAM 03 DE 06
DIBUJO: DIFER	FECHA: MAYO 2007	

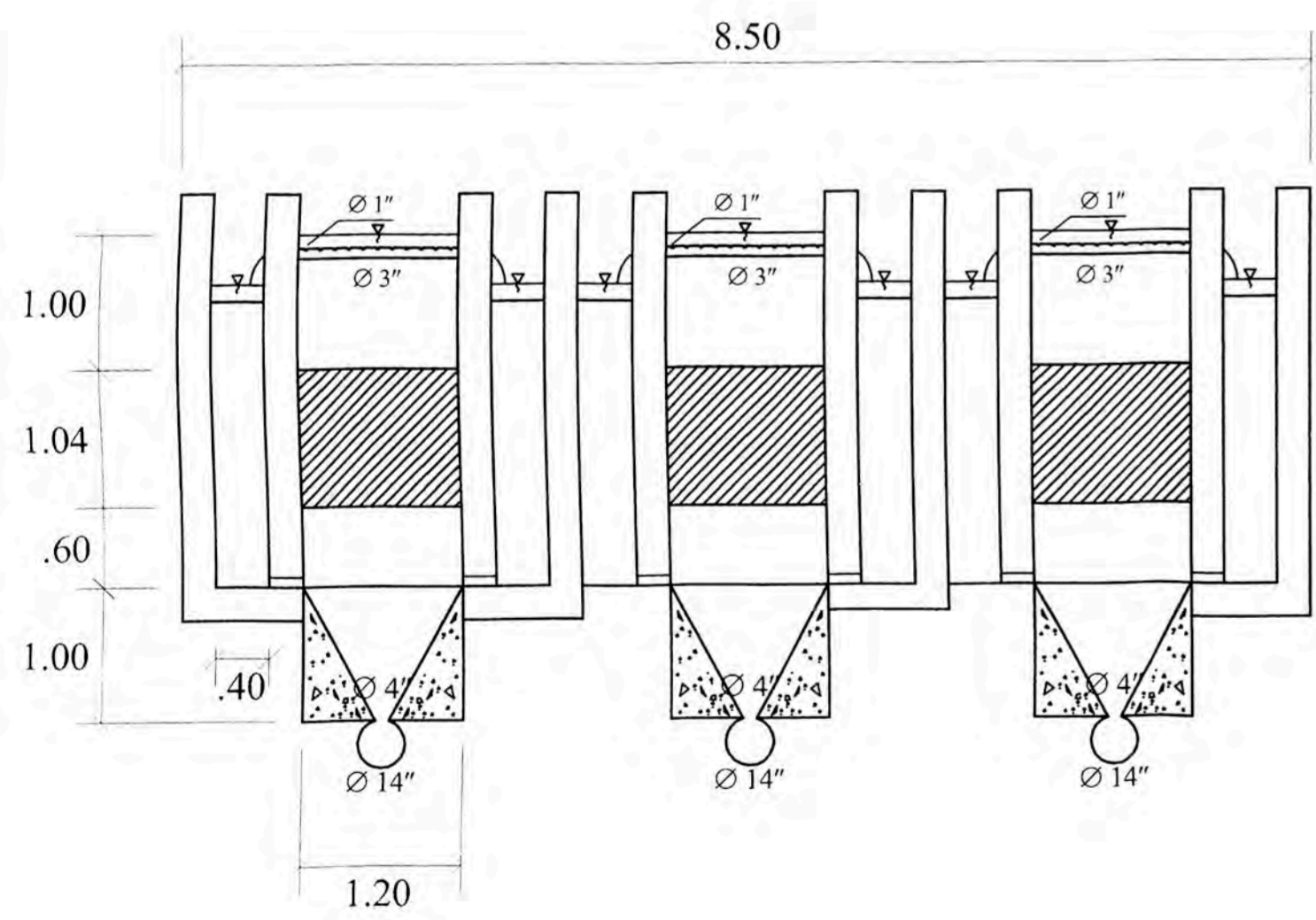
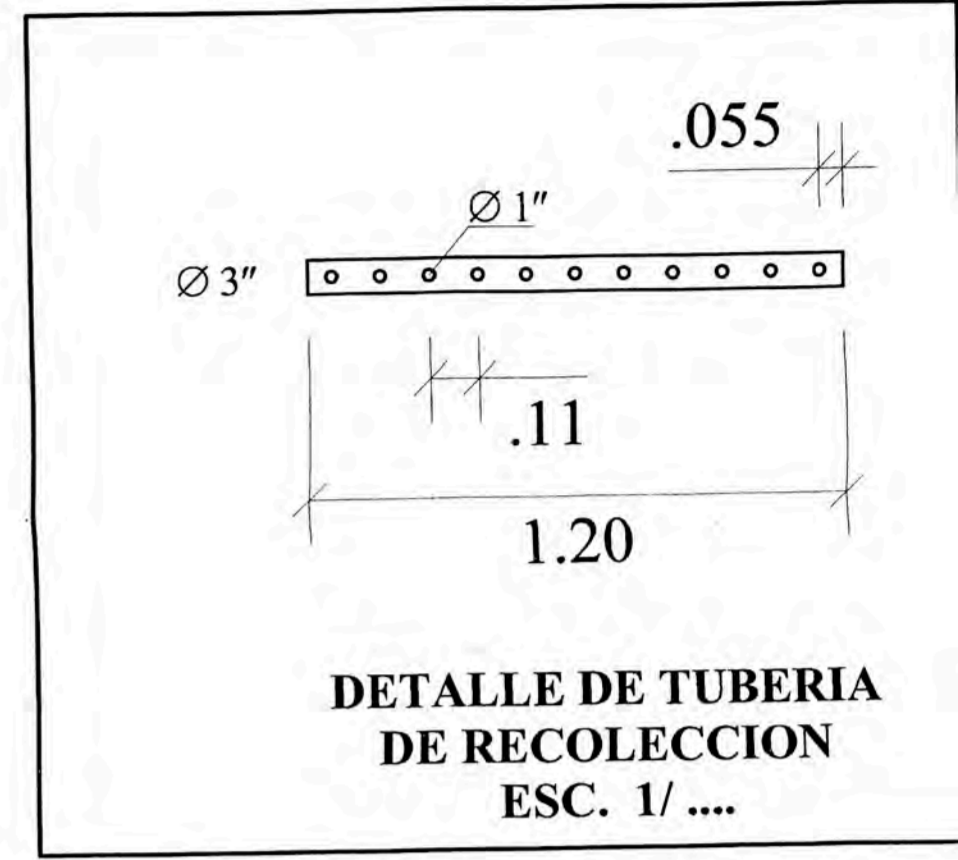
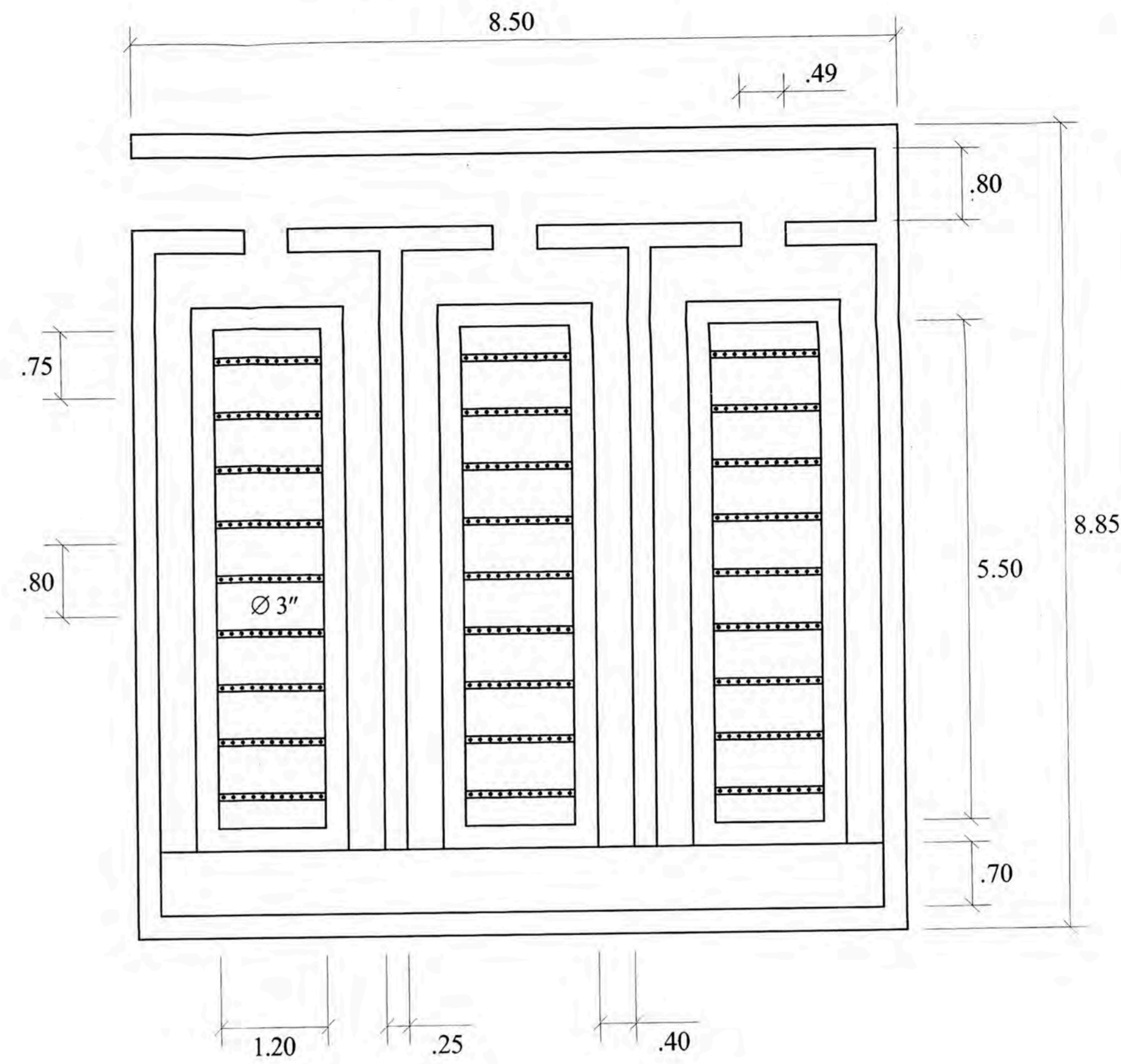
ZONA DE DECANTACION



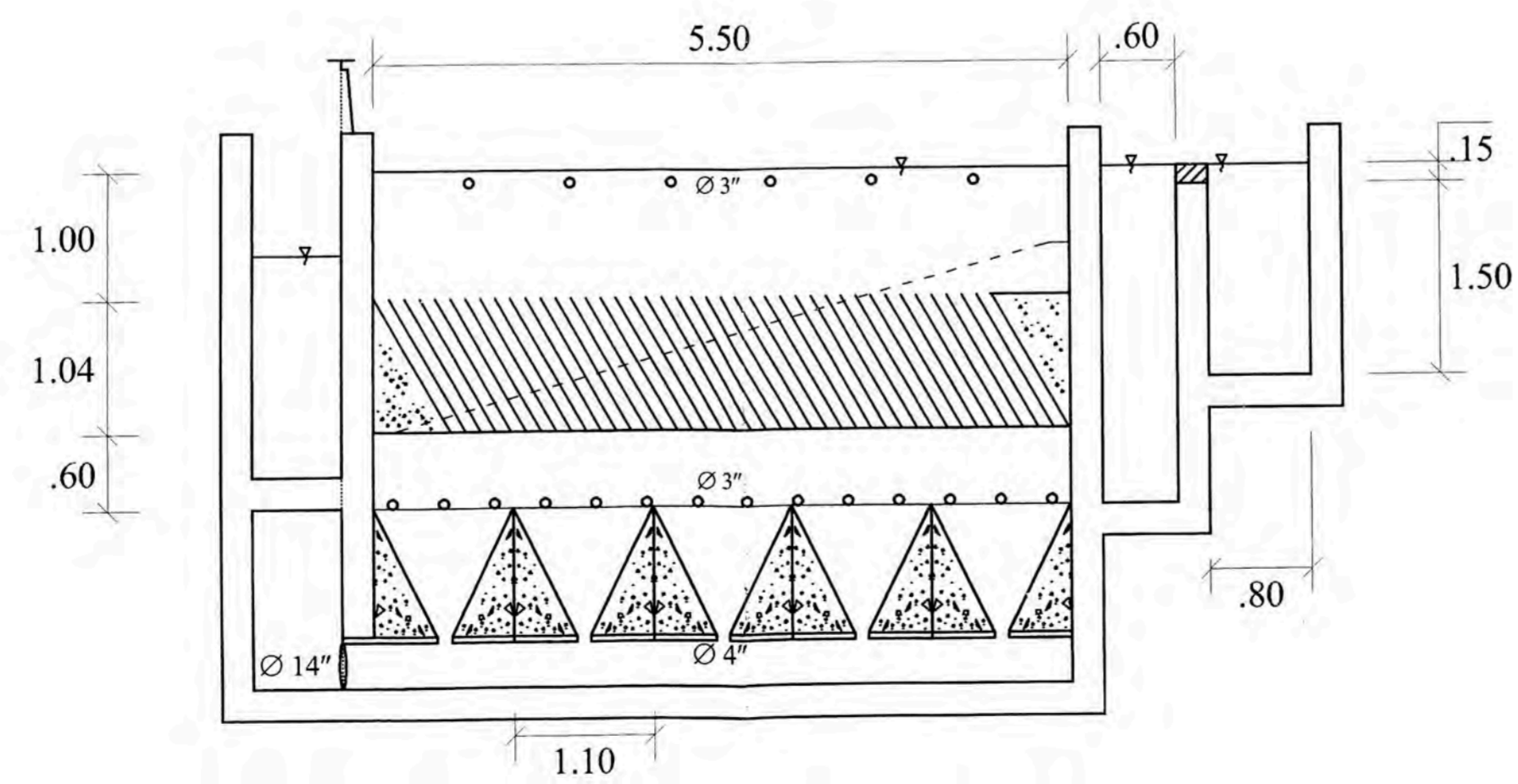
ZONA DE RECOLECCION DE LODOS



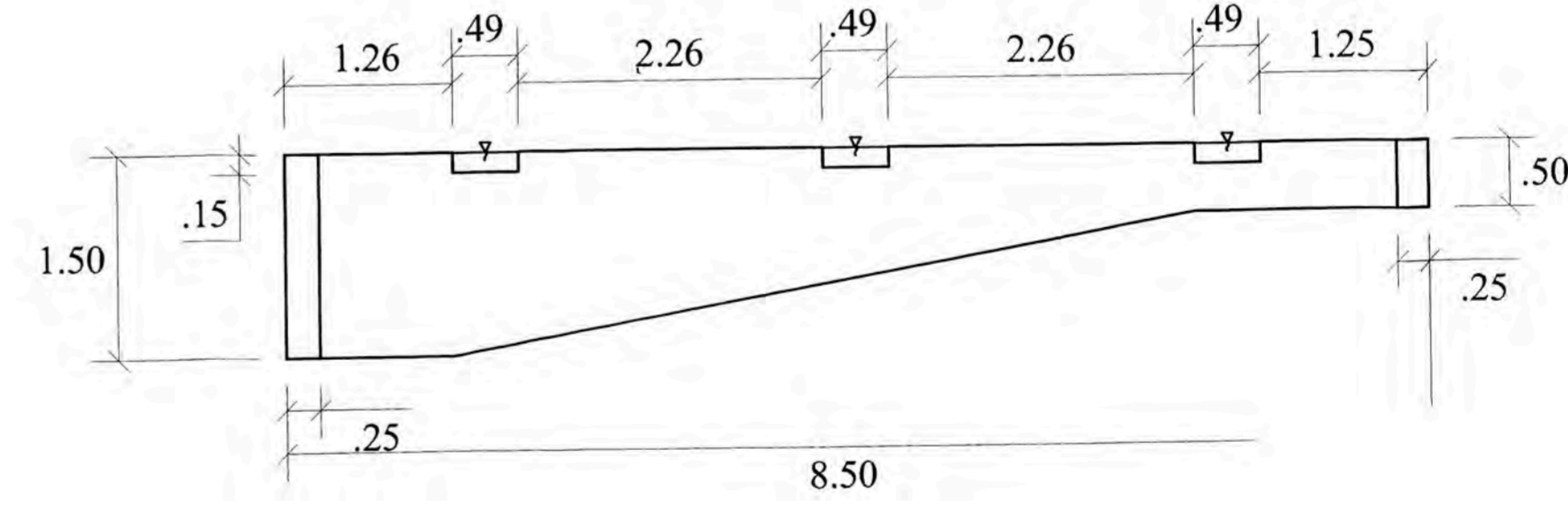
RECOLECCION DE AGUA DECANTADA



CORTE A-A

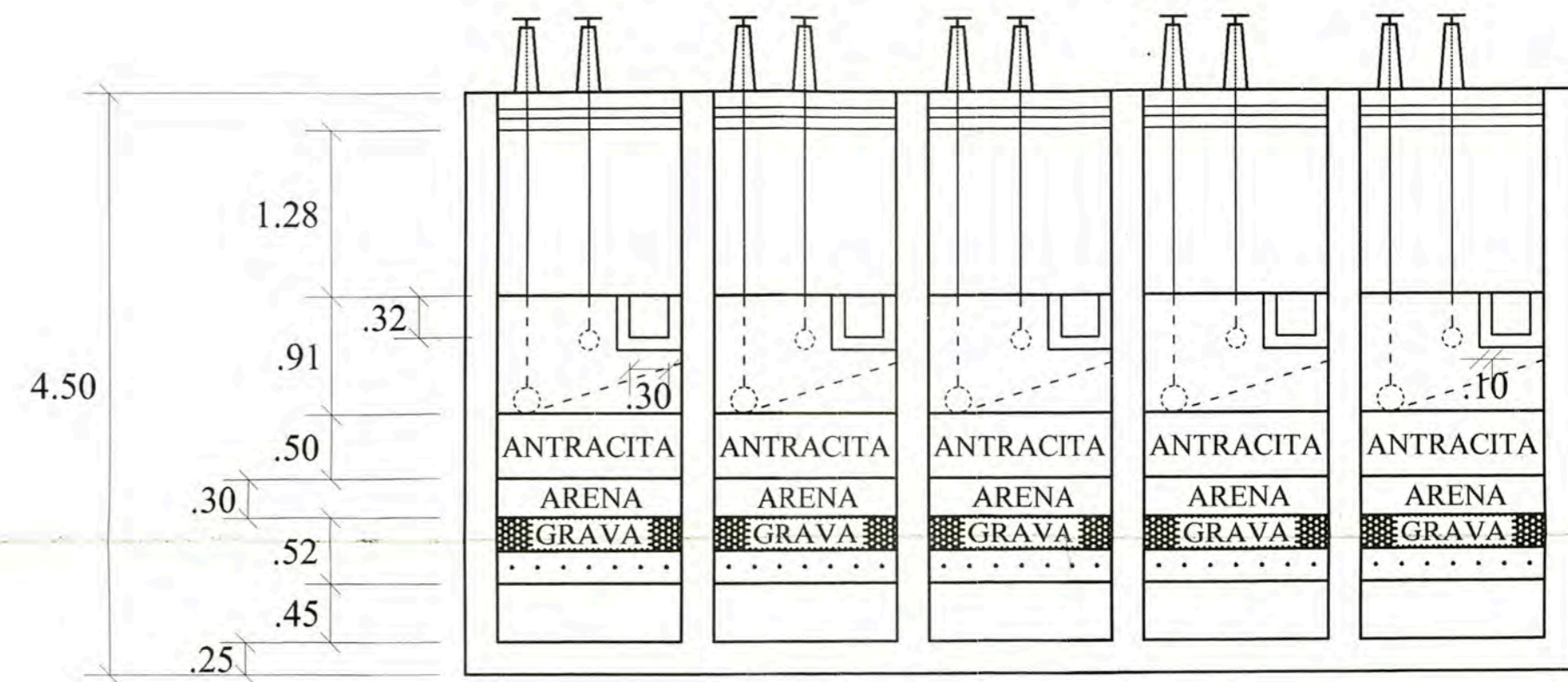
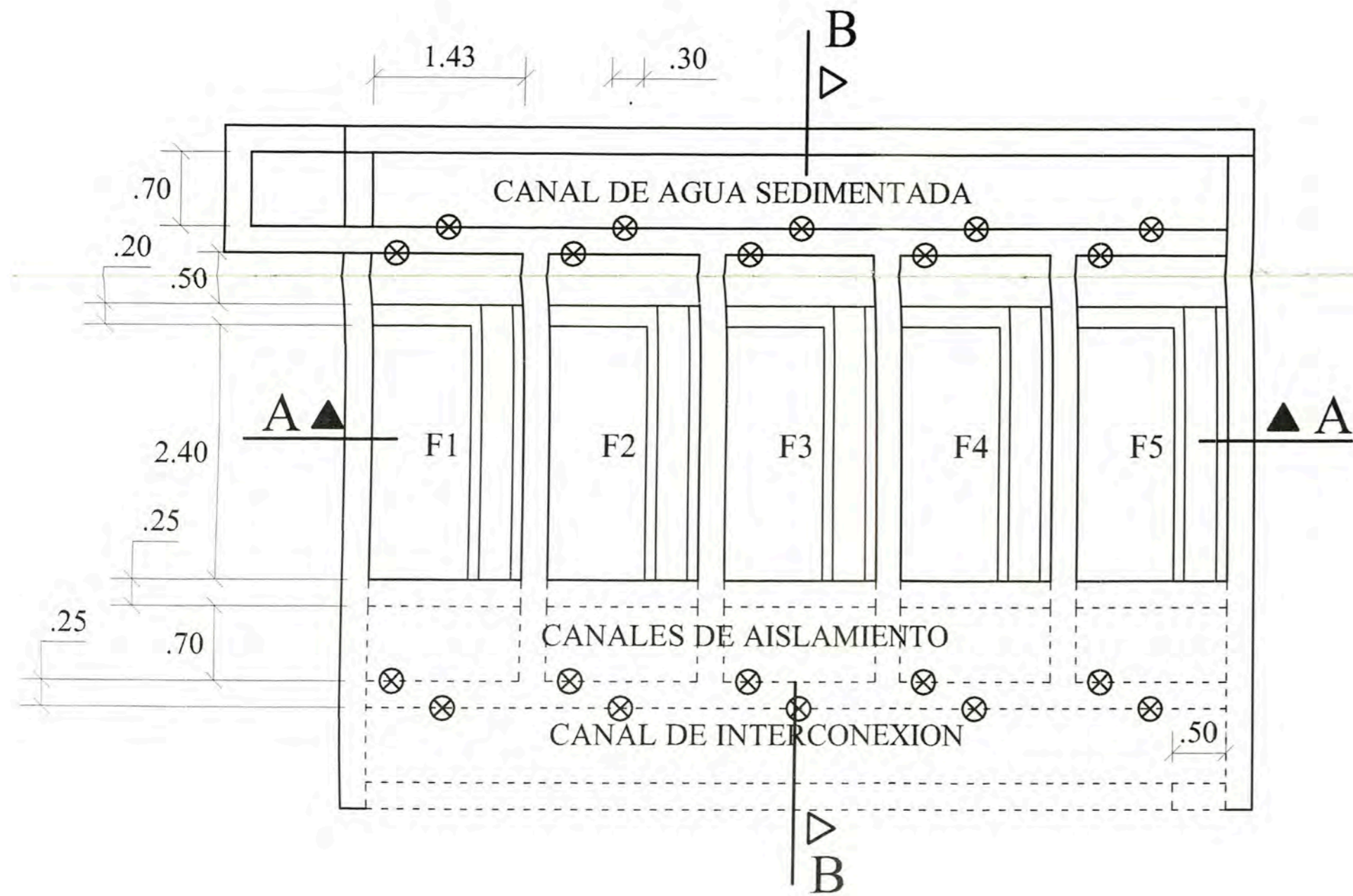


CORTE B-B

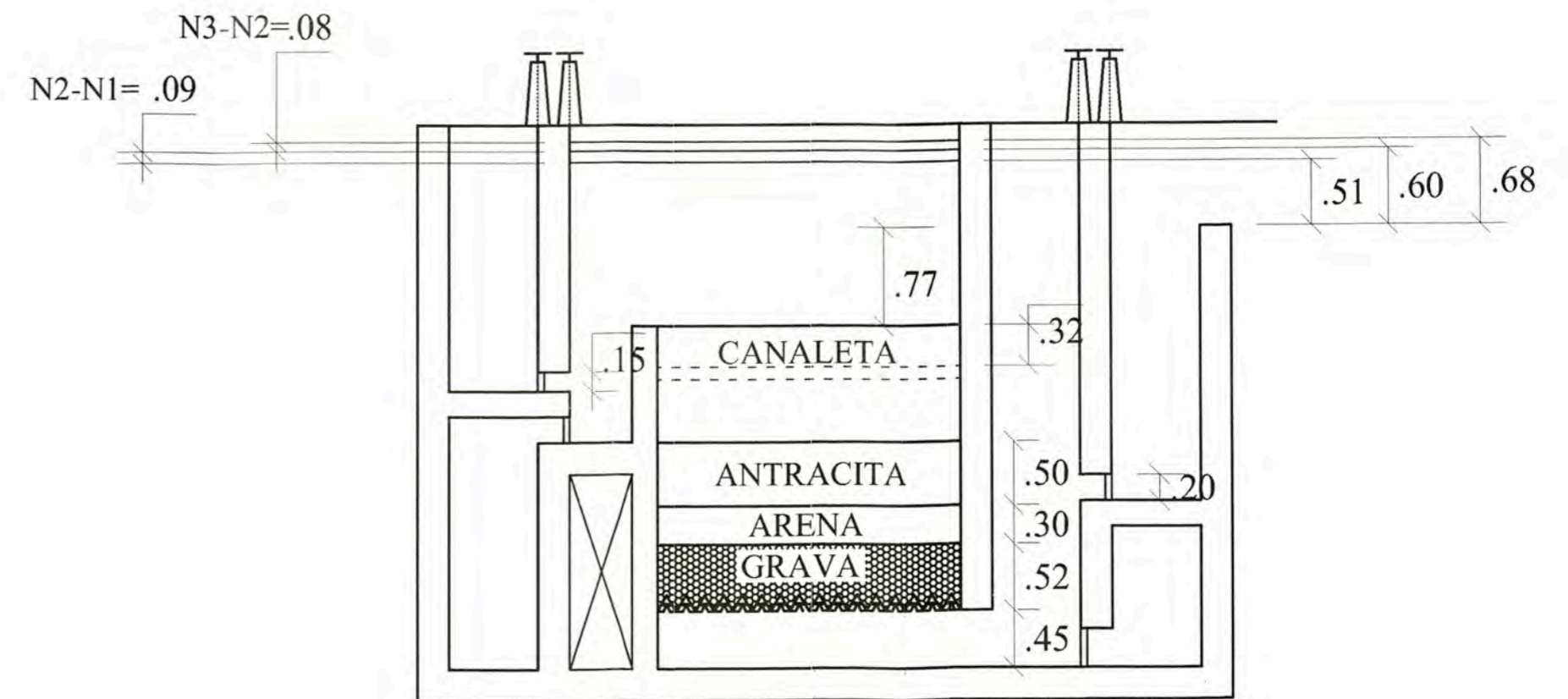


CORTE C-C

FILTRO RAPIDO DE TASA DECLINANTE Y LAVADO MUTUO

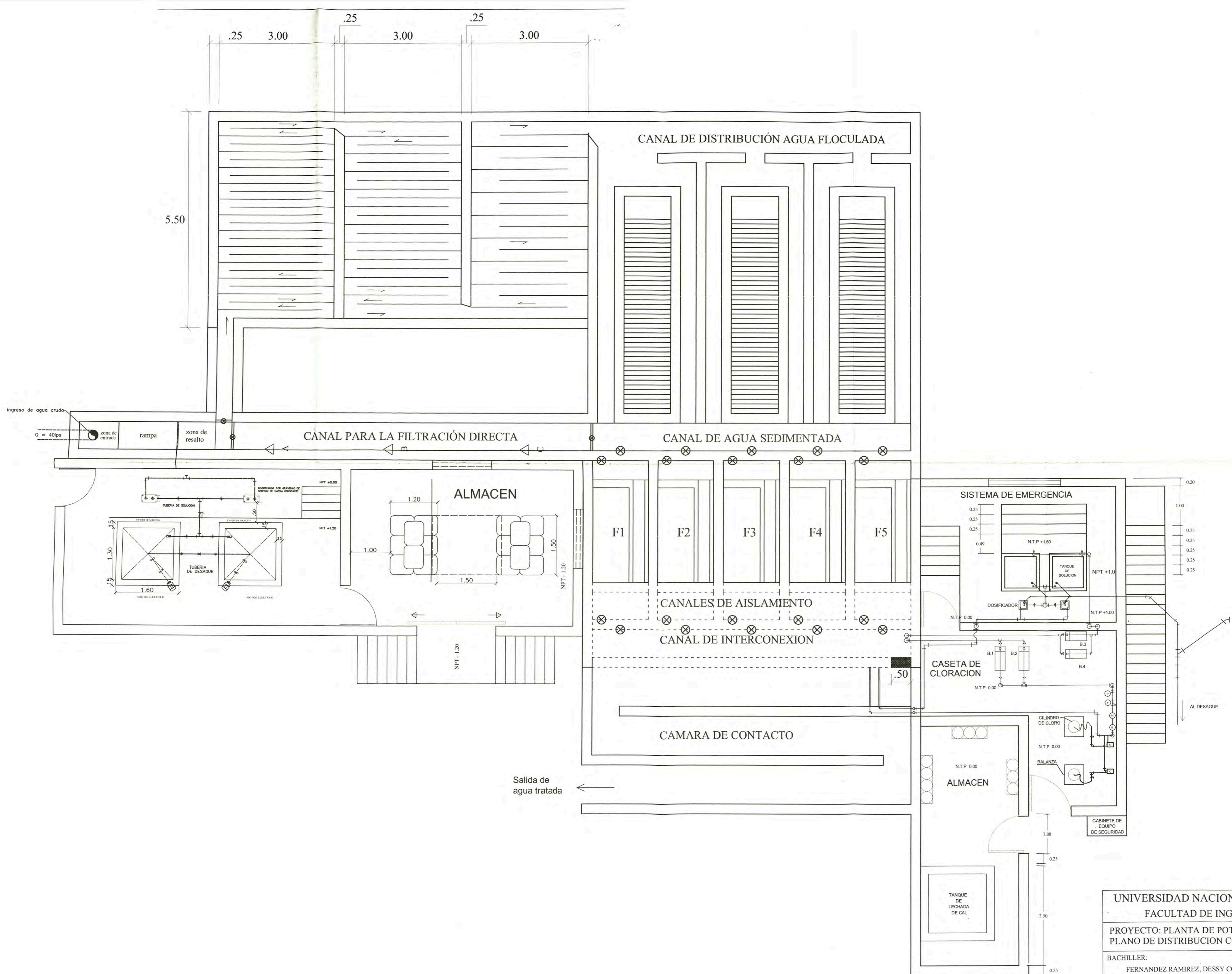


CORTE A-A



CORTE B-B

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO: PLANTA DE POTABILIZACION DE AGUA PLANO DE FILTROS RAPIDOS		
BACHILLER: FERNANDEZ RAMIREZ, DESSY COD 19964521 I		
DIBUJO: DIFER	FECHA: MAYO 2007	ESCALA: 1/50
		P-5 LAM 05 de 06



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO: PLANTA DE POTABILIZACION DE AGUA		
PLANO DE DISTRIBUCION COMPONENTES PLANTA		
BACHILLER:		
FERNANDEZ RAMIREZ, DESSY COD 19964521 I		
DIBUJO:	FECHA:	ESCALA:
DIFER	MAYO 2007	1/50
		P-6
		LAM 06 de 06