



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE QUÍMICA

INGENIERÍA CONCEPTUAL Y BÁSICA PARA UNA PLANTA DE
POTABILIZACIÓN DE AGUA, PARA LA COMUNIDAD EL OCOTAL
DEL. MAGADALENA CONTRERAS

TESIS MANCOMUNADA

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

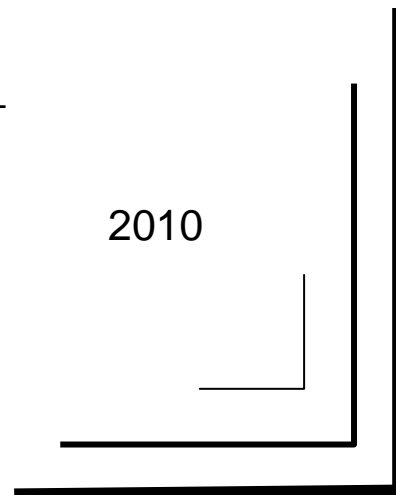
INGENIERO QUÍMICO

PRESENTAN:

DÍAZ NIETO CARLOS ISRAEL
JIMÉNEZ GALICIA OMAR

México, D.F.

2010





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

PRESIDENTE: Profesor: JOSÉ ANTONIO ORTÍZ RAMÍREZ

VOCAL: Profesor: JORGE TRINIDAD MARTÍNEZ MONTES

SECRETARIO: Profesor: JOSÉ AGUSTÍN TEXTA MENA

1er. SUPLENTE: Profesor: ALFONSO DURAN MORENO

2° SUPLENTE: Profesor: VÍCTOR MANUEL LUNA PABELLO

SITIO DONDE SE DESARROLLÓ EL TEMA:

TORRE DE INGENIERÍA

ASESOR DEL TEMA: JOSÉ ANTONIO ORTÍZ RAMÍREZ

SUSTENTANTES:

CARLOS ISRAEL DÍAZ NIETO

OMAR JIMÉNEZ GALICIA

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo es un compromiso y responsabilidad personal, no hubiera sido posible de realizarla sin la dedicación, paciencia tolerancia, ubicación, atención y colaboración de múltiples personas.

De manera muy especial le agradecemos a el ingeniero José Antonio Ortiz Ramírez por habernos dado todo su apoyo para realizar esta tesis, el interés, amabilidad, tolerancia y motivación, por lo cual permitió su culminación .

Queremos expresar nuestra gratitud a los sinodales que aceptaron revisar esta tesis, con sus opiniones, sugerencias, orientación, amabilidad y que nos permitieron mejorar este trabajo, ellos son: El ingeniero Jorge Trinidad Martínez Montes, El ingeniero José Agustín Texta Mena

Agradecemos a esta gran universidad que nos dio los conocimientos para ser grandes profesionistas.

DEDICATORIAS (OMAR)

A mis padres:

Por apoyarme incondicionalmente a lo largo de mi vida, dándome siempre cofinancia, fortaleza y consejos que me llevaron a terminar mis metas, prueba de ello es éste trabajo más que mío es de ustedes, gracias.

A mis hermanos:

Que siempre me han brindado el apoyo y amistad incondicional, acompañándome en todo momento, gracias.

A mis amigos:

A los amigos que han estado conmigo en momentos importantes de mi vida como estudiante de esta gran universidad.

DEDICATORIAS

(CARLOS)

A mis padres:

Marielena Nieto Marcial

José Guadalupe Díaz Bustamante

Por su valioso apoyo incondicional q me ofrecieron a lo largo de todo este tiempo sin esperar nada a cambió y que por fin después de un largo camino recorrido se pudo realizar les doy las gracias.

A mis hermanos:

José Guadalupe Díaz Nieto

Nancy Guadalupe Díaz Nieto

Por acompañarme en las diferentes etapas de mi vida.

A mis familiares y amigos:

Que siempre estuvieron ahí cuando los necesite para brindarme su apoyo y consejos cuando los necesite.

Índice

Página

Resumen	1
Introducción.....	2
CAPÍTULO I. Antecedentes	4
1.1 Historia “Río Magdalena Contreras”	4
1.1.1 Desarrollo de manufactura.....	4
1.2 Situación actual	5
1.2.1 Reporte ambiental.....	6
1.2.2 Reporte de aprovechamiento del río	9
1.2.3 Reporte de las comunidades a beneficiar	10
1.2.4 Reporte de la calidad del agua en el río.....	11
1.2.5 Reporte del caudal en la CRM	15
1.3 Acciones actuales para el mejoramiento del río Magdalena	16
CAPÍTULO II. Tecnología de potabilización	20
2.1 Pre-tratamiento y acondicionamiento previo.....	20
2.2 Proceso físico	20
2.2.1 Aireación	21
2.2.2 Desarenador	23
2.2.3 Sedimentador.....	23
2.2.4 Flocculación	24
2.2.5 Filtración.....	26
2.3 Mecanismos de remoción	27
2.3.1 Filtro de carbón activado.....	28
2.4 Proceso químico	29
2.4.1 Coagulación	29
2.4.2 Cloración	30
CAPÍTULO III. Ingeniería conceptual	31
3.1 Objetivo.....	31
3.2 Capacidad y ubicación de la planta	31
3.3 Características del agua y su normatividad	33
3.4 Etapas de proceso	35
3.5 Diagramas de bloques.....	38
CAPÍTULO IV. Justificación y selección de equipo	39
4.1 Equipo para captación	39
4.2 Desarenador.....	40
4.3 Sistema de bombeo	42

4.4	Equipo para coagulación y floculación.....	43
4.5	Sistema de sedimentación.....	45
4.6	Sistema de cloración.....	47
CAPITULO V. Ingeniería básica		50
5.1	Bases de diseño	50
5.1.1	Datos del proceso	50
5.1.2	Calidad del agua antes de la planta potabilizadora	50
5.1.3	Calidad del agua después de la planta potabilizadora ...	51
5.1.4	Datos ambientales	51
5.1.5	Ubicación de la planta.....	52
5.1.6	Material	53
5.1.7	Suministro eléctrico.....	53
5.1.8	Tipos de bombas.....	53
5.1.9	Datos de localización	53
5.2	Descripción del proceso.....	53
5.3	Diagrama de flujo de proceso.....	57
5.4	Lista de equipo	58
5.5	Criterio de diseño.....	59
5.5.1	Equipo para captación	59
5.5.2	Desarenador	60
5.5.3	Sistema de bombeo	62
5.5.4	Equipo para coagulación y floculación	67
5.5.5	Sistema de sedimentación	70
5.5.6	Sistema de cloración.....	71
5.6	Filosofía de operación	74
5.7	Diagrama de tuberías e instrumentación	76
5.8	Plano de localización	76
5.9	Hoja de datos.....	77
CAPÍTULO VI. Costos.....		84
6.1	Estimación de costos	84
6.2	Población beneficiada.....	86
6.3	Ventajas.....	86
6.4	Relación costo beneficio.....	86
6.5	Comparación de costo en del suministro de agua potable en el valle de México, respecto a la planta de potabilizadora propuesta	86
6.6	Costos de operación.....	87
Conclusiones.....		89
Recomendaciones.....		90
Referencias		91

Anexo A.....	93
Anexo B.....	100
Anexo C.....	103
Anexo D.....	129

Índice de Tablas y figuras

Página

Tablas

Tabla I	Resultados promedio de los parámetros determinados en los meses enero y abril, de cada estación en el río. (Flores Pichardo)	14
Tabla II	Escurrimientos máximos y mínimos del año 1999 en la cuenca río Magdalena, D.F. (Jujnovsky Orlandini J. 2006)	15
Tabla III	Estrategia ii, visión de conjunto (Proyecto Salvemos al río Magdalena Síntesis Ejecutiva. Propuesta. Diciembre 2008)	19
Tabla IV	Dotación mínima de agua (The World's Water 2000-2001. Pacific Institute)	32
Tabla V	Comparación de valores de contaminantes presentes en la captación, en tiempo de estiaje, con respecto a los permisibles y su tratamiento de acuerdo a la NOM-127-SSA1-1994	34
Tabla VI	Comparación de valores de concentración para SST y SDT estimados en época de lluvias vs valores reportados en época de estiaje	36
Tabla VII	Concentración de contaminantes en época de lluvias del río Magdalena y valores permisibles con su tratamiento de acuerdo a la NOM-127-SSA1-1994	37
Tabla VIII	Concentraciones de contaminantes iniciales en el punto de captación en el río	50
Tabla IX	Concentraciones esperadas de contaminantes después del tratamiento	51
Tabla X	Temperatura en los diferentes puntos de muestreo (Flores Pichardo)	51

Tabla XI	Lista de equipo	58
Tabla XII	Relación entre el diámetro de las partículas y velocidad de sedimentación	62
Tabla XIII	Número de cilindros necesarios según requerida	72
Tabla XIV	Costos de los equipos	85
Tabla XV	Costos de operación	87

Figuras

Figura I	Uso de suelo y vegetación Del. Magdalena Contreras.....	8
Figura II	Ubicación de la colonia “El Ocotál”	11
Figura III	Ubicación de los puntos de muestreo (Flores Pichardo)	12
Figura IV	Aireadores tipo bandeja	22
Figura V	Esquema general de un desarenador	23
Figura VI	Floculador	24
Figura VII	Tipos de floculadores	25
Figura VIII	Floculos de paletas de eje horizontal	25
Figura IX	Floculador hidráulico de flujo horizontal.....	26
Figura X	Floculador hidráulico de flujo vertical	26
Figura XI	Esquema de tipos de filtros	27
Figura XII	Filtro de carbón activado	28
Figura XIII	Canal rectangular con resalto hidráulico	29
Figura XIV	Esquema de un vertedero lateral en un río	40
Figura XV	Esquema de un desarenador vertical	42
Figura XVI	Esquema de un sedimentador simple	46
Figura XVII	Secciones de un sedimentador simple	47

Figura XVIII Índice de la calidad del agua en el río Magdalena Contreras (Flores Pichardo)	52
Figura XIX Desarenador de dos unidades en paralelo	60
Figura XX Ángulo en la entrada del agua para el desarenador	61
Figura XXI Esquema del flujo en la entrada del desaredador de dos unidades	61
Figura XXII Esquema de la cabeza total del sistema vs gastos del sistema ..	63
Figura XXIII Esquema de arreglos de bombas en a) paralelo y en b) serie ...	64
Figura XXIV Esquema de la curva de H/Q asociado al arreglo de bombas en a) paralelo y en b) serie.....	64
Figura XXV Esquema del punto de operación sistema-bomba	65
Figura XXVI Esquema de la variación de la presión a través de una bomba centrifuga	66

RESUMEN

El agua es un recurso esencial para la vida humana, pero existen problemáticas con dicho líquido, las más importantes son: la calidad y la cantidad necesaria para su adecuado uso y consumo, por consecuencia las autoridades del Distrito Federal presentan alternativas a dichos problemas de recursos hidrológicos, una de estas alternativas tiene como finalidad el aprovechar y a su vez rescatar al último río vivo, el Río Magdalena Contreras de cauce abierto de la ciudad de México de enorme valor paisajístico, expidiendo un documento para este fin, titulado “Plan Maestro de Manejo Integral y Aprovechamiento Sustentable de la Cuenca del Río Magdalena”, que es un instrumento técnico-científico y de consenso social que fundamente y defina los objetivos, los mecanismos, los instrumentos y las acciones que permitirán el manejo integral de la cuenca del río Magdalena.

Tomando en cuenta las problemáticas antes mencionadas, se realizará éste trabajo de tesis, el cual contempla las necesidades de la población basándose en los lineamientos y objetivos que establece el Plan Maestro de Manejo Integral y Aprovechamiento Sustentable de la Cuenca del Río Magdalena¹⁶. Para satisfacer la necesidad del servicio de agua potable en la colonia “El Ocotal”, se propone el diseño de una planta potabilizadora, por lo que éste documento presenta la ingeniería conceptual y básica de la planta mencionada, teniendo como límite de baterías la captación en el río hasta la conexión a la red de distribución ya existentes. Éste proyecto contempla en principio a la colonia “El Ocotal” como la beneficiada, esta colonia esta integrada por aproximadamente 7,700 habitantes los cuales podrán tener el servicio pero con proyectos a futuro, se puede beneficiar a más colonias integrando a la planta potabilizadora una tecnología para el almacenamiento de agua.

INTRODUCCIÓN

El agua de los ríos, es un recurso limitado y esencial para la vida humana. Un desarrollo sostenible no es posible sin la adecuada cantidad y calidad de este recurso. Por lo que en el Distrito Federal se presentan alternativas a los problemas en cuanto a los recursos hidrológicos, una de estas alternativas tiene como finalidad el aprovechar y a su vez rescatar al último río vivo, el Río Magdalena Contreras, de cauce abierto de la ciudad de México de enorme valor paisajístico, existiendo un documento para este fin, teniendo como título Plan Maestro de Manejo Integral y Aprovechamiento Sustentable de la Cuenca del Río Magdalena. Tal documento es un instrumento técnico científico de consejo social que define los objetivos de los proyectos propuestos en un futuro relacionados con el Río Magdalena.

Los niveles altos de contaminación en dicho río son en general causados por las descargas de aguas residuales al río de los asentamientos humanos y propiamente de las plantas potabilizadoras ya existentes, en consecuencia han generado la necesidad de evaluar la calidad del agua y de mejorar dicha calidad, para el caso de consumo humano. Por otra parte existe el problema de la falta de suministro de agua potable a la colonia “El Ocotal” través de una red de tubería pese a la existencia física de ella en la colonia y que en la actualidad se realiza el suministro por tandeo, en el mejor de los casos.

Tomando en cuenta las problemáticas antes mencionadas, se propone este proyecto, el cual contempla las necesidades de la población basándose en los lineamientos y objetivos que establece el “Plan Maestro de Manejo Integral y Aprovechamiento Sustentable de la Cuenca del Río Magdalena”.

Para satisfacer la necesidad del servicio de agua potable en la colonia “El Ocotal” se propone la implementación de una planta potabilizadora, que se ubicará en donde no se contamine al río y que no altere a la reserva ecológica del lugar. Para cubrir los aspectos de manejo integral y aprovechamiento sustentable del río, se contempla que la planta potabilizadora operará en la

época en que se garantice el caudal mínimo requerido para no alterar la naturaleza de la cuenca, existiendo la posibilidad de almacenamiento de agua en futuros proyectos.

1. ANTECEDENTES

1.1 Historia “Río Magdalena Contreras”

El Río La Magdalena dio vida a los poblados aledaños a su cauce. En el siglo XVI el Oidor de la Real Audiencia de México, Don Antonio Canseco, por orden del Virrey, hizo el repartimiento de las aguas del río Magdalena. Se destinaba en primer lugar al Pueblo de Totolapan Mipulco (San Nicolás), en donde vivían 31 indios y existía una hacienda, la que podía hacer uso del agua sólo después de que los indios aprovecharán la que necesitarán, usando la hacienda sólo el remanente. La segunda toma era para el barrio de Ocoatepec, el Pueblo de San Jerónimo y La Magdalena, además de algunas huertas. El agua seguía su cauce para desembocar en dos presas: una construida por orden del Virrey Marqués de Cerralvo, conocida como Presa del Rey, y la otra por el Oidor Canseco. Por lo que desde entonces se considera al río como una fuente importante de adquisición del recurso más importante, el agua¹⁴.

1.1.1 Desarrollo de Manufactura

A finales del siglo XIX, Porfirio Díaz otorgaba la concesión del uso del agua del río a varias fábricas de tejidos de algodón. Su agua hizo posible la creación de diversos molinos de papel, batanes, obrajes, haciendas, ranchos, huertas y pueblos, el mismo río dotó de energía eléctrica a las fábricas textiles mediante dinamos, los cuales sumaban cuatro y estaban distribuidos a lo largo del cauce del río Magdalena, para mover la maquinaria y lavar las telas, contaminando sus aguas al grado de no poder después ser usada para las necesidades de los pobladores, estas plantas dejaron de funcionar a comienzos de los años sesenta. En esta época no sé contaba con leyes que garantizarán un aprovechamiento sustentable del río¹⁴.

1.2 Situación Actual

Como se sabe el río Magdalena nace en la sierra de las Cruces, en la delegación Cuajimalpa, al surponiente del Distrito Federal a 3 600 msnm. Su extensión es de 28.2 km, desde su nacimiento, hasta su punto de incorporación al sistema de drenaje en la avenida Río Churubusco. El área total de la cuenca, donde se localiza el río es de 3,520.63 ha superficie que vincula cuatro delegaciones políticas de la ciudad: Cuajimalpa, Magdalena Contreras (en la que se ubica la mayor parte del suelo de conservación), Álvaro Obregón y Coyoacán. En el área viven aproximadamente 107 294 habitantes.

Gran parte de su cuenca está localizada en zona de reserva ecológica, si bien las aguas río arriba se encuentran limpias, presentan severa contaminación en sus partes media y baja, debido a numerosas e indebidas descargas de aguas residuales y depósitos de basura a lo largo de su cauce.

Parte del caudal del río Magdalena es captado por la planta de tratamiento ubicada en el Primer Dinamo, que en época de lluvias es aprovechado y potabilizado aproximadamente la quinta parte de su volumen, a demás de que existe una segunda planta potabilizadora ubicada en el comienzo del área urbana que de igual forma aprovecha aproximadamente una quinta parte del total del volumen del dicho río en la misma época, y en tiempo de estiaje dejan al río con un flujo menor que el que puede garantizar la supervivencia del río y de los seres que dependen del mismo, el resto del cauce continua franqueando el ANP de los Dinamos (Bosques de la Cañada de Contreras), atraviesa el área urbana de la delegación Magdalena Contreras y en los últimos 400 m de su trayectoria, recibe las descargas de varios colectores, realizando función de drenaje hasta llegar a la Presa de Anzaldo ¹⁴.

1.2.1 Reporte ambiental

La cuenca del río Magdalena es una formación de material ígneo extrusivo, producto de manifestaciones volcánicas del Terciario y Cuaternario, predominando las Andesitas y Dacitas. Se configuran en un relieve montañoso, la altitud mínima que presenta es de 2 500 msnm en el NE y en el SW lleva un continuo ascenso, allí alcanza las mayores cotas con un registro máximo de 3 810 msnm en las cumbres cercanas al Estado de México.

El pH del suelo es ácido con valores desde 3 hasta 6.1 y el contenido de materia orgánica que varía de 1 a 47% dependiendo de la zona. En las partes más altas de la cuenca, el pH es más ácido y el contenido de materia orgánica es más elevado.

Por el gradiente latitudinal existen dos tipos de clima, según la clasificación climática de García (1988): En la parte urbana y hasta los 3 050 msnm se presenta el clima templado subhúmedo y en la parte más alta entre los 3 100 a los 3 800 msnm, se presenta el clima semifrío, en ambos casos con régimen de lluvias en verano y porcentaje de lluvia invernal menor al 5%. El verano es fresco y largo y hay poca oscilación térmica.

El río Magdalena nace a 3 600 msnm, en el paraje de Cieneguillas, y desciende en abruptas pendientes recorriendo los paisajes naturales de la cuenca a lo largo de 14.8 km; posteriormente se adentra en la ciudad en la que recorre 13.4 km hasta desembocar en el colector de la avenida río Churubusco. De este modo, aproximadamente 52.5% del río transcurre en área natural y 47.5% en área urbana. Por tal motivo es indispensable la obtención de un beneficio del mismo, en contraste con el desperdicio del agua que termina en un recolector y la posible generación de contaminantes orgánicos, teniendo estos dos conflictos por resolver.

Con las características mencionadas implica dos grandes formas de relación el río con su entorno ambiental y social: en el área natural, el río surge en condiciones óptimas que determinan sus cualidades positivas, tanto para los ecosistemas, como para la mayoría de los usos que actualmente se realizan en la cuenca. En cambio, en el área urbana, el río se convierte en un vector que

recoge un conjunto de efectos antropogénicos de carácter negativo (aguas residuales y basura) para devolverlo como externalidades que afectan a la población.

De esta manera, el primer rasgo definitorio del río es su clara diferencia de características en suelo de conservación (aguas arriba) y en suelo urbano (aguas abajo). Los afluentes que lo alimentan son de distinta naturaleza en las dos áreas: en la parte alta de la cuenca, el río se nutre de manantiales y escurrimientos superficiales; sin embargo, en la ciudad se alimenta en un primer tramo de la mezcla de escurrimientos naturales con descargas de aguas residuales, así como del aporte del contaminado río Eslava. Más adelante es únicamente la red de drenaje la que alimenta al río, al grado de convertirse en un caudal de aguas negras producidas por el surponiente de la ciudad.

El área de mayor interés se encuentra en la zona templada subhúmeda, la cual corresponde al bosque de pino, encino y cedro, que es en donde se encuentra el agua con una calidad óptima para su extracción del río. En términos generales, la calidad del agua del río Magdalena, en las partes altas es satisfactoria y se ve reflejada en la gran diversidad y abundancia de algas. Las comunidades algales encontradas en el río corresponden a la flora original de corrientes de montaña para México.

En resumen, el río tiene los siguientes aspectos que ponen en peligro su existencia: en la zona de conservación se presenta erosión del suelo, pérdida de cubierta vegetal, deforestación principalmente a causa de tala clandestina, actividades agropecuarias no controladas, asentamientos humanos cada vez mayores en zonas de conservación y turismo depredador; cuando el río se adentra a la zona urbana existe problemas mayores ya que a su paso se va convirtiendo en un cuerpo receptor de descargas de aguas residuales domésticas y municipales⁹.

La posible alteración al medio con la implementación de éste proyecto es casi nula, ya que se implementaran las obras que tienen mayor probabilidad de contaminación fuera de la zona de conservación, sólo la unidad de captación estará junto al río el Desarenador y la unidad de bombeo dentro de la planta

potabilizadora del primer dinamo, para evitar una nueva invasión al medio, lo faltante de la planta potabilizadora así como los tanques de almacenamiento se situarán en la parte alta del cerro “tierra unida” cercana a la colonia “El Ocotal”, que es considerada zona urbana, en donde es permitido construir. Para la problemática de la disminución del caudal del río, se contempla trabajar sólo en época de lluvias y cuando el caudal lo permita, para garantizar su flujo mínimo.

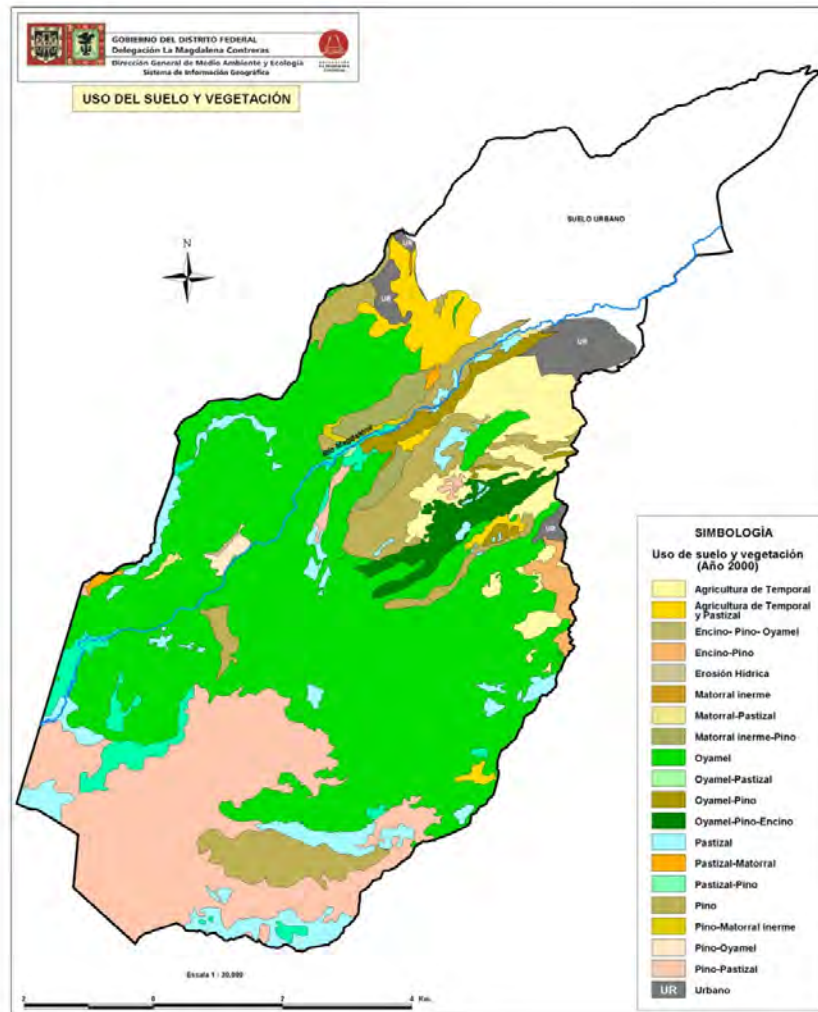


Figura I. Uso de suelo y vegetación Del. Magdalena Contreras.

1.2.2 Reporte de aprovechamiento del río Magdalena

Actualmente existe una planta la cual potabiliza tan solo un flujo de aproximadamente 100 l/s en época de estiaje pero en época de lluvias aprovecha un flujo de 200 l/s, además de que se acaba de construir una nueva planta potabilizadora que tiene una capacidad para potabilizar 250 l/s pero hasta el momento no se tienen datos de los flujos que trabajará en las diferentes épocas del año. Con esta última planta se pretende abastecer a la recién formada colonia El Ocotál que se encuentra en la parte superior de la colonia la carbonera, utilizando un conjunto de tanques de almacenamiento y sistemas de re-bombeo.

No obstante cabe destacar que se contaba con el dato promedio de un flujo en el río de 1 m³/s en época de estiaje, pero recientemente se midió y se determinó un flujo promedio de 0.63 m³/s por lo que se tiene un gasto mucho menor al que fueron diseñada la planta potabilizadora existente que es de 0.1 m³/s, entonces si a esto le sumamos que la nueva planta extraerá aproximadamente un flujo de 0.2 m³/s en esta época, entonces el flujo promedio del río se verá reducido a tan solo de 0.33 m³/s por lo que prácticamente se estaría dejando sin agua al río en época de estiaje, pero por el contrario en época de lluvias se tiene un caudal de hasta 1.53 m³/s y si se considera que las dos plantas potabilizadoras trabajaran al mismo tiempo cada una con un flujo de 0.2 m³/s se tendría un caudal de 1.13 m³/s que fluiría en dicho río, por lo que todo este flujo de agua se iría al drenaje, pudiéndose aprovechar para el consumo humano con un previo tratamiento, para la industria o para diversas actividades en las que la calidad de agua no sea muy alta, que incluso se puede almacenar y dosificar poco a poco en época de estiaje después de realizarle un tratamiento que dependerá de las características de su uso.

Lo paradójico es que se consume más agua en época de estiaje que en época de lluvias, implementando este proyecto se tendrá flexibilidad para la consideración de almacenamiento de agua en un futuro, ya que si no se empieza a considerar lo anterior se estaría desaprovechando ese flujo de agua de muy buena calidad, siendo que cada año las necesidades de agua

aumentan y que hay menos lugares donde extraerla ó no hay un proceso adecuado para la sustentabilidad en dicho proceso, también con esta nueva planta se lograría dar un respiro al sistema Lerma-Cutzamala, que en este momento es el que abastece la mayor parte de la delegación Magdalena Contreras, aunque solo sea por unos meses⁹.

1.2.3 Reporte de las comunidades a beneficiar

En el D.F se presentan problemas por la falta del suministro de agua en diferentes delegaciones y estas a su vez en diferentes colonias, en este proyecto se enfoca especialmente a la delegación Magdalena Contreras por tener el único río vivo del D.F y también contar con colonias a las que no hay el servicio del agua potable a partir de una red de tuberías, ya que en este momento reciben el abastecimiento de agua por tandeo, las colonias que cuentan con este tipo de servicio se encuentran las siguientes: Atacaxco, Barranca seca, Barros sierra, El Rosal, El Tanque, Huayatla, Las Huertas, Las Cruces ,Las Palmas, Los Padres, Tierra Unida, Vista Hermosa, San Bernabe Ocotepc, San Nicolás Totolapan, La Concepción, Ampliación Lomas de San Bernabé, La Magdalena, Lomas de San Bernabé y Pueblo Nuevo Alto, además de los que reciben el servicio por medio de pipas tales como: los parajes Ixtlahuatlongo, el Gavillero, tierra Colorada, El Ocotál, la Subestación y tierra unida además la colonia San Nicolás Totolapan y Ampliación lomas de san Bernabé, que son alrededor de 120,000 afectados, es decir, más de la mitad del total de la población en la delegación. Por otro lado el promedio anual del caudal del río asciende a 20 millones de metros cúbicos aunque en el primer dinamó existe una planta potabilizadora con capacidad máxima de 200 l/s y actualmente se acaba de terminar otra planta en la que su capacidad máxima es de 250 l/s, por lo que se pudiera creer que sería suficiente con estas dos plantas para aprovechar toda el agua posible del río y abastecer de agua a la mayor parte de la población afectada en la delegación, un factor a considerar es que el río no es lo suficientemente abundante para poder proveer de agua todo el año a las colonias ni mucho menos para que las plantas estén funcionando al mismo tiempo en épocas de estiaje.

Este proyecto contempla en principio a la colonia “El Ocotal” como la beneficiada, y más adelante se puede beneficiar a más colonias integrando al mismo una tecnología de almacenamiento de agua. La colonia “El Ocotal” esta integrada por 7,686 habitantes los cuales tendrán el servicio descrito anteriormente.

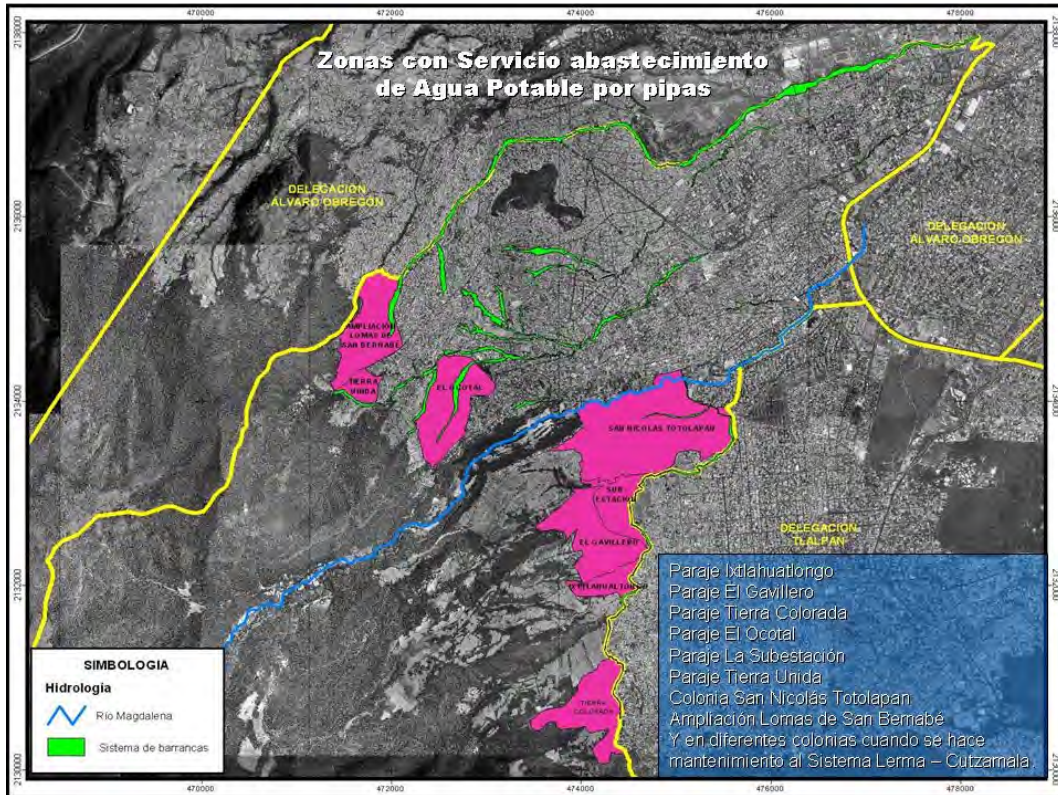


Figura II. Ubicación de la colonia “El Ocotal”

1.2.4 Reporte de la calidad del agua en el río

Para determinar los elementos que integrarán a la planta potabilizadora propuesta en este proyecto, es necesario conocer las características del agua que forman al río, para cubrir este aspecto se consulto la tesis “Calidad del agua en el río Magdalena” realizada por la QFB. María de los Ángeles Flores Pichardo. En dicha tesis se evalúa la calidad del agua del río, realizando el estudio en diecinueve estaciones de muestreo, las cuales fueron localizadas teniendo como criterio la observación de una posible alteración a las características del agua en el río, la existencia de suficiente gradiente del río y profundidad, sección uniforme y firme, estabilidad de la zona sin obstrucción antes y después de una intersección con otro río o descarga ⁹.

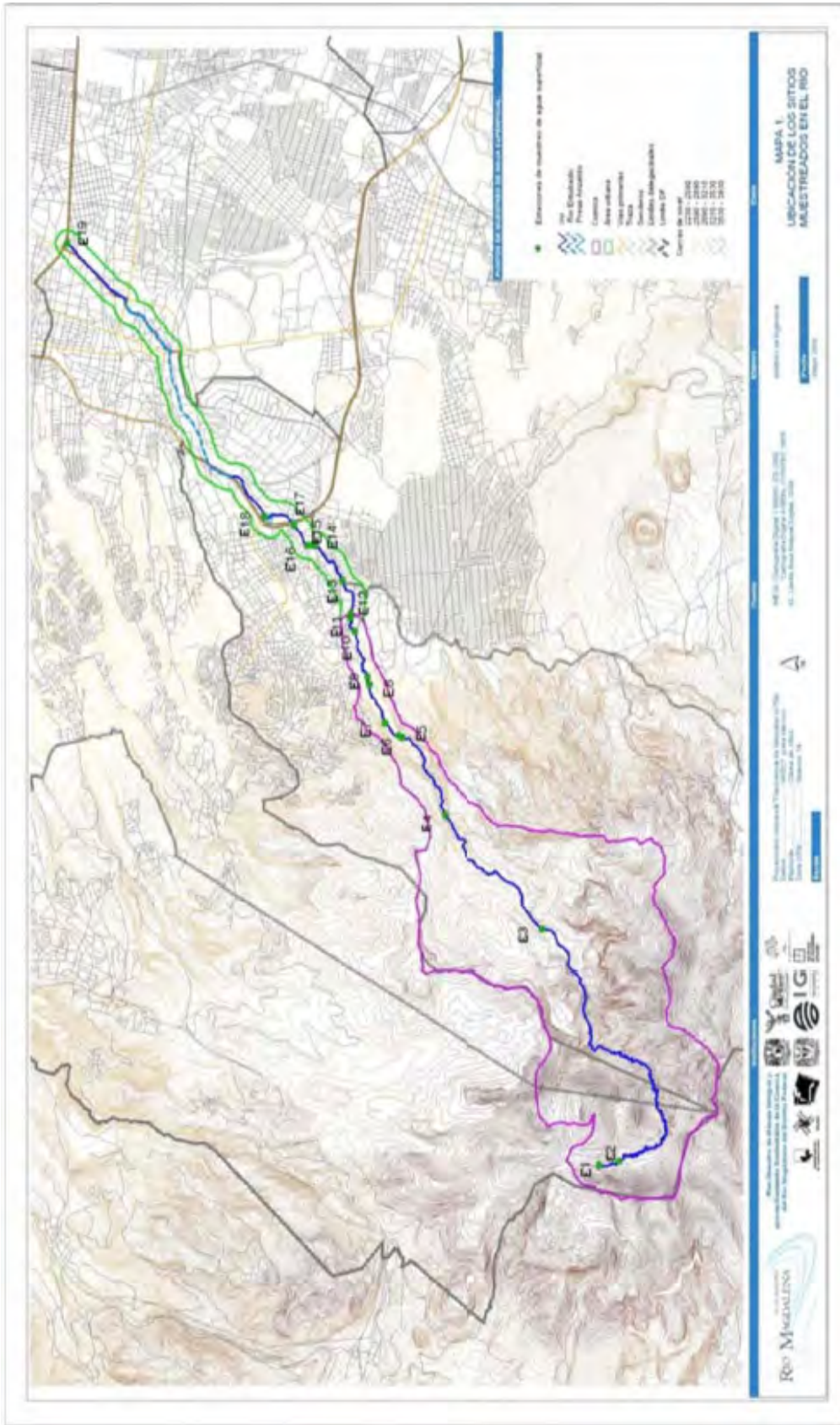


Figura III. Ubicación de las estaciones de muestreo (Flores Pichardo)

En la que se concluye que los puntos E1 y E2 tienen asociado un porcentaje de 94 y 92 %ICA respectivamente, es decir, el agua en esta zona es de excelente calidad, aunque para consumo humano se necesita de un previo tratamiento que principalmente elimine CF y CT presentes en el agua, ya que además de que pueden causar problemas de salud en las personas y también por normatividad, establecido en el documento NOM-127-SSA-1994 en donde se menciona que los CF y CT no deben estar presentes en el agua de consumo humano. En las estaciones E3, E5 y E6 se determinó el valor de 86, 85, y 83 % del ICA respectivamente, es decir, la calidad en estos sitios es aceptable para el uso humano y en la industria, en el caso de ser necesario se debe realizarse un previo tratamiento que dependerá del uso de dicha agua. En el caso de las estaciones E4 y E7 tienen valores del ICA de 74 y 71 %, concluyendo que esta agua está levemente contaminada y puede ser utilizada para consumo humano, industrial y agrícola, además de ser de excelente calidad para recreación y pesca. A partir de la estación E8 con un ICA de 66 %, el agua está contaminada para consumo humano, uso industrial y levemente contaminada para recreación. En las estaciones posteriores, hace énfasis la QFB. María de los Ángeles Flores Pichardo⁹, se cuenta con agua que está excesivamente contaminada para el consumo humano, riego, vida acuática, industrial y recreación, ya que en las zonas bajas del río se observa descargas municipales directas al río y de drenajes abiertos, como es el caso del río Eslava.

Para fines de éste proyecto se tomará en cuenta los lugares asociados a resultados en los que se concluyen que son adecuados para el aprovechamiento del agua, es decir, de la estación E1 a la E7. Por lo que los resultados de los análisis de la calidad del agua de los meses de Enero a abril del 2008 en el río Magdalena son:

Tabla I. resultados promedio de los parámetros determinados en los meses enero y abril, de cada estación en el río. (Flores Pichardo)

Variable	Sitios de muestreo en el río Magdalena																				
	E1		E2		E3		E4		E5		E6		E7								
	x	S	x	S	x	S	x	S	x	S	x	S	x	S							
Temperatura °C	8.0	3.6	8.3	1.6	8.5	1.7	10.2	1.1	11.1	1.0	12.0	1.1	13.3	0.9							
OD %	66.7	1.5	92.1	0.8	91.9	1.6	92.8	1.0	93.6	1.3	92.6	0.4	93.2	0.5							
Λ (µS/cm)	76.7	0.0	72.0	0.0	70.0	0.0	83.3	0.0	89.0	0.0	93.0	0.0	96.0	0.0							
SDT (mg/l)	39.2	9.4	34.1	1.3	36.5	1.0	41.9	0.7	42.5	0.7	44.6	2.9	43.8	19.1							
Turbiedad (UNT)	1.6	0.2	2.1	0.1	0.4	0.1	0.6	0.3	0.4	0.0	3.3	3.4	1.6	1.1							
DBO ₅ (mg/l)	2.4	1.4	6.0	2.3	2.9	1.3	2.6	1.3	2.9	1.5	3.1	1.4	3.4	1.6							
SST (mg/l)	15.3	5.7	16.7	15.4	11.7	4.9	9.8	4.4	10.9	7.1	12.0	5.3	16.9	14.1							
PT (mg/l)	0.0	-	0.4	-	0.1	-	0.0	-	0.0	-	0.1	-	0.1	-							
G y A (mg/l)	5.0	-	5.0	-	5.0	-	6.0	-	7.0	-	9.0	-	8.0	-							
Ph	7.2	0.1	7.5	0.3	7.6	0.2	7.8	0.2	7.8	4.5	7.9	4.5	7.8	0.1							
SAAM (mg/l)	0.5	0.0	0.5	0.0	0.5	0.0	0.5	0.0	0.5	0.0	0.5	0.0	0.5	0.0							
NO ₃ ⁻ (mg/l)	0.9	0.2	1.3	0.4	0.6	0.2	0.8	0.2	1.0	0.3	1.0	0.3	4.3	1.9							
N-NH ₃ (mg/l)	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-	0.1	-							
CF UFC/100ml	26.3	-	1.6	-	22.6	-	195.5	-	66.8	-	44.5	-	940.0	-							
CT UFC/100ml	45.4	-	2.2	-	22.3	-	340.0	-	185.1	-	2971.6	-	12237.7	-							

Si bien no se encuentran estos datos entre los meses en los que se pretende que este en funcionamiento la planta, son muy útiles ya que los principales contaminantes que existen en el río se conocen y solo con un factor de corrección en la concentración de los mismos se obtendrá parámetros más reales a utilizar en el diseño de los equipos, estos parámetros de corrección se determinarán utilizando datos de otros ríos en las diferentes épocas del año⁹.

1.2.5 Reporte del caudal en la CRM

El río presenta un promedio de escurrimiento de $0.76 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, éste cambia mucho entre los meses de lluvias que tiene como valor máximo de $3.4 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ y estiaje con valor mínimo de $0.15 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ en el año 1999¹⁴.

Tabla II. Escurrecimientos máximos y mínimos del año 1999 en la cuenca río Magdalena, D.F. (Jujnovsky Orlandini J. 2006).

Año		1999		
	Esc. Max.	Esc. Min.	Promedio max. y min.	
Mes	m^3s^{-1}	m^3s^{-1}	M^3s^{-1}	Promedio mensual
Ene	0.25	0.25	0.25	0.25
Feb	0.3	0.1	0.2	0.20
Mar	0.15	0.15	0.15	0.15
Abr	0.15	0.15	0.15	0.15
May	0.15	0.1	0.12	0.12
Jun	1.55	0.1	0.82	0.56
Jul	3.1	0.35	1.72	0.65
Ago	2.67	1	1.83	1
Sept	2.4	0.8	1.60	0.8
Oct	3.47	0.3	1.88	1.11
Nov	0.2	0.2	0.20	0.20
Dic	0.2	0.2	0.20	0.20
Escurrecimiento Total			0.76	0.44

Los meses de lluvias son: julio, agosto, septiembre, octubre y parte de noviembre, en estos meses las plantas potabilizadoras son insuficientes para el aprovechamiento del agua del río, por lo que el excedente se desperdicia.

1.3 Acciones actuales para el mejoramiento del río Magdalena

El Gobierno del Distrito Federal decidió, a través de la Secretaría del Medio Ambiente, tomar medidas para el mejoramiento ambiental y un desarrollo más sustentable de la Ciudad de México, con este objetivo general se planteo establecer un plan de restauración y aprovechamiento sustentable en los ríos Magdalena y Eslava, que tienen su origen en la zona de conservación y concluyen en zona urbana del Distrito Federal, este proyecto denominado “Salvemos al Río Magdalena “ tiene una visión integral y de largo plazo que incluye acciones de restauración y conservación de los ríos mencionados así como en sus entornos tanto urbanos, rurales y de conservación, el proyecto incluye la planeación y definiciones de acciones hasta el año 2012, teniendo como propósito la preservación de los recursos naturales, el mejoramiento urbano de las áreas aledañas y garantizar el desarrollo sustentable.

La Secretaría del Medio Ambiente eligió a la Universidad Nacional Autónoma de México como la institución académica que estuviera a cargo de la realización del Plan Maestro. Para llevar a cabo dicho propósito, se definió en un principio dos etapas de actuación: la primera es la elaboración de un plan maestro de evaluación, estudio y planeación de acciones urgentes de restauración ambiental, y una segunda etapa es la especificación de acciones a desarrollar en un futuro, las anteriores actividades se publicaron en un documento llamado “Plan Maestro de Manejo Integral y Aprovechamiento Sustentable de las Cuencas del Río Magdalena y Eslava”. Tal documento es el primer instrumento interdisciplinario, multi-objetivo, de consenso social y sustentado en la coordinación interinstitucional para restaurar y rehabilitar un río urbano, con el que cuenta la ciudad de México.¹⁶

El Plan Maestro de Manejo Integral y Aprovechamiento Sustentable de las Cuencas del Río Magdalena y del río Eslava es el instrumento técnico-científico y de consenso social que fundamenta y define los objetivos, los mecanismos, los instrumentos y las acciones que permitirán el manejo integral de la cuenca del río Magdalena¹⁶.

La plataforma estratégica del Plan Maestro está conformada por 5 estrategias, 14 objetivos generales, 35 líneas de acción y 254 proyectos.

La primera estrategia, *Manejo ecosistémico y desarrollo local sustentable*, presenta un ejercicio de integración interdisciplinario para la conservación y restauración de los ecosistemas del área natural de la cuenca del río Magdalena. El enfoque ecosistémico promueve un manejo integral para todos los recursos naturales del área considerando sus componentes bióticos y abióticos con el objetivo de frenar su deterioro.

La segunda estrategia, *Manejo integral del río y de su cuenca hidrológica*, usa esta última como unidad territorial para la planeación y para el ámbito de las intervenciones hidráulicas en el sistema. Incluye medidas para mantener la óptima calidad del agua en el área natural y favorecer la recarga del acuífero. También establece parámetros mínimos para el aprovechamiento del agua fluvial, con la intención de mantener un gasto ecológico en cada una de las secciones del río.

La tercera estrategia, *Revaloración urbano-paisajística del río*, describe la manera de convertir al río en el eje de un sistema de parques (periurbano y lineal) para modificar la relación que históricamente ha mantenido con la ciudad. Las propuestas están orientadas a que el río sea un espacio de múltiples oportunidades ambientales, sociales, culturales y económicas.

La cuarta estrategia, *Ordenamiento territorial para el rescate del río*, plantea acciones prescriptivas de integración territorial y está compuesta por: a) una zonificación de manejo del área natural de la cuenca; b) cinco líneas de acción orientadas a frenar la urbanización ilegal sobre el suelo de conservación; y c) un Plan Rector Urbano-Ambiental y Paisajístico que organiza espacialmente la cartera de proyectos detonadores.

La quinta estrategia, *Nueva gobernanza para la implementación y monitoreo del rescate del río*, ofrece una serie de mecanismos de fomento, jurídicos, financieros y de gestión. Incluye un sistema de certificación para aprobar nuevos proyectos, mecanismos transversales de participación ciudadana, un sistema de indicadores y una agenda de investigación que permitirán su monitoreo y evaluación periódica¹⁶.

La estrategia II, menciona con más detalle que, plantea a la cuenca hidrológica unidad territorial de planeación y acción. Considera como parte del mismo fenómeno al ciclo hidrológico en su totalidad. Así, el régimen de lluvias, la humedad del ambiente, la infiltración de agua al subsuelo, los flujos subterráneos regionales y locales, la evaporación, los manantiales, los escurrimientos superficiales, y todo el sistema de afluentes que convergen en el río Magdalena, deben ser considerados en su dinámica integral. En segundo lugar, la relación entre la sociedad y el río debe ser evaluada y modificada. Los diferentes usuarios deben concertar los aprovechamientos de agua en un esquema de solidaridad hídrica. Se deberá vigilar que la cantidad de agua aprovechada se monitoree y no rebase los volúmenes que garanticen un caudal básico para la existencia del río y para la reproducción de los ecosistemas. Asimismo, las descargas de aguas residuales deberán cumplir con las normas que fija la ley para asegurar que el río recupere sus cualidades biológicas y físico-químicas. En tercer lugar, esta estrategia no se conforma únicamente con una serie de propuestas de obra hidráulica, sino que se requieren medidas de uso eficiente del líquido, adopción de nuevas tecnologías, y el impulso a otra cultura del agua, enmarcada en una nueva relación de la sociedad con el ambiente.

Para poder llevar acabo dichos aspectos, se establece una división de los diagnósticos, los objetivos y cada línea de acción a realizar para el caso de la estrategia II, dicho esquema se muestra a continuación:

Tabla III. Estrategia II.¹⁶

DIAGNOSTICO	OBJETIVO	LÍNEA DE ACCIÓN
Un río con área natural en buen estado.	2.1 Proteger los manantiales y favorecer la recarga del acuífero.	2.1.1 Protección de zonas de recarga y descarga.
		2.1.2 Recarga del acuífero.
Un río limpio en el área natural, convertido en un drenaje en el área urbana.	2.2 Preservar la limpieza del río en el área natural.	2.2.1 Saneamiento del cauce mediante la recuperación de la vegetación en zonas aledañas al río.
		2.3 Sanear el río convertido en un drenaje en el área urbana.
Un río regulado mediante obras de protección.	2.3 Saneamiento de cauces mediante plantas tratadoras.	2.3.1 Saneamiento de cauces mediante plantas tratadoras.
		2.3.2 Saneamiento de cauces mediante colectores marginales.
Un río regulado mediante obras de protección.	2.4 Mantener y modernizar las obras de protección que regula al río	2.4.1 Prevención y protección de inundaciones.
		2.4.2 Mantenimiento y manejo de presas de gaviones.
Un río con capacidad de aprovechamiento restringida.	2.4.3 Propuesta de mantenimiento y proyecto para la presa Anzaldo.	2.5.1 Aprovechamiento sustentable de una parte del caudal para agua potable.
		2.5.2 Recomendaciones para la posible aprovechamiento de agua pluvial.
Un río con capacidad de aprovechamiento restringida.	2.5 Proteger un caudal básico del río, evitando aprovechamientos no sustentables.	2.5.3 Propuestas de tecnologías idóneas para el manejo de agua residual.
		2.5.4 Descripción de técnicas para el aprovechamiento sustentable del agua.

2. Tecnología de potabilización

2.1 Pretratamiento y acondicionamiento previo

El agua destinada para consumo humano debe estar exenta de sustancias y microorganismos que puedan constituir un peligro para la salud, las aguas naturales a disposición del ser humano no siempre cumplen con las normas de agua para consumo humano por lo que es necesario proceder a su corrección y/o depuración. La corrección se refiere a los procedimientos que tienen como finalidad mejorar las propiedades organolépticas, físicas y químicas de un agua determinada. Con estos procedimientos que tienen como finalidad mejorar las propiedades organolépticas, físicas y químicas de un agua determinada. Con estos procedimientos se pueden eliminar características no deseables como lo son la turbidez, sabor, olor, el contenido de hierro y dureza excesiva.

La depuración es el conjunto de operaciones destinadas a purificar las aguas desde el punto de vista bacteriológico y se consigue por medio de la desinfección que puede ser con cloro, ozono o con luz ultravioleta.

2.2 Proceso físico

Existe diversidad de procesos físicos para mejorar las características organolépticas del agua comenzaremos con la captación. La entrada de agua bruta en la planta se produce en la obra de llegada.

Esta instalación se puede proyectar de diversas maneras, la finalidad que se persigue en la obra de llegada, es medir el caudal para saber si es suficiente para poder comenzar a extraer el agua.

Es posible, que a través de las rejillas de desbastes colocadas en los embalses, se cuecen pequeños peces, ramas, hojas, y otros sólidos que no son deseables, ya que pueden producir atascos en las distintas unidades de la planta. Por este motivo, lo primero que vamos a encontrar en la obra de llegada, son dispositivos mecánicos de desbastes, que retengan los arrastres de la conducción.

En función de la calidad del agua de entrada, será preciso colocar rejillas de desbaste con pasos de gruesos o finos, tamices, e incluso Desarenadores. La limpieza de estas rejillas se puede hacer de forma manual o automatizada, habrá que analizar la frecuencia de esta operación y evaluar la conveniencia de adquirir una rejilla manual o una automática.

La instrumentación que se instala en la obra de llegada, nos va a informar de la calidad del agua de entrada. Es básico colocar un caudalímetro, para conocer el caudal entrante y ya si queremos conocer algún parámetro físico-químico del agua de entrada (temperatura, turbidez, pH, conductividad, etc...), este sería el lugar adecuado para colocar alguno de estos analizadores.

La mayoría de las fuentes superficiales de agua tienen un elevado contenido de materia en estado de suspensión, siendo necesaria su remoción previa, especialmente en temporada de lluvias.

Los procedimientos de separación de material muy grueso (rejillas: gruesas y finas) se realizan o están relacionados a las captaciones. Se considera como pretratamiento y acondicionamientos previos en la planta, a unidades como desarenadores y sedimentadores.

En estas unidades se considera que las partículas, aun siendo de diferentes tamaños, se comportan como partículas discretas y aisladas.

La sedimentación es un proceso muy importante. Las partículas que se encuentran en el agua pueden ser perjudiciales en los sistemas o procesos de tratamiento ya que elevadas turbiedades inhiben los procesos biológicos y se depositan en el medio filtrante causando elevadas pérdidas de carga y deterioro de la calidad del agua efluente de los filtros.

2.2.1 Aireación

En purificación y tratamiento de aguas se entiende por aireación el proceso mediante el cual el agua es puesta en contacto íntimo con el aire con el propósito de modificar las concentraciones de sustancias volátiles contenidas en contacto íntimo con el aire con el propósito de modificar las concentraciones de sustancias volátiles contenidas en ella. En resumen, es el proceso de introducir aire al agua.

Las funciones más importantes de la aireación son:

Transferir oxígeno al agua para aumentar el OD

Disminuir la concentración de CO₂.

Disminuir la concentración de H₂S.

Remover gases como metano, cloro y amoníaco.

Oxidar hierro y manganeso.

Remover compuestos orgánicos volátiles.

Remover sustancias volátiles productoras de olores y sabores.

En purificación de agua se agrega oxígeno mediante aireación para remoción de hierro y manganeso principalmente. En plantas de ablandamiento se utiliza aireación para remover CO₂ antes de ablandar con cal.

La aireación cumple sus objetivos de purificación del agua mediante el arrastre o barrido de las sustancias volátiles causado por la mezcla turbulenta del agua con el aire y por el proceso de oxidación de los metales y los gases⁵.

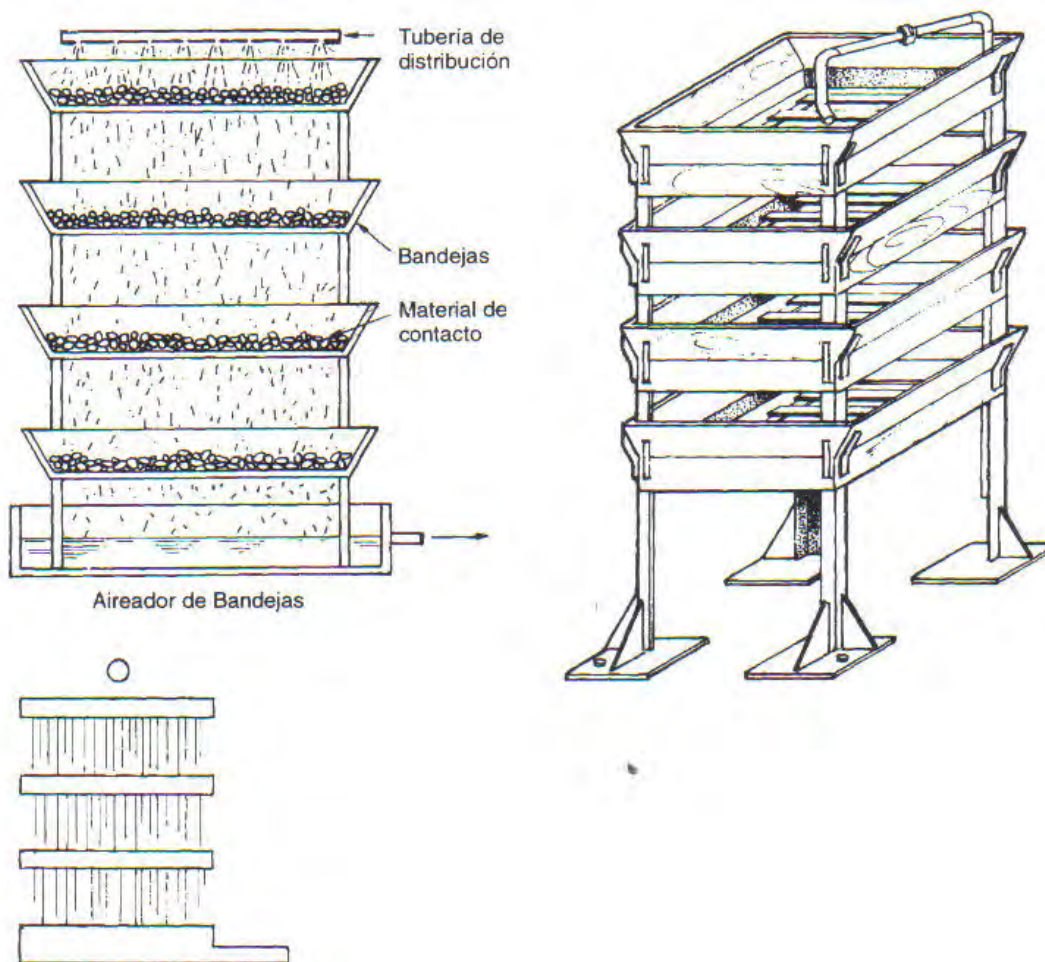


Figura IV. Aireadores tipo bandeja.

2.2.2 Desarenador

Tiene por objeto separar del agua cruda la arena y partículas en suspensión gruesa, con el fin de evitar se produzcan depósitos en las obras de conducción, proteger las bombas de la abrasión y evitar sobrecargas en los procesos posteriores de tratamiento. El desarenado se refiere normalmente a la remoción de las partículas superiores a $0,2 \text{ mm}^5$.

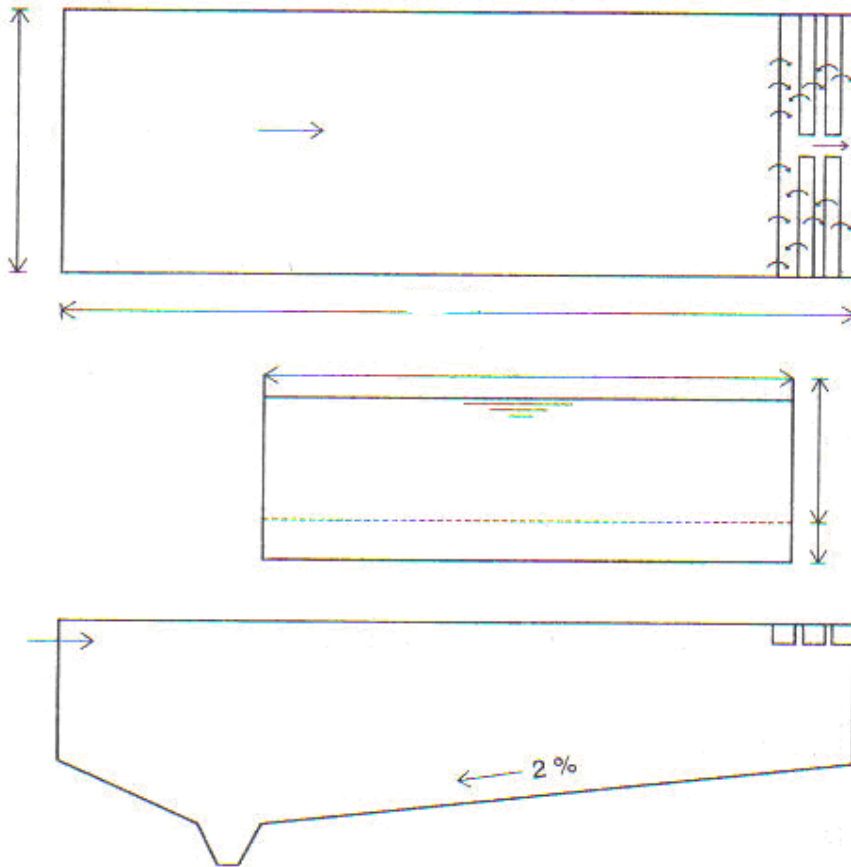


Figura V. Esquema general de un desarenador.

2.2.3 Sedimentador

Similar objeto al desarenador pero correspondiente a la remoción de partículas inferiores a $0,2 \text{ mm}$ y superiores a $0,05 \text{ mm}$.

La información básica para el diseño es la siguiente:

a) Caudal de diseño las unidades en una planta de tratamiento serán diseñadas para el caudal máximo diario.

b) Calidad fisicoquímica del agua dependiendo de la calidad del agua cruda, se seleccionarán los procesos de pretratamiento y acondicionamiento previo.

c) Características del clima en las variaciones de temperatura y régimen de lluvias⁵.

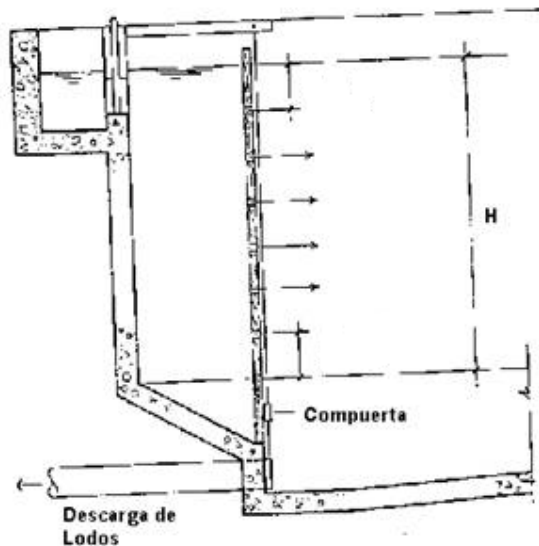


Figura VI. Floculador

2.2.4 Floculación

La floculación es el proceso de unir partículas coaguladas y desestabilizadas para formar mayores masas o flóculos, de modo de posibilitar su separación por sedimentación (ó flotación) y/o filtración del agua tratada. Es sin duda, el proceso más utilizado para la remoción de sustancias que producen color y turbiedad en el agua.

En los floculadores, los micro-flóculos formados en el proceso de coagulación se aglutinan formando flóculos, los que deben adquirir un tamaño y densidad adecuados al proceso de remoción que sigue: clarificación por sedimentación o por flotación y/o filtración. Al contrario de lo requerido para la sedimentación, en los procesos de flotación y filtración directa no es deseable la formación de flóculos voluminosos. La formación de los flóculos depende de la permanencia y de la cantidad de energía aplicada (gradiente de velocidad) en los floculadores.

La energía aplicada para la floculación puede ser entregada, como en la mezcla rápida, por medios hidráulicos, mecánicos y/o neumáticos. La diferencia se caracteriza por la intensidad del gradiente que en la floculación es mucho menor⁵.

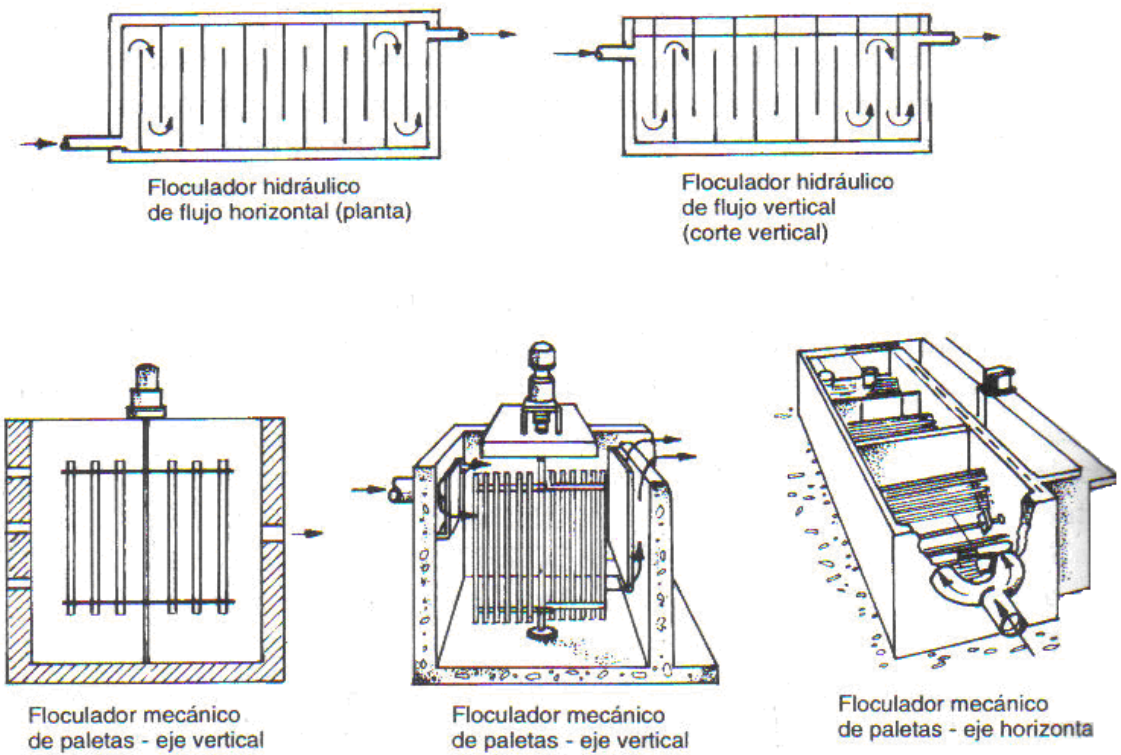


Figura VII. Tipos de floculadores.

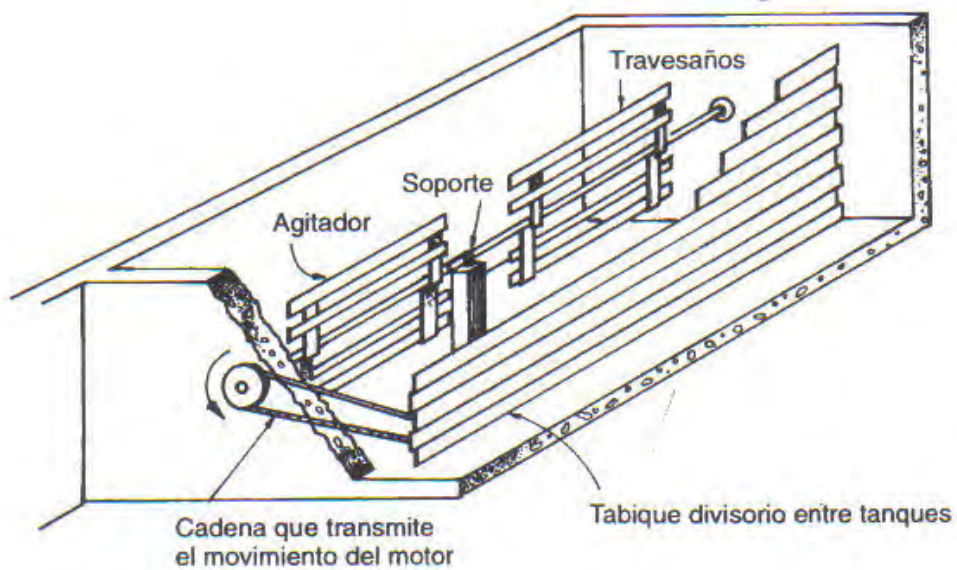


Figura VIII. Floculador de paletas de eje horizontal.

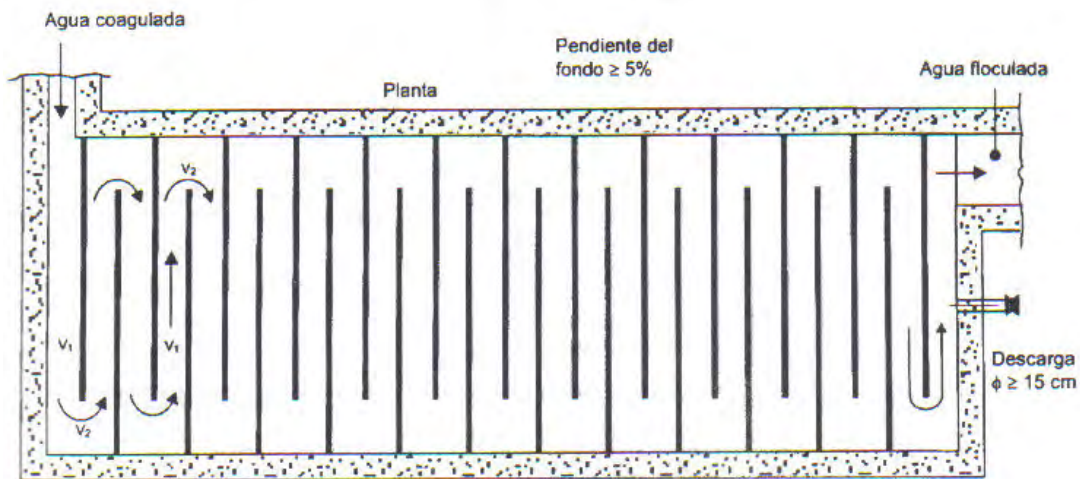


Figura IX. Floculador hidráulico de flujo horizontal.

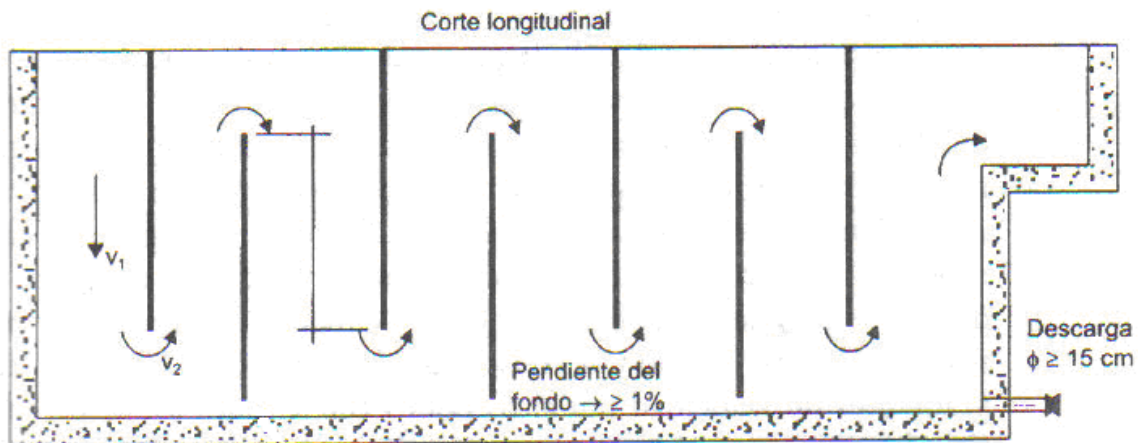


Figura X. Floculador hidráulico de flujo vertical.

2.2.5 Filtración

La producción de agua clara y cristalina es prerequisite para el suministro de agua segura y requiere de la filtración. Aunque cerca del 90% de la turbiedad y el color son removidos por la coagulación y la sedimentación una cierta parte de floculo pasa al tanque de sedimentación y requiere su remoción. Por ello, para lograr la clarificación final se usa la filtración a través de medios porosos; generalmente dichos medios son arena o arena y antracita.

En la planta de purificación la filtración remueve el material suspendido, medido en la práctica como turbiedad, compuesto de floculo, suelo, metales oxidados y microorganismos. Es de gran importancia puesto que muchos de ellos son extremadamente resistentes a la desinfección y, sin embargo, son removibles mediante la filtración. Lo anterior indica que en la práctica se considera que el propósito principal de la filtración es remover turbiedad e impedir la interferencia de la turbiedad con la desinfección, al proveer protección a los microorganismos de la acción del desinfectante⁵.

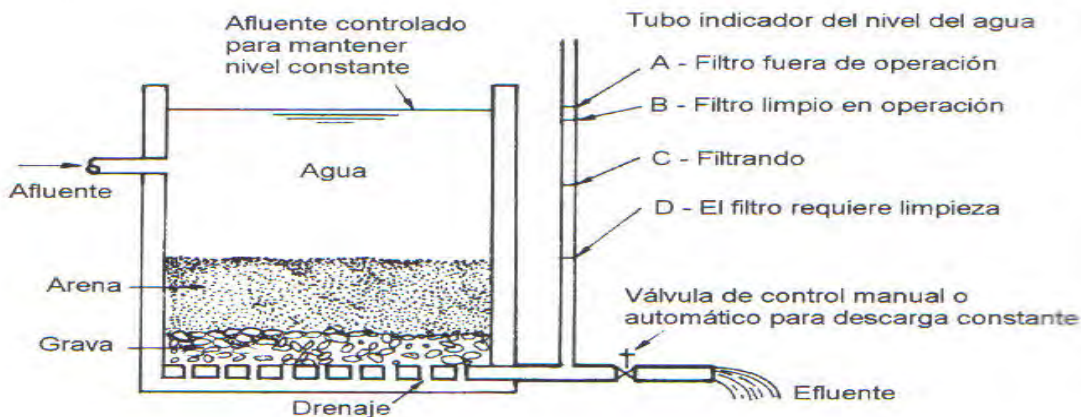
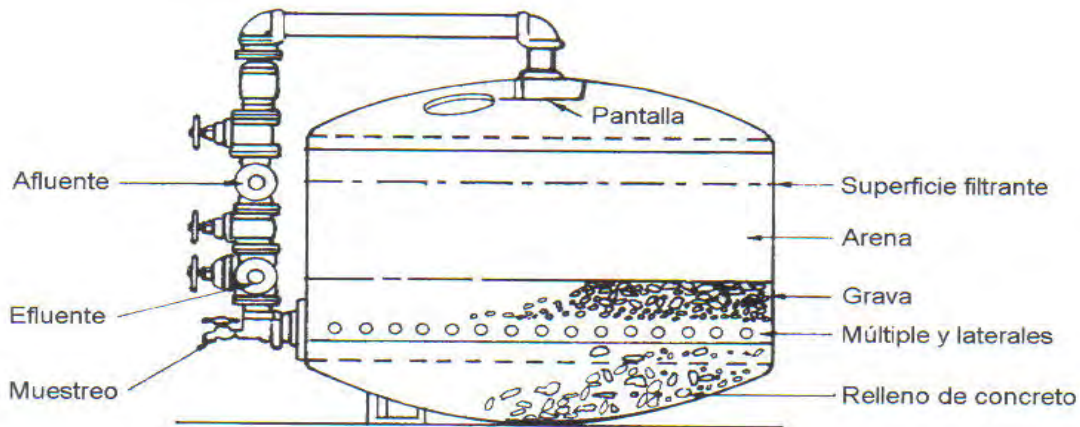


Figura XI. Esquemas de tipos de filtros.

2.3 Mecanismo de remoción

Generalmente, se piensa de los filtros como de un tamiz o microcriba que atrapa el material suspendido entre los granos del medio filtrante. Sin embargo, la acción de colar, cribar o tamizar el agua es la menos importante en el proceso de filtración, puesto que la mayoría de las partículas suspendidas pueden pasar fácilmente a través de los espacios existentes entre los granos del medio filtrante.

El mecanismo por el cual el filtro retiene y remueve el material suspendido, posiblemente es el resultado de la acción conjunta de diferentes acciones físicas, químicas y biológicas ocurrientes en el filtro con mayor o menor intensidad según el tipo de filtro y la calidad del agua filtrada⁵.

2.3.1 Filtros de carbón activado

El filtro de carbón funciona por el mismo principio que el filtro de arena, la diferencia radica en los elementos filtrantes y su finalidad. El carbón activado es un material natural que con millones de agujeros microscópicos que atrae, captura y rompe moléculas de contaminantes presentes. Se diseña normalmente para remover cloro, sabores y olores y demás químicos orgánicos. También es uno de los procesos finales del sistema de tratamiento de agua, su función es pulir la descarga final. Son fabricados en acero al carbón de alta resistencia y recubrimiento interno de polietileno para evitar la corrosión. Retrolavado 100% automático, con temporizador o volumen tratado.



Figura XII. Filtro de carbón activado.

2.4 Proceso químico

2.4.1 Coagulación

La coagulación se lleva a cabo generalmente con la adición de sales de aluminio y hierro. Este proceso es resultado de dos fenómenos:

-El primero, esencialmente químico, consiste en las reacciones del coagulante con el agua y la formación de especies hidrolizadas con carga positiva. Este proceso depende de la concentración del coagulante y el pH final de la mezcla.

-El segundo, fundamentalmente físico, consiste en el transporte de especies hidrolizadas para que hagan contacto con las impurezas del agua. Este proceso es muy rápido, toma desde décimas de segundo hasta cerca de 100 segundos, de acuerdo con las demás características del agua: pH, temperatura, cantidad de partículas, etcétera. Se lleva a cabo en una unidad de tratamiento denominada mezcla rápida. De allí en adelante, se necesitará una agitación relativamente lenta, la cual se realiza dentro del floculador. En esta unidad las partículas chocarán entre sí, se aglomerarán y formarán otras mayores denominadas flóculos; estas pueden ser removidas con mayor eficiencia por los procesos de sedimentación, flotación o filtración rápida⁵.

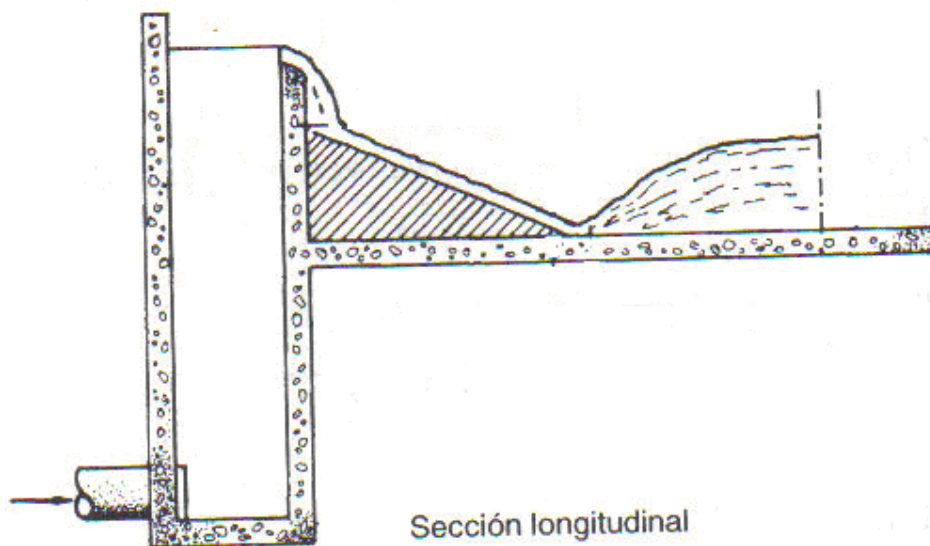


Figura XIII. Canal rectangular con resalto hidráulico.

2.4.2 Cloración

El uso del cloro como agente desinfectante empezó a principios del siglo XX y pasó a completar el proceso de filtración, que ya era ampliamente utilizado. Los productos de la familia del cloro más habituales para realizar la desinfección del agua son: cloro gaseoso, hipoclorito sódico, hipoclorito cálcico.

El cloro (Cl_2) es un gas tóxico, más denso que el aire, de color verde amarillento. Es un producto muy oxidante que reacciona con muchísimos compuestos. En presencia de humedad es extremadamente corrosivo y por ello los conductos y los materiales en contacto con él han de ser de aleaciones especiales. El vapor de cloro es irritante por inhalación y puede causar heridas graves en caso de exposición a altas concentraciones. El manejo de cloro se ha de realizar pues, por parte de personal especializado y son necesarios sistemas de control y de alarma muy efectivos. Por estos motivos, es preferible la utilización de hipocloritos en solución o en forma sólida.

El hipoclorito sódico (NaClO) en solución es un desinfectante que se utiliza desde el siglo XVIII y que popularmente se conoce como lejía. A nivel industrial se obtiene por reacción del cloro gas con una solución de hidróxido de sodio. Tras la reacción, se obtienen soluciones acuosas de color amarillo verdoso, que tienen una concentración determinada de cloro activo por litro. Se comercializa en disoluciones de concentraciones entre 3 y 15% en peso. El hipoclorito sódico es un oxidante muy potente e inestable, tanto, que una solución de 100 gramos de cloro activo por litro, después de ser almacenada durante 3 meses, puede contener 90 gramos o incluso menos.

El hipoclorito cálcico ($\text{Ca}(\text{ClO})_2$) es un sólido blanco con contenido entre el 20 y el 70% de cloro activo. Es muy corrosivo y que puede inflamarse al entrar en contacto con ciertos materiales ácidos. Sin embargo, presenta dos ventajas respecto al hipoclorito sódico: su mayor contenido en cloro y su mayor estabilidad. Para ser utilizado, se diluye con agua para obtener una solución de concentración más manejable, por ejemplo, 2%⁵.

3. INGENIERIA CONCEPTUAL

3.1 Objetivo

Dotar a la población de la colonia “El Ocotal” de agua potable, aprovechando el agua del río Magdalena, a través de la implementación de una nueva planta potabilizadora en dicho río que contempla la captación, el sistema principal de bombeo, tren de tratamiento requerido y finalizando con la conexión a la red de distribución ya existente en la colonia.

También de que se pretende disminuir el gasto de energía en este servicio en comparación con las plantas existentes, llevando a cabo lo anterior con base al proyecto *Plan Maestro de Manejo Integral y Aprovechamiento Sustentable de las Cuencas del Río Magdalena y del río Eslava*.

3.2 Capacidad y ubicación de la planta

El caudal necesario para abastecer a cierta población es muy importante y cuantificar la dotación es muy difícil y más lo es establecer un criterio absoluto para todas las ciudades. El caudal de cálculo para dimensionar el abastecimiento de una población depende de:

- 1.- Tamaño de población.
- 2.- Previsión de crecimiento.
- 3.- Demanda punta.

La dotación entendiéndose como tal el consumo de agua en litros por habitante y por día, la capacidad de la planta está definida por: el número de personas que se pretende dar el servicio, la disponibilidad de espacio para los equipos especialmente para los tanques de almacenamiento y el parámetro más importante que es flujo que se puede extraer sin que no afecte la vida en la cuenca del río.

Para el primer aspecto se tiene el dato que el número de habitantes es 7686 en la colonia “El Ocotal” (INEGI 2005), cada persona necesita como la dotación necesaria de agua de 60 L/día para llevar una vida digna²², teniendo la siguiente distribución:

Tabla IV. Dotación mínima de agua (The World's Water 2000-2001. Pacific Institute)

Litros / habitante / día	
Para beber	5
Para servicio de saneamiento	25
Para higiene	15
Para preparación de alimentos	10
Otros	5
Total	60

Con los datos anteriores se puede conocer los litros de agua mínimos para poder satisfacer las necesidades de los habitantes, los cuales resultan ser 461,160 litros diarios para la colonia el "El Ocotal".

Tomando la decisión sobre la extracción de agua en el río, será en el punto de muestreo E5 que tiene como coordenadas O 471291 y E 2132232, que se encuentra ubicado en paraje denominado "Primer Dinamo" antes de la planta potabilizadora Magdalena Contreras, ya que en éste punto de muestreo la calidad del agua es buena, además que se encuentra en un sitio en donde existe acceso y está al alcance del suministro eléctrico, por si fuera poco en dicho lugar ya existen instalaciones que son útiles, como por ejemplo, una pequeña presa que no se encuentra en uso y que nos permitirá la instalación del sistema de captación sin alterar nuevamente al medio.

Teniendo en cuenta que se desea alterar lo menos posible el ambiente, se establece que el tren de tratamiento principal estará ubicado en la parte superior de la colonia "El Ocotal" en una zona urbana, habiendo todos los servicios, y que además existe un tanque de capacidad aproximada de 1000 m³ que podemos aprovechar como un tanque receptor de agua bombeada de la captación hacia la ubicación del tren de tratamiento, en consecuencia se necesita un Sistema de Bombeo para que el agua a tratar sea enviada desde el río hasta la ubicación de la planta, dicho Sistema de Bombeo se instalará a un costado de la planta potabilizadora Magdalena Contreras, ya que en este lugar existen los servicios necesarios para la operación del sistema mencionado, además de que se evita la invasión nuevamente al ambiente.

El espacio que se dispone para dicha planta potabilizadora es suficiente, para la captación el espacio es de 300 m³ aproximadamente (Primer Dinamo), en lo que se refiere al sistema de bombeo principal se contempla 500 m³ aproximadamente (planta potabilizadora Magdalena Contreras) y para el tren de tratamiento, así también para los tanques de almacenamiento requeridos, es de 3000 m³ (ubicados en el zona superior de la colonia “El Ocotal”).

En el caso del flujo de agua que será extraído del río, que es el parámetro más importante, tal valor no deberá afectar a la supervivencia del río, pero siempre garantizando que dicha planta pueda operar en cualquier época del año , tal valor se determina con el caudal mínimo, teniendo registrado un flujo de 0.12 m³s⁻¹ en la época de estiaje, y que en tiempos de contingencia de escasez de agua pueda operar esta planta, por tal motivo el flujo a que se diseña la planta es de 0.1 m³s⁻¹.

3.3 Características del agua y su normatividad

Para la evaluación del agua es necesario una referencia oficial, que establezca los valores límites de los contaminantes permisibles para una calidad del agua en el consumo y uso adecuado para el ser humano, tal documento es la norma oficial mexicana NOM-127-SSA1-1994, que tiene como objetivo general “establecer los límites permisibles de calidad y los tratamientos de potabilización del agua para uso y consumo humano”.

La calidad del agua que será tratada depende del sitio de captación, anteriormente se estableció que el punto de extracción será el punto E5, por lo que los valores resultantes a considerar del análisis en dicho punto de muestreo, para los parámetros fisicoquímicos (conductividad, demanda bioquímica de oxígeno, grasas y aceites, nutrientes [N-NO₃⁻, N-NH₃, Fósforo total], oxígeno disuelto, pH, sólidos disueltos totales, sólidos suspendidos totales, temperatura, turbiedad, tensoactivos – sustancias activas al azul de metilo y parámetros microbiológicos (coliformes fecales y coliformes totales), deben ser comparados con los límites permisibles establecidos en la norma antes mencionada, tal comparación nos permite la selección más adecuada del tratamiento a seguir para la eliminación de cada contaminante, en el caso de ser rebasado el valor permitido, basándose en la NOM-127-SSA1-1994, dicha comparación así como los tratamientos a seguir se muestran en la siguiente tabla.

Tabla V. Comparación de valores de contaminantes presentes en la captación, en tiempo de estiaje, con respecto a los permisibles y su tratamiento de acuerdo a la NOM-127-SSA1-1994.

Contaminante	Valor presente	Valor permisible	Tratamiento
OD (%)	93.6	80-120	Ninguno
Ph	7.8	6.5-8.5	No necesario.
CT (UFC/100 ml)	185.1	2	Desinfección con cloro, compuestos de cloro, ozono o luz ultravioleta.
CF (UFC/100 ml)	56.8	0	Desinfección con cloro, compuestos de cloro, ozono o luz ultravioleta.
Turbidez (UNT)	0.4	5	No necesario
SDT (mg/l)	42.5	1000	No necesario
SAAM (mg/l)	0.5	0.5	No necesario
NO ₃ ⁻ (mg/l)	1	10	No necesario.
Conductividad (S/m)	0.0089	0.0005-0.05	No necesario.
PT (mg/l)	0	170	No necesario.
DBO ₅ (mg/l)	2.9	<3	No necesario.
SST (mg/l)	10.9	14.5	No necesario.

Con la ayuda de la tabla anterior, se puede determina que planta debe tener como mínimo un sistema de desinfección con cloro ó luz ultravioleta, como el principal elemento de tratamiento necesario solo en la época de estiaje.

3.4 Etapas de proceso

Como las muestras utilizadas para el análisis fueron hechas en tiempo de estiaje, es decir, cuando el caudal del río presenta sus valores más bajos, hay discrepancia en los resultados del análisis realizado por QFB. María de los Ángeles Flores Pichardo, con los que se pueden presentar en las demás épocas del año. Por lo es necesario considerar la problemática anterior, para obtener el diseño más adecuado para las condiciones de operación antes establecidas, realizando una corrección a las concentraciones de algunos de los contaminantes que serán afectados al presentarse un aumento en el caudal del río y que conlleve a una alteración al diseño de la planta, siempre y cuando la modificación sea un aumento en las dimensiones y/o la necesidad de implementar otra tecnología.

La mayoría de los contaminantes que se reportan no se les harán corrección, ya que al aumentar la cantidad de agua en el río se llevará acabo una dilución en dichos contaminantes y que obligaría a considerar una disminución en las dimensiones de los equipos. Pero los contaminantes que afectan a un aumento de las dimensiones y/o la implementación de un nuevo equipo, cuando el caudal es mayor son: sólidos suspendidos totales SST, sólidos disueltos totales SDT y turbidez, ya que al aumentar el caudal del río también aumenta las turbulencias provocando una mayor interacción entre sólidos presentes en la cuenca, existiendo una mayor cantidad de sólidos totales en el agua a tratar.

Con la explicación anterior acerca de las correcciones de las concentraciones con respecto al aumento del caudal, se determina las nuevas concentraciones a partir del porcentaje de aumento en el caudal del río, teniendo como valor mínimo de $0.12 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ y valor máximo de $1.11 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, resultando ser de 925 % el crecimiento del caudal en el río en las diferentes épocas. Considerando que el aumento de caudal en el río provoca mayores turbulencias y a su vez un aumento de partículas presentes en el agua del río, modificando los valores de las concentraciones de sólidos totales presentes en el agua del río, teniendo como hipótesis que la variación del caudal en el río afecta a las concentraciones de SST y SDT se puede obtener nuevos valores de concentraciones para estos contaminantes tomando en cuenta el 925% de crecimiento del caudal y con una relación de 1 entre el aumento del caudal y el aumento en las concentraciones de los contaminantes de SST, SDT y turbidez, realizando los cálculos anteriores se obtiene como concentraciones en tiempos de lluvias para sólidos suspendidos totales SST de 100.825 mg/l, sólidos disueltos

totales SDT 393.125 mg/l estas nuevas concentraciones son cotejados con los valores permisibles de la NOM-127-SSA1-1994, mostrando dicha comparación en la siguiente tabla:

Tabla VI. Comparación de valores de concentración para SST y SDT estimados en época de lluvias vs valores reportados en época de estiaje.

Contaminante	Nuevo valor	Valor permisible	Tratamiento
SST (mg/l)	100.825	14.5	Sedimentador
SDT (mg/l)	393.125	1000	No necesario

Teniendo los siguientes valores de concentración de los contaminantes, presentes en el río en época de lluvias, se tomarán en cuenta como parámetros para el diseño, de acuerdo a las condiciones de operación de la planta, los cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla VII. Concentración de contaminantes en tiempo de lluvias del río Magdalena, y valores permisibles con su tratamiento de acuerdo a la NOM-127-SSA1-1994.

Contaminante	Valor presente	Valor permisible	Tratamiento
Oxígeno Disuelto OD (%)	93.6	80-120	Ninguno
pH	7.8	6.5-8.5	No necesario.
Coniformes Totales CT (UFC/100 ml)	185.1	2	Desinfección con cloro, compuestos de cloro, ozono o luz ultravioleta.
Coliformes Fecales CF (UFC/100 ml)	56.8	0	Desinfección con cloro, compuestos de cloro, ozono o luz ultravioleta.
Turbidez (UNT)	3.7	5	No necesario
Sólidos Disueltos Totales SDT (mg/l)	393.125	1000	No necesario
SAAM (mg/l)	0.5	0.5	No necesario
NO ₃ ⁻ (mg/l)	1	10	No necesario.
Conductividad (S/m)	0.0089	0.0005-0.05	No necesario.
Fósforo Total (mg/l)	0	170	No necesario.
Demanda Biológica de Oxígeno 5 (mg/l)	2.9	<3	No necesario.
Sólidos Suspendidos Totales SST (mg/l)	100.825	14.5	Sedimentador .

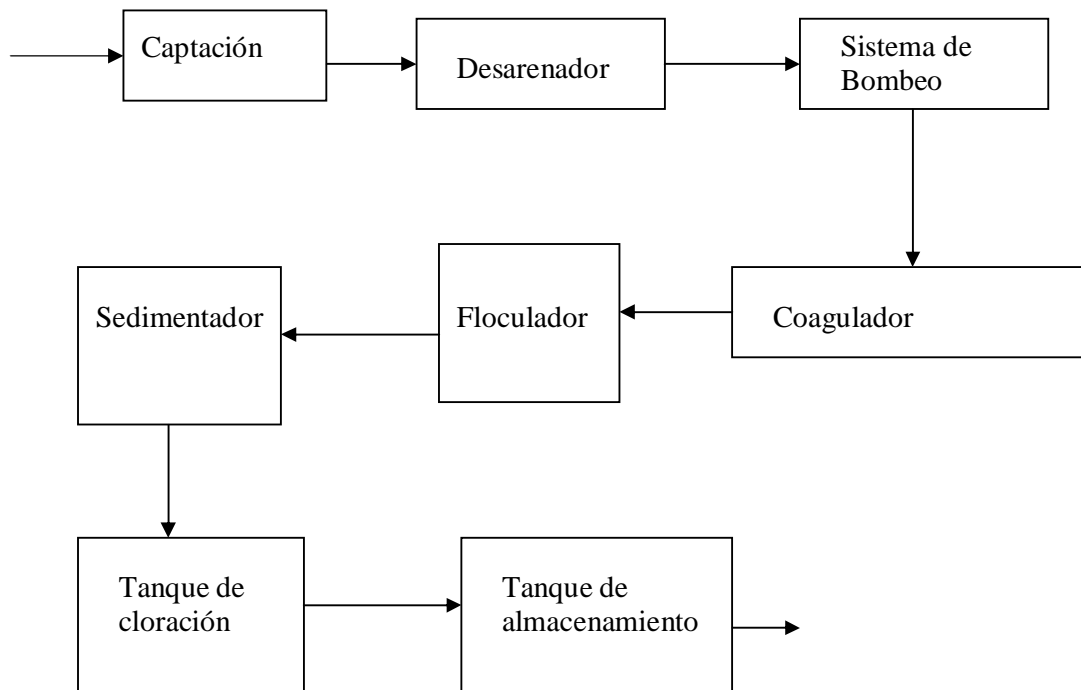
Aunque no se realizó un análisis en el aumento en la turbiedad, ya que este fenómeno depende de muchas variables, como los sólidos disueltos y la materia suspendidas que no se comportan como partículas discretas. Por lo cual es necesaria la implementación de un sistema de coagulación-floculación para eliminar dichas partículas.

En el caso de sólidos suspendidos totales es necesario implementar el tratamiento recomendado por la NOM-127-SSA1-1994, que es la sedimentación y la coagulación. Con este último equipo queda establecido el tren de tratamiento necesario para potabilizar el agua del río en beneficio a la comunidad del "El Ocotal", dicho tren para la planta estará conformada por los siguientes sistemas de tratamiento:

- Coagulación-floculación
- Sedimentación
- Desinfección con cloro, compuestos de cloro, ozono o luz ultravioleta.

Además de necesitar conectores, mecanismos y sistemas auxiliares para conformar la totalidad de la planta.

3.5 Diagrama de bloques



4. Justificación y selección de equipos

4.1 Equipo para captación

Los ríos procedentes de montañas llevan algunas veces una carga elevada de sedimento y cuerpos, pero el contenido mineral es generalmente bajo y la contaminación humana esta frecuentemente ausente. Por lo general la calidad de agua de un río no diferirá en mucho a través de la amplitud y profundidad del lecho del río; por lo tanto, se puede colocar la toma para la captación en un punto adecuado de toda la extensión del río, en este proyecto se colocará cerca de la planta potabilizadora del primer dinamo por dos razones principalmente: 1ª La calidad en ese punto es buena, como se describe en el reporte de la calidad del agua del río, y 2ª porque está cerca de la planta potabilizadora del primer dinamo en donde existe acceso y además de que se encuentran zonas en las existen construcciones útiles para no evitar invadir zona ecológica.

Para la captación del líquido directo del río en el punto deseado, en el primer dinamo, existe una presa que sirve para homogenizar el caudal manteniéndolo al mismo nivel, aprovechando dichas características para implementar en dicho lugar la recepción del agua en el río.

Para el diseño del sistema captación, se tiene que tomar en cuenta que el río tiende arrastrar rocas, ramas, troncos y de más objetos que se encuentre al paso del río. En este caso el dispositivo de captación en un curso superficial está expuesto a impactos de objetos arrastrados por las crecidas, el método de captación directa resulta inadecuado, por lo frágil que es una estructura que fuese proyectada con algún cuerpo en el paso de la corriente, para evitar daños graves se seleccionó la implementación de una taquilla de concreto armado provisto de un vertedero lateral.

Además de integrar a dicha taquilla un sistema de drenado de lodos para el mantenimiento del equipo, también será necesario contemplar una rendija en la entrada a dicho quipo, evitando la entrada de cuerpos grandes como ramas y para que no presente alguna obstrucción en los ductos de conexión a otros equipos. Para la unión de la taquilla con la tubería, es necesario adecuar una reducción esta deberá inducir la menor pérdida de energía, ya que el traslado del líquido se llevará acabo sólo por la energía cinética del agua adquirida en el río y por la fuerza de gravedad¹⁸.

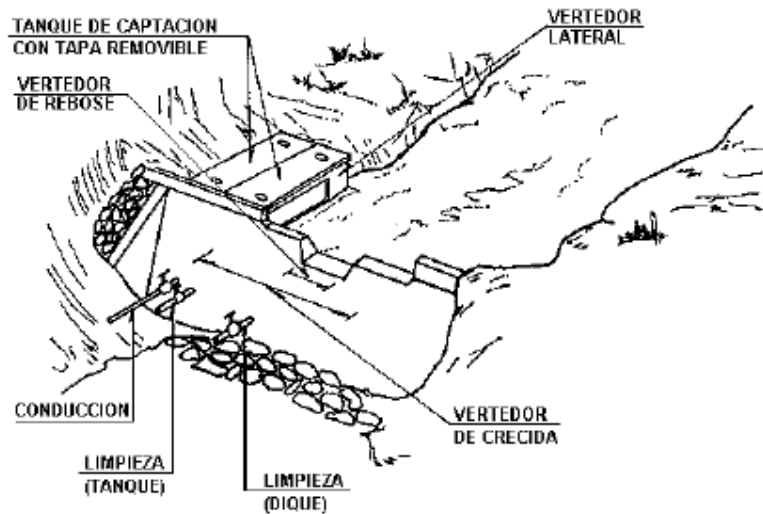


Figura XIV. Esquema de un vertedero lateral en un río.

4.2 Desarenador

A consecuencias de las turbulencias creadas por la velocidad asociada al agua en el río, existen partículas sólidas suspendidas en el agua a tratar, tales sólidos pueden sedimentar como partículas discretas o partículas floculantes por acción de la gravedad, formando sedimentos (barros o lodos), ya que se denomina partícula discreta, la que durante la sedimentación no cambia su tamaño, forma o masa específica en toda su trayectoria dentro de un tanque ideal, o sea que no influye la altura del mismo en sus características y la partícula floculenta es aquella que puede presentar aglomeración de partículas desestabilizadas en microfloculos y después en los floculos más grandes que tienden a depositarse en el fondo de los recipientes contruidos para este fin.

En el caso de partículas discretas se utilizan desarenadores para sedimentar material grueso que puede afectar a la tubería, obstruyendo el paso del agua por acumulación de material inerte en el conducto, y daño por fricción de equipos mecánicos antes del ingreso a la planta potabilizadora, esto equipo es indispensable, antes de la entrada al sistema de bombeo, por que removerá del agua objetos y partículas que puedan afectar al funcionamiento de las bombas.

Una alternativa es la implementación de filtros, el tipo de filtro más adecuado son los filtros dinámicos, sin embargo el caudal requerido es grande para la auto limpieza superficial del lecho filtrante y para la filtración, por lo que hace a los filtros dinámicos

muy costosa la instalación, operación y mantenimiento de este equipo en comparación con la implementación de un desarenador

Los desarenadores se clasifican en diferentes tipos, dependiendo de las características de su funcionamiento:

- Convencional: Es de flujo horizontal, el más utilizado en nuestro medio. Las partículas se sedimentan al reducirse la velocidad con que son transportadas por el agua. Son generalmente de forma rectangular y alargada, dependiendo en gran parte de la disponibilidad de espacio y de las características geográficas. La parte esencial de estos es el volumen útil donde ocurre la sedimentación.
- Desarenadores de flujo vertical: El flujo se efectúa desde la parte inferior hacia arriba. Las partículas se sedimentan mientras el agua sube. Pueden ser de formas muy diferentes: circulares, cuadrados o rectangulares. Se construyen cuando existen inconvenientes de tipo locativo o de espacio. Su costo generalmente es más elevado. Son muy utilizados en las plantas de tratamiento de aguas residuales.
- Desarenadores de alta rata: Consisten básicamente en un conjunto de tubos circulares, cuadrados o hexagonales o simplemente láminas planas paralelas, que se disponen con un ángulo de inclinación con el fin de que el agua ascienda con flujo laminar. Este tipo de desarenador permite cargas superficiales mayores que las generalmente usadas para desarenadores convencionales y por tanto éste es más funcional, ocupa menos espacio, es más económico y más eficiente.

Con ayuda de lo anterior se decidió usar el desarenador tipo horizontal, ya que contamos con el espacio necesario para construirlo además de que el mantenimiento es mínimo, no es necesario contar con energía eléctrica ya que esta falla continuamente en la zona, y por consiguiente su bajo costo de construcción, operación y mantenimiento hace al equipo óptimo para los fines buscados⁵.

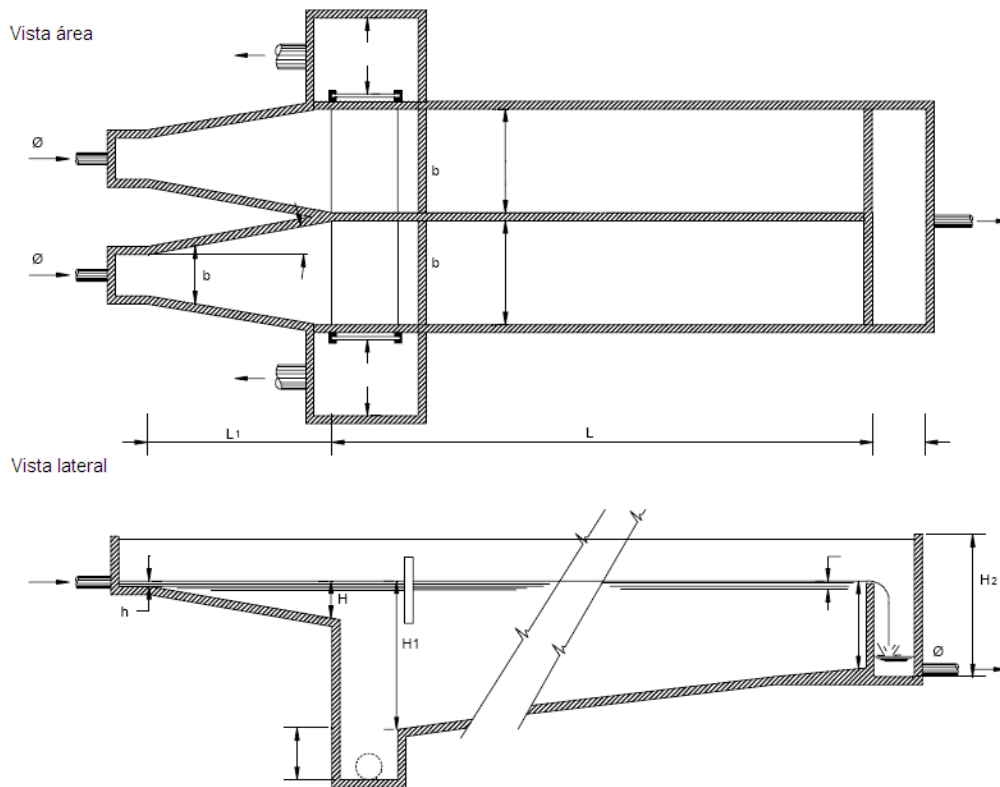


Figura XV. Esquema de un Desarenador vertical.

4.3 Sistema de Bombeo

La necesidad que se tiene al transportar el agua de un sitio a otro de mayor altitud, es indispensable el implementar un Sistema de Bombeo, para poder llevar acabo la selección de la características de los equipos a utilizar, es necesario establecer los requerimientos del proceso, que tiene como objetivo general el bombear 100 l/seg (1585 PGM) de agua que contiene bajas concentraciones sólidos, a una elevación de 158 m y una distancia lineal de 690 m, siendo el sitio de inicio las instalaciones la planta potabilizadora "Magdalena Contreras", ya que en dicho lugar se instalará este Sistema de Bombeo, hasta el paraje denominado "El Ocotal". Teniendo como límite de baterías este Sistema de Bombeo iniciando en el Tanque de Succión y finalizando en la entrega del líquido a un Tanque de Recepción localizado en la parte superior de la colonia antes mencionada.

Del objetivo anterior es indispensable obtener los siguientes datos: el flujo en que operará; la presión de succión y de descarga, la distancia vertical y la distancia lineal para la selección del equipo más adecuado

El tipo de bomba por el cual se optó fue por la gran capacidad de flujo de operación, por lo que se implementarán bombas centrífugas que tienen además las siguientes características:

- Su precio es bajo.
- El fluido es entregado a presión uniforme, sin variaciones bruscas ni pulsaciones. Son muy versátiles, con capacidades desde 5gpm con presión diferencial de 2 a 5 lb/pulg² hasta bombas múltiples con 3000gpm y 3000 lb/pulg².
- La línea de descarga puede interrumpirse o reducirse completamente, sin dañar la bomba.
- Puede utilizarse con líquidos que contienen grandes cantidades de sólidos en suspensión, volátiles y fluidos hasta de 850 °F.
- Sin tolerancias muy ajustadas.
- Poco espacio ocupado.
- De fácil mantenimiento.
- No alcanzan presiones excesivas aún con la válvula de descarga cerrada.
- Máxima profundidad de succión es 15 pulgadas.
- Flujo suave no pulsante.
- Impulsor y eje son las únicas partes en movimiento.
- No tiene válvulas ni elementos recíprocos.
- Operación a alta velocidad para correa motriz.
- Se adaptan a servicios comunes, suministro de agua, hidrocarburos, disposición de agua de desechos, cargue y descargue de carro tanques, transferencia de productos en oleoductos.

4.4 Equipo para coagulación y floculación Por el aumento de caudal del río es muy probable que también aumente la turbidez en el agua captada por tal motivo se implementarán equipos para llevar a cabo el proceso de coagulación y el de floculación.

El tratamiento de agua puede subdividirse en cuatro etapas: clarificación, desinfección, acondicionamiento químico y acondicionamiento organoléptico. En esta tecnología el objetivo es satisfacer la etapa de clarificación, la cual consiste en la eliminación de partículas finas y se subdivide en coagulación, floculación y sedimentación y/o filtración.

El agua consta de tres tipos principales de impurezas: físicas, químicas y biológicas. Desde el punto de vista físico se puede hablar que los sólidos totales que son impurezas del agua se pueden clasificar como partículas no filtrables o en suspensión, filtrables o disueltas y una tercera posibilidad es el caso intermedio que corresponde a los coloides.

En general los coloides no tienen un límite fijo de tamaño y se suelen estudiar bajo un enfoque fisicoquímico desde el punto de vista de sus propiedades. Un material coloidal puede tardar 755 días en sedimentar por tanto es importante cambiar esta condición.

La Coagulación y Floculación son dos procesos dentro de la etapa de clarificación del agua. Ambos procesos se pueden resumir como una etapa en la cual las partículas se aglutinan en pequeñas masas llamadas floculos tal que su peso específico supere a la del agua y puedan precipitar.

La coagulación se refiere al proceso de desestabilización de las partículas suspendidas de modo que se reduzcan las fuerzas de separación entre ellas.

La floculación tiene relación con los fenómenos de transporte dentro del líquido para que las partículas hagan contacto. Esto implica la formación de puentes químicos entre partículas de modo que se forme una malla de coágulos, la cual sería tridimensional y porosa. Así se formaría, mediante el crecimiento de partículas coaguladas, un floculo suficientemente grande y pesado como para sedimentar.

El término coágulo se refiere a las reacciones que suceden al agregar un reactivo químico coagulante en agua, originando productos insolubles. La coagulación comienza al agregar el coagulante al agua²².

El interés práctico radica en que la coagulación se puede intensificar si se disminuye la resultante de la interacción de energía entre las fuerzas coulombica de repulsión y las de atracción de Vander Waals.

Al acercarse dos partículas con suficiente energía, como para vencer la barrera de energía, se favorece la acción de las fuerzas de atracción de Van der Waals y las partículas se unen. Esto sin embargo, es poco probable que suceda. Por tal motivo es necesaria la adición de un agente coagulante.

Normalmente se utilizan las sales de hierro y aluminio. La alúmina $Al_2(SO_4)_3 \cdot nH_2O$ (sulfato de aluminio) es por mucho el coagulante más ampliamente usado para el tratamiento de agua potable, ya que el rango de pH en el que tiene mayor eficiencia coincide con el valor pH requerida para la calidad de agua potable, además de que el costo es menor en comparación con el sulfato férrico. Por lo anterior se utilizará como agente coagulante el sulfato de aluminio (alúmina) para el tratamiento de la turbidez que presente el agua en tiempo de lluvias, que es muy probable que supere el valor permisible de 5 UNT¹.

4.5 Sistema de sedimentación

Una vez que se formaron los flóculos, es necesaria la separación de dichas partículas del agua, implementando un sistema de sedimentación, a sabiendas que ésta sirve principalmente para eliminar las sustancias en suspensión que pueden separarse en un tiempo razonable, por la sola acción de la gravedad.

Al igual que los desarenadores, los tanques de sedimentación son bastante eficientes en la remoción de sólidos relativamente pesados y grandes, tales como son los granos de arena.

Los tanques de sedimentación pueden ser de forma rectangular, cuadrada o circular.

En zonas donde no se tenga certeza de contar con personal capacitado para las tareas de operación y mantenimiento es recomendado el uso de tanques rectangulares de flujo horizontal, operados en forma continua. Por el razonamiento anterior es adecuado el utilizar un sedimentador de forma rectangular, ya que el costo de operación es menor en comparación con los otros tipos de sedimentadores, además de que se busca equipos que trabajen de forma continua⁵.

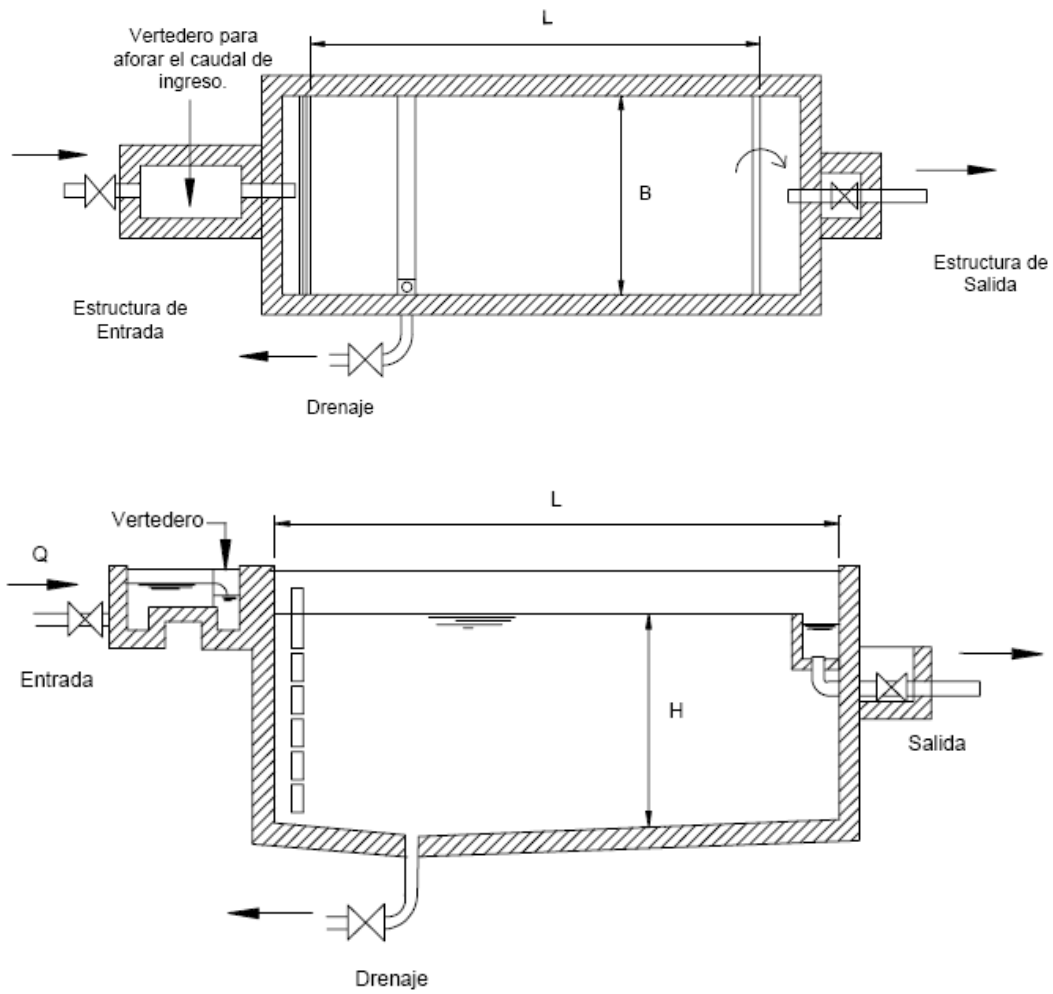


Figura XVI. Esquema de un Sedimentador simple

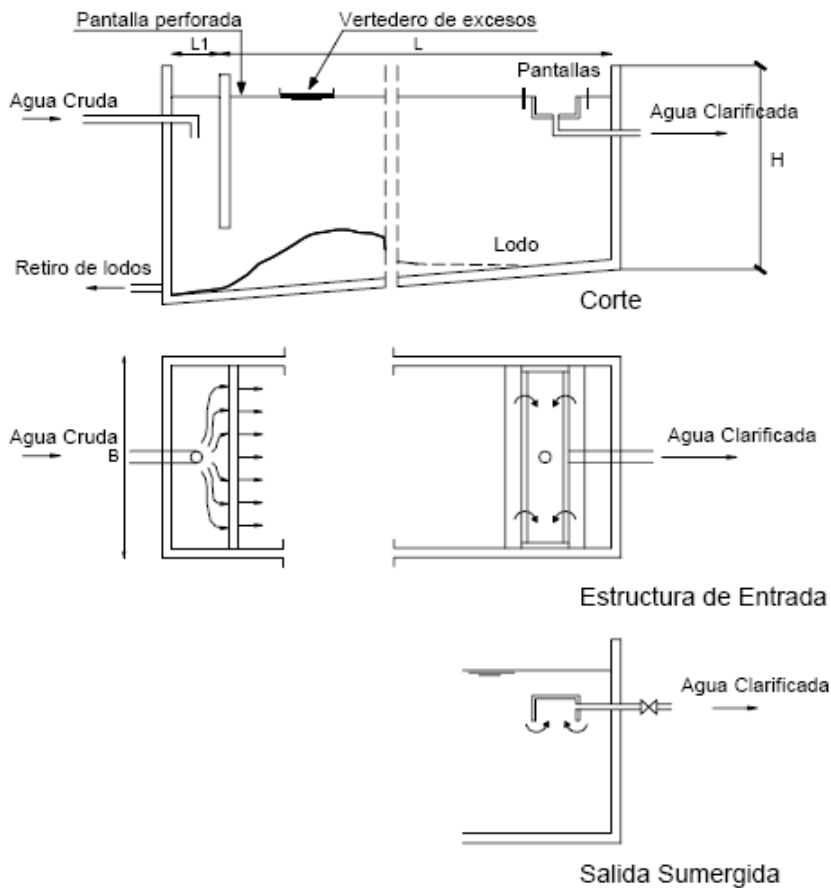


Figura XVII. Secciones de un Sedimentador simple

4.6 Sistema de cloración

La cloración es indispensable en este proceso, ya que están presentes microorganismos en el agua a tratar que son dañinos para el ser humano, con la implementación de la cloración se busca la eliminación total de estos microorganismos.

Existen diferentes productos y tecnologías para realizar el proceso de desinfección del agua. Los más comunes incluyen el uso de halógenos (cloro, bromo y yodo), la luz ultravioleta, el ozono, el dióxido de cloro y otros. Sin embargo, desde su utilización por primera vez, el cloro sigue siendo el desinfectante más popular por su bajo costo, facilidad para medir su concentración en el agua, alta eficiencia para remover microorganismos patógenos y la disponibilidad de tecnologías simples para su aplicación y control.

Unos de los principales elementos en este sistema es el almacenamiento del desinfectante, ya que es función de las características de cada tipo de agente desinfectante. Por lo que se tomará en cuenta compuestos con cloro, por su bajo costo y fácil manejo.

Los desinfectantes de cloro, son comercializados en productos que se pueden encontrar en varias formas. Los productos más importantes y comunes son los siguientes:

- Cloro líquido envasado a presión. Esta forma del cloro es la más económica, pero también la que requiere de mayores cuidados. Los cilindros o botellones utilizados para el envase del cloro líquido son generalmente de dos capacidades: 67 kg (150 lb) y 1 ton (1000 kg ó 2000 lb). El tipo de almacén dependerá del tamaño de la planta de tratamiento y del número de cilindros requerido. Cuando se usa cloro líquido, debe tomarse en cuenta que este producto se gasifica al contacto con el aire y que tiende a almacenarse cerca del suelo por ser más pesado que el aire. Debido a su alta toxicidad, los almacenes y estaciones de cloración deben ser ampliamente ventilados, e incluir sistemas y equipos de protección para casos de emergencia.
- Hipoclorito de calcio. Este producto se expende en forma granular en tambores con capacidades entre los 45 y 50 kg. Su almacenamiento es más simple que el del cloro líquido, pero los tambores deben mantenerse cerrados para evitar el deterioro del producto, reducción de la cantidad de cloro disponible por evaporación. Debido a que el hipoclorito de calcio es aproximadamente diez veces más caro que el cloro líquido envasado a presión, su uso se reduce a plantas de pequeño porte, usualmente caudales menores a 10 l/s.
- Hipoclorito de sodio. Este producto se expende en forma líquida en concentraciones cercanas al 13%. Se caracteriza por ser inestable y su almacenamiento debe calcularse para periodos no mayores a un mes. Al igual que el hipoclorito de calcio, es un producto mucho más caro que el cloro líquido; por tanto, se emplea sólo en sistemas muy pequeños y en situaciones de emergencia.

Con las características antes mencionadas se eligió como agente desinfectante la utilización de cloro líquido, por su bajo costo en comparación con el hipoclorito de calcio y de sodio, tomando en cuenta debidas precauciones para su manejo y almacenamiento⁵.

5. Ingeniería básica

5.1 Bases de diseño

Datos de la planta potabilizadora de la colonia "El Ocotal"

5.1.1 Datos del proceso

Capacidad de la planta: 100l/s

Meses que operará la planta: de junio a octubre donde el caudal es más alto el cual varía desde un valor de $1.5\text{m}^3/\text{s}$ hasta $3.4\text{m}^3/\text{s}$

Horas que trabajará la planta al día durante esos 5 meses: 24 horas con tres turnos de 8 horas cada uno.

Perdida de agua en servicio: 10% máximo

5.1.2 Calidad del agua antes de la planta potabilizadora

Tabla VIII Concentraciones de contaminantes iniciales en el punto de captación en el río

Variable	Valor promedio
Temperatura °C	11.1
OD%	93.6
$\Lambda(\mu\text{S}/\text{cm})$	89.0
SDT(mg/l)	42.5
Turbiedad (UNT)	0.4
DBO5(mg/l)	2.9
SST(mg/l)	10.9
PT(mg/l)	0.0
G y A (mg/l)	7.0
pH	7.8
SAAM (mg/l)	0.5
NO ₃ -(mg/l)	1.0
N-NH ₃ (mg/l)	0.1
CF-UFC/100ml	56.8
CT-UFC/100ml	185.1

5.1.3 Calidad del agua después de la planta potabilizadora

Tabla IX Concentraciones esperadas de contaminantes finales después del tratamiento.

Variable	Valor promedio
Temperatura °C	11.1
OD%	93.6
Λ (μ S/cm)	89.0
SDT(mg/l)	0
Turbiedad (UNT)	0.0
DBO5(mg/l)	0
SST(mg/l)	10.9
PT(mg/l)	0.0
G y A (mg/l)	7.0
pH	7.8
SAAM (mg/l)	0.5
NO ₃ -(mg/l)	1.0
N-NH ₃ (mg/l)	0.1
CF-UFC/100ml	0
CT-UFC/100ml	0

5.1.4 Datos ambientales

Temperatura promedio en los distintos lugares de muestro en °C

Tabla X Temperatura en °C en los diferentes puntos de muestreo.

E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10
8.0	8.3	8.5	10.2	11.1	12.0	13.3	8.9	10.4	11.5
E11	E12	E13	E14	E15	E16	E17	E18	E19	
13	13.1	12.9	11.9	14.3	14.2	16.9	19.1	19.9	

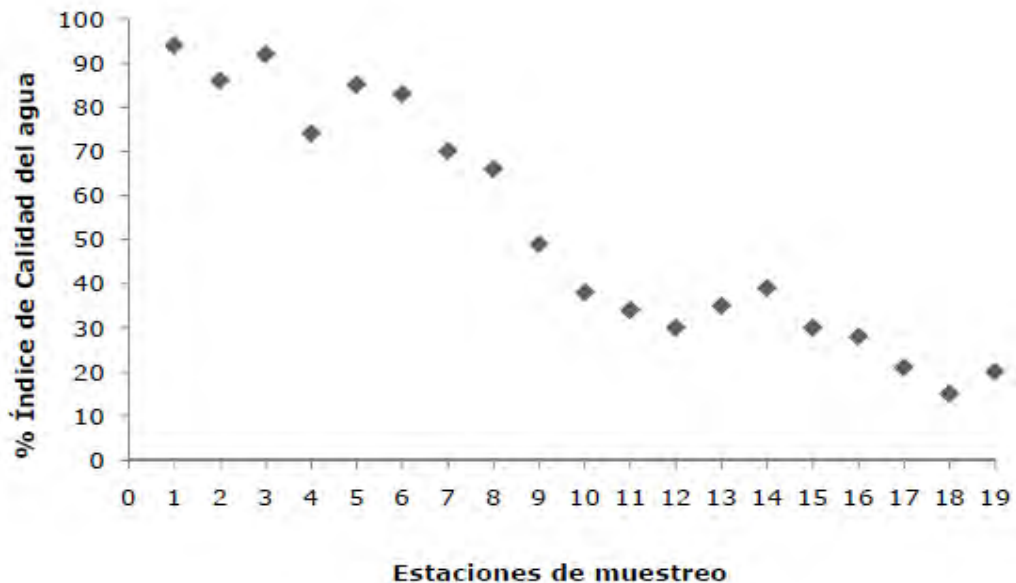


Figura XVIII. Índice de la calidad del agua en el Río Magdalena Contreras

En las estaciones de muestreo E1 y E3 presentan un %ICA 94 y 92 respectivamente, es decir el agua en estas zonas es de excelente calidad para cualquier uso de acuerdo al ICA (Índice de Calidad de Agua) para consumo humano necesita previo tratamiento ya que no cumple con la NOM-127-SSA-1994, la cual estipula que los CF y CT deben estar ausentes en el agua.

Para las estaciones E3, E5, y E6 el ICA obtenido fué de 86, 85 y 83% respectivamente, la calidad en estas zonas es aceptable, para consumo humano y para la industria, es decir, requieren previo tratamiento para ser usada, y es de excelente calidad para los demás usos, para la agricultura no requiere purificación, en cuanto a pesca hay vida acuática abundante. En particular nuestro punto de captación será en el punto número E5 por ser de buena calidad el agua y por estar cerca de la primera planta potabilizadora y de donde se desea poner parte de la planta.

5.1.5 Ubicación de la planta

En base a Google Earth el cual utiliza el WGS84 que es un sistema de coordenadas cartográficas mundial que permite localizar cualquier punto de la Tierra (sin necesitar otro de referencia) por medio de tres unidades dadas. WGS84 son las siglas en

inglés de World Geodetic System 84 (que significa Sistema Geodésico Mundial 1984) y se basa en el sistema de Posicionamiento Global (GPS).

Latitud	19°17'40.54"N
Longitud	99°15'53.32"O

5.1.6 Material

Tuberías y conexiones: PVC RD-26

Equipos construidos con concreto armado.

5.1.7 Suministro eléctrico

Corriente eléctrica: 250 Volts 100 Amperes y una tensión de 25 kW

5.1.8 Tipo de bombas

Bombas: Centrífugas.

5.1.9 Datos de la localización

a) Área del terreno donde se colocará la primera parte de la planta potabilizadora: 60 m de largo por 40 m de ancho.

b) Área del terreno donde se colocará la segunda parte de la planta potabilizadora: 50 m de largo por 40 m de ancho.

5.2 Descripción del proceso

La planta potabilizadora esta compuesta en dos secciones, la primera esta localizada a un costado del río y en el interior de la planta potabilizadora de la Magdalena. La segunda sección se localiza en lo alto de la colonia el "Ocotál".

En la primera sección se encuentra la Presa de Captación P-100, el Desarenador D-100, el Tanque de Succión T-100 y el Sistema de Bombeo B-100A,B,C,D,E,F,G,R.

La Presa de Captación P-100 es el dispositivo que permite el paso del agua procedente del río, esta integrada por una de una taquilla de concreto armado con vertedero lateral, que mediante la ubicación de una cresta por debajo del nivel normal del agua en el punto de captación del río, se produce un gradiente hidráulico hacia la taquilla, y parte del flujo cambia su dirección original en sentido aproximadamente ortogonal. Mientras mayor sea el gradiente hidráulico y la longitud de la cresta, mayor será la descarga a través del vertedero. Por otra parte, mientras mayor sea la velocidad original de la corriente en el río, menor será la descarga. Hay por consiguiente la manipulación de cuatro variables que condiciona el

funcionamiento del vertedero lateral, que son: la descarga o gasto; el gradiente hidráulico hacia la cresta del vertedor; la velocidad de la corriente y la longitud de la cresta. En el diseño de la Presa de Captación P-100 se considero que la descarga fuese constante con un valor 100 litros por segundo, aunque la velocidad del agua en el río no es una constante ni una variable manipulable se implementa en la taquilla un dispositivo de control. Además en la entrada de taquilla tiene una malla cuadrículada, de 10 cm de largo, para evitar el ingreso de cuerpos de tamaño no mayor de 10 cm, para evitar obstrucciones en el proceso. Otro sistema adicional es la implementación un desfogue en los fondos de la taquilla, que en caso de acumulación de lodos y de diversos cuerpos, sirva para limpiar la taquilla. Una vez que ingresa el agua en la taquilla, se entuba con ayuda de una reducción, la cual tiene como característica principal el disminuir en gran parte las pérdidas de energía que ocasiona una reducción, el agua es transportada por gravedad hacia el Desarenador D-100 por medio de tubería de 5”.

El agua que proviene de la Presa de Captación P-100 por medio de tubería, entra al Desarenador D-100, éste equipo esta dividido en diferentes zonas. La primera de ellas es la zona de entrada, que consiste en la transición que vincula la tubería que transporta el líquido a desarenar hacia al canal de entrada del Desarenador D-100. Esta zona tiene como función primordial la distribución uniforme de las capas del escurrimiento dentro de la unidad, a fin de lograr una velocidad media constante en la zona de desarenación. La siguiente la zona que sedimenta las partículas gruesas, también llamada zona de desarenación, consiste de dos canales en donde se realiza el proceso de depósito de las partículas que son separadas del escurrimiento horizontal del agua dentro de la sección rectangular, pueden operar dichos canales de forma alternada, si es necesario el desfogue de lodos en el fondo del Desarenador D-100, el dispositivo de desfogue tiene pendiente en el fondo en donde se crea los lodos y para facilitar la limpieza de los canales. La tercera zona es la de salida, que está dotada de un vertedero horizontal con descarga libre, ubicada en todo el ancho de la zona de desarenación, diseñado para mantener una velocidad que no produzca resuspensión del material sedimentado. La última y cuarta zona es la receptora del material depositado para su posterior derivación formada por una tolva con una pendiente suficiente para provocar el deslizamiento del material depositado hacia el canal transversal colector, desde el cual se derivará todo el material recolectado a una cámara exterior, a través de una compuerta de igual de

ancho de la sección del canal. Una vez que el agua ha pasado por éste equipo llegará al Tanque de Succión T-100 por medio de tubería.

Posteriormente el agua ingresa al Tanque de Succión T-100, que tiene dimensiones de 60 m^3 de capacidad, su función es garantizar el suministro de agua al Sistema de Bombeo B-100A,B,C,D,E,F,G,R. Para realizar esta función con toda confiabilidad se implementará un sistema automatizado de control que consta de una válvula de control ubicada en la salida del Sistema de Bombeo B-100A,B,C,D,E,F,G,R, que recibe comandos de un controlador el cual dependiendo de la señal de un medidor de nivel, éste ultimo esta localizado en el Tanque de Succión T-100, de donde mide el nivel y manda la señal del nivel hacia el controlador, con el objetivo que no sobrepase el nivel de derrame del Tanque de Succión T-100, teniendo como límite del 95% de altura de dicho tanque y de estar siempre 20 cm por encima de nivel en el punto de succión de las bombas, ordenando el controlador cerrar y abrir la válvula.

El agua es succionada por la variación de presiones generada por el Sistema de Bombeo B-100A,B,C,D,E,F,G,R, que consta de un arreglo de 7 bombas del tipo motor-bomba centrífuga arregladas en paralelo y una de relevo, en el que pasa el líquido por el impulsor induciendo una delta de presión, cediendo energía cinética al agua, con la que es impulsada por medio de una tubería de 5", hasta una altura de 158 m y a una longitud en línea recta de 690 m, con un flujo de 100 litros por segundo, llegando a lo alto de la colonia el "Ocotil" donde se encuentra la segunda sección de la planta potabilizadora, llegando primeramente al Tanque Receptor T-201.

En la segunda sección el agua ingresa al Tanque receptor T-201, con un flujo de 100 litros por segundo. Dicho tanque tiene la capacidad de 70 m^3 , éste tiene varios propósitos, el primero es el recibir el agua que proviene del Sistema de Bombeo B-100A,B,C,D,E,F,G,R, también es utilizado para almacenamiento de agua, para poder garantizar el suministro de agua a tratar en los equipos localizados en esta segunda sección. El nivel de agua en el tanque esta regulado por un dispositivo de control, teniendo como prioridad mantener el nivel del tanque entre la zona de operación, es decir, entre 10 y 90 % de su capacidad, por lo que el Tanque Receptor T-201 tiene instalado un medidor de nivel que manda señal a un controlador, dicho controlador ordenará, por medio de una señal eléctrica, a una válvula de control cerrar ó abrir, dicha válvula se localiza antes de la entrada al Canal Rectangular con Resalto

Hidráulico R-200. Además este controlador tiene como segunda prioridad mantener el flujo de 100 litros por segundo en esta línea de proceso, siendo la conexión entre el Tanque Receptor T-201 y el Canal Rectangular con Resalto Hidráulico R-200, con ayuda de un medidor de flujo localizado después de la válvula de control. El agua llegará del Tanque Receptor T-201 al Canal Rectangular con Resalto Hidráulico R-200, con la presencia de la presión hidrostática en el Tanque Receptor T-201, adicionalmente el Canal Rectangular con Resalto Hidráulico R-200 se encuentra 3 m por debajo del nivel del Tanque Receptor T-201 adicionándole energía cinética al agua que es transportado por medio de una tubería de 5”.

El agua ingresa al Canal Rectangular con Resalto Hidráulico R-200, este equipo tiene como propósito agregar el agente coagulante. El agua entra por un canal y se hace bajar por una rampa, terminando dicha rampa se crea un flujo con turbulencia realizando el agua un salto para poder liberar la energía que fue adquirida por la trayectoria en la rampa. Al termino de la rampa se agrega una solución de sulfato de aluminio, que es el coagúlate, se realiza la adicción en este punto ya que es donde existe una gran turbulencia realizando el mezclado del agente coagulante sin necesidad implementar un mecanismo mecánico. La adicción del sulfato de aluminio es realizado a partir de una tubería localizado en el punto que termina la rampa y pasa por todo el largo del canal, dicha tubería tiene orificios de donde es espulsando la solución del coagulante. El agua con el coagulante sigue por el canal hasta el Floculador F-200.

Después de ser agregado el coagulador al agua ingresa al Floculador F-200, donde el canal termina en la entrada del Floculador F-200, el agua se afilia a la primera pantalla; de 3 pantallas que conforman al Floculador F-200, que tiene chicanas con el objeto de aumentar el tiempo de contacto entre el agua y el agente coagulante y conseguir el tiempo necesario para la formación de floculos en el agua tratada. Cada pantalla cuenta con dos desfogues en el caso de alguna excesiva acumulación de floculos. El agua al salir de las tres pantallas lo hace con concentración de floculó considerable, dicha agua es transportada al Sedimentador S-200 en una tubería, dicho transporte es generado por la fuerza de gravedad, ya que la tubería tiene una pendiente hacia donde se encuentra el Sedimentador S-200, el cual se encuentra 3 m más abajo con referencia al Floculador F-200.

El agua proveniente del Floculador F-200 ingresa al Sedimentador S-200, lo hace en el vertedero para aforar el caudal de ingreso, para homogenizar la velocidad del líquido antes de entrar en la zona de sedimentación, la siguiente zona a la que entra el agua es donde sedimenta las partículas suspendidas presentes, dicha zona constituida por un canal rectangular con pantallas perforadas y en el fondo es donde se acumulan los sólidos, lugar en que está localizado un drenaje que es utilizado cuando llega a una cierta cantidad de lodos acumulados. Por último el agua llega a una pequeña pantalla de salida, localizado en la parte superior al término del canal de sedimentado, en la que ingresa el agua clarificada y entubada para ingresar al Tanque de Cloración C-200 que de igual forma se encuentra por debajo del nivel de Floculador F-200 para su transporte con ayuda de la fuerza de gravedad.

El agua ingresa al Tanque de Cloración C-200 con el objetivo de eliminar microorganismos dañinos para el ser humano y obtener agua para poder ser consumida por el humano sin ningún riesgo de enfermedad, por lo que en este tanque es agregada una solución de cloro con una concentración de aproximadamente de 3500 mg/l. El agua primeramente ingresa a una pantalla en donde es añadida la solución de cloro, la cantidad agregada es controlada por un sistema automatizado de control, integrado por un medidor de flujo localizado antes del Tanque de Cloración C-200, un relacionador de flujos que hace accionar a una válvula de control que se encuentra en la línea de alimentación de cloro. Posteriormente pasa a un tanque que tiene 3 pantallas, en donde es eliminado los microorganismos, el agua que sale es enviada a al Tanque de Almacenamiento T-202 que tiene comunicación con la red de tuberías para el suministro de agua existente en la colonia el "Ocotál", realizando la distribución del agua potable acorde con las cantidades almacenadas y por las necesidades de la comunidad del "Ocotál".

5.3 Diagrama de flujo de proceso (Ver anexo D)

5.4 Lista de equipo

A continuación se presenta la lista de equipo incluida la clave sus características y dimensiones. **Tabla XI Lista de equipos**

Nombre del equipo	Características	Dimensiones
(P-100) PRESA DE CAPTACIÓN	Será de concreto, con barras de hierro para el desabasto del tipo lateral.	Tipo: Lateral Material: Hierro y concreto Largo:0.6211 Ancho:0.6211 Alto:1.6422
(D-100) DESARENADOR	Removerá la arena y las partículas con un diámetro mayor o igual a 0.2mm para proteger las bombas de la abrasión.	Tipo: Desarenador convencional Material: Concreto Largo:6m Ancho:2m Alto:1.6
(T-100) TANQUE DE SUCCIÓN	Servirá para suministrar el Agua a las bombas y será 10% mas grande que el de arriba para no dejar nunca a las bombas sin agua.	Tipo: Cuadrado Material: Concreto Largo:4.12m Ancho:4.12m Alto:4.12m
(B-100A,B,C,D,E,F,G) SISTEMA DE BOMBEO	El Sistema de Bombeo va a proporcionar 519 HP con un gasto de 1585 GPM.	Tipo: Centrifuga Material: Acero inoxidable
(T-201) TANQUE DE RECEPCIÓN	Servirá para que las bombas descarguen el agua y será 10% mas pequeño que el tanque de succión.	Tipo: Cuadrado Material: Concreto Largo:3.91m Ancho:3.91m Alto:3.91m
(R-200) CANAL RECTANGULAR CON RESALTO HUDRAULICO	Rectangular con resalto hidráulico.	Tipo: Hidráulico Material: Concreto Largo:5m Ancho:1.30m Alto:2.0m
(F-200) TANQUE FLOCULADOR	Tendrá un volumen de 126m ³ dividido por 3 secciones.	Tipo: Hidráulico chicanas Material: Concreto Largo:13m Ancho:14m Alto:2.0m
(S-200) SEDIMENTADOR	Será un sedimentador del tipo convencional con una pantalla vertical con orificios a través de ella.	Tipo: Convencional Material: Concreto Largo:13m Ancho:13m Alto:2.0m
(C-200) TANQUE DE CLORACIÓN	Esta diseñado para suministrar una dosis de 1.5 mg/l con un volumen de 150m ³	Tipo: Convencional Material: Concreto Largo:15m Ancho:7m Alto:1.5m
(T-202) TANQUE DE ALMACENAMIENTO	Esta diseñado para contener 5000m ³ de agua	Tipo: Cuadrado Material: Concreto Largo:27.1448m Ancho:13.572m Alto:13.572m

5.5 Criterios de diseño

5.5.1 Equipo para captación

- Prensa: su cota superior está al mismo nivel de la cota de la quebrada. Se construye en concreto ciclópeo. Dentro de ella se encuentra el canal de aducción.
- Solados o enrocado (superior e inferior): ubicados aguas arriba y aguas debajo de la prensa, su función es protegerla de la erosión. El material de construcción es concreto o enrocado.
- Muros laterales: encausan el agua hacia la rejilla y protegen los taludes. El ancho de los muros depende de la estabilidad estructural; como el material de construcción es concreto el ancho del muro estará entre unos 60 centímetros o menos.
- Rejilla: se coloca sobre el canal de aducción que se encuentra dentro de la prensa la longitud de la rejilla y por lo tanto la del canal de aducción pueden ser menor que la longitud de la prensa o el ancho de la garganta, según las necesidades del caudal se ha de captar. El ancho mínimo es de 40 centímetros y el largo mínimo de 70 centímetros dados para facilitar la operación de limpieza y mantenimiento Los barrotes son de hierro con un diámetro de $\frac{1}{2}$ ", $\frac{3}{4}$ " o 1" y el espaciado entre ellos está de 5 a 10 centímetros.
- Canal de aducción: recibe el agua que viene de la rejilla y entrega el agua captada a la cámara de recolección. Tiene una pendiente entre el 1% y 4% con el fin de dar mantenimiento. La sección del canal es rectangular (más fácil de construir) o semicircular (más eficiente).
- Cámara de recolección: es cuadrada o rectangular con muros en concreto reforzado, el espesor de 30 centímetros y el alto de la misma altura que los muros laterales. En su interior se encuentra un vertedero de excesos. Regresándola al cauce, para su conservación y mantenimiento se deja una tapa y una escalera.

- Las rejillas y el canal de recolección se deben calcular para un caudal de 2 a 3 el consumo máximo diario.
- La velocidad a través de las rejillas debe ser inferior a 0.15 m/s. a fin de reducir a un mínimo el arrastre de materiales flotantes.
- La rejilla debe de ser de barras de hierro fundido. Paralelas entre sí.
- La separación recomendable entre las barras es de 2 a 5 centímetros. La reja debe ser de fácil limpieza y en lo posible removible para facilitar las labores de mantenimiento de la estructura¹⁸.

5.5.2 Desarenador

- El período de diseño, teniendo en cuenta criterios económicos y técnicos es de 8 a 16 años.
- El número de unidades mínimas en paralelo es 2 para efectos de mantenimiento. En caso de caudales pequeños y turbiedades bajas se podrá contar con una sola unidad que debe contar con un canal de by-pass para efectos de mantenimiento.

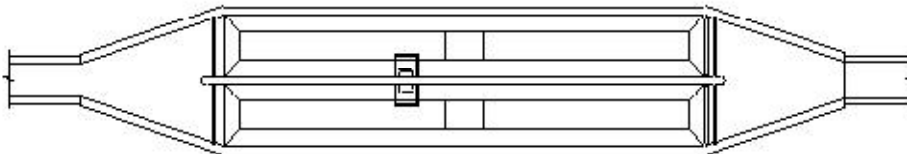


Figura XIX. Desarenador de dos unidades en paralelo (planta).

- El periodo de operación es de 24 horas por día.
- Debe existir una transición en la unión del canal o tubería de llegada al desarenador para asegurar la uniformidad de la velocidad en la zona de entrada.
- La transición debe tener un ángulo de divergencia suave no mayor de $12^{\circ} 30'$.

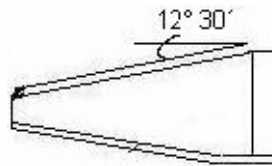


Figura XX. Angulo en la entrada del agua hacia el Desarenador.

- La velocidad de paso por el vertedero de salida debe ser pequeña para causar menor turbulencia y arrastre de material (Krochin, $V=1\text{m/s}$).
- La llegada del flujo de agua a la zona de transición no debe proyectarse en curva pues produce velocidades altas en los lados de la cámara.

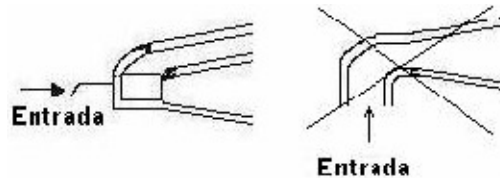


Figura XXI. Esquema del flujo a la entrada del desarenador de dos unidades.

- La relación largo/ancho debe ser entre 10 y 20.
- La sedimentación de arena fina ($d < 0.01\text{ cm}$) se efectúa en forma más eficiente en régimen laminar con valores de número de Reynolds menores de uno ($Re < 1.0$).
- La sedimentación de arena gruesa se efectúa en régimen de transición con valores de Reynolds entre 1.0 y 1 000.
- La sedimentación de grava se efectúa en régimen turbulento con valores de número de Reynolds mayores de 1 000.

Tabla XII Relación entre diámetro de las partículas y velocidad de sedimentación.

Material	Ø Limite de las partículas (cm)	# de Reynolds	V_s	Régimen	Ley Aplicable
Grava	>1.0	>10 000	100	Turbulento	$V_s = 1.82 \sqrt{dg \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)}$ Newton
Arena Gruesa	0.100 0.080 0.050 0.050 0.040 0.030 0.020 0.015	1 000 600 180 27 17 10 4 2	10.0 8.3 6.4 5.3 4.2 3.2 2.1 1.5	Transición	$V_s = 0.22 \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g \right)^{2/3} \left[\frac{d}{(\mu / \rho)^{1/3}} \right]$ Allen
Arena Fina	0.010 0.008 0.006 0.005 0.004 0.003 0.002 0.001	0.8 0.5 0.24 1.0 1.0 1.0 1.0 1.0	0.8 0.6 0.4 0.3 0.2 0.13 0.06 0.015	Laminar	$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho_s - \rho}{\mu} \right) d^2$ Stokes

- La descarga del flujo puede ser controlada a través de dispositivos como vertederos (sutro) o canales Parshall (garganta) ²².

5.5.3 Sistema de Bombeo

- Determinando cuidadosamente la cabeza total dinámica del sistema en el cual es necesaria la bomba.
- Recordar que la cabeza total dinámica TDH consiste en la suma de tres factores:
- Cuando la bomba está por encima de la fuente de suministro de líquido a bombear y predomina una cabeza de succión a levantar (por debajo de la horizontal).

$$TDH = h_s + h_d + h_f$$

Donde:

- h_s = Cabeza estática a levantar en la succión. La distancia vertical en pies desde el nivel libre de la fuente, hasta el eje central horizontal de la bomba.

- hd = Cabeza estática de descarga: distancia vertical en pies desde el eje central horizontal hasta la descarga libre. En caso de descargar a un equipo presionado determinar la cabeza equivalente.
- hf = La cabeza en pies de líquido necesaria para vencer la resistencia de la fricción de tuberías y conexiones en ambos lados, succión y descarga.
- Para determinar la cabeza total dinámica de un Sistema de Bombeo, tanto la cabeza de fricción como la estática debe ser calculada para condiciones de operación máximas o extremas. Es decir, la cabeza estática será la máxima a esperar a que ocurra y la cabeza por fricción determinada para la capacidad máxima de flujo en operación
- Obteniendo varios valores de cabeza total dinámica con la variación del flujo, se construye una gráfica en donde se puede leer TDH vs gasto del sistema, tal gráfico debe ser comparado con otro que muestre la operación de una bomba ó un arreglo de bombas a diferentes flujos, esto dependerá de las características de las bombas. Los arreglos posibles son: en paralelo y en serie.

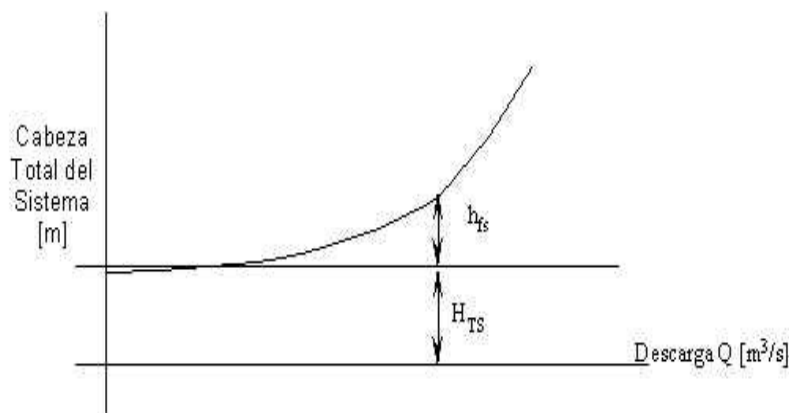


Figura XXII .Esquema de la cabeza total del sistema vs gasto del sistema.

- El arreglo en paralelo es cuando dos o más bombas idénticas se conectan en forma paralela, es decir; que la cabeza a través de cada bomba es igual y el caudal se distribuye por igual entre las bombas. Si la resistencia del sistema se dibuja sobre la curva combinada H/Q para la operación en paralelo como se muestra en la figura XXII, se puede observar que el caudal no se ve incrementado en proporción al número de bombas funcionando. Si dos o más

bombas idénticas se conectan en serie, la descarga pasa a través de cada bomba por turnos y soporta un incremento en la cabeza de cada bomba. Una curva H/Q combinada típica se muestra en la figura XXII. La interacción de este arreglo con el sistema se muestra en la figura XXIV. Como en el caso de operación en paralelo la descarga total no se incrementa proporcionalmente con el número de bombas. Las bombas en serie son más adecuadas en sistemas con una curva de resistencia alta, por ejemplo; con alto contenido de fricción.

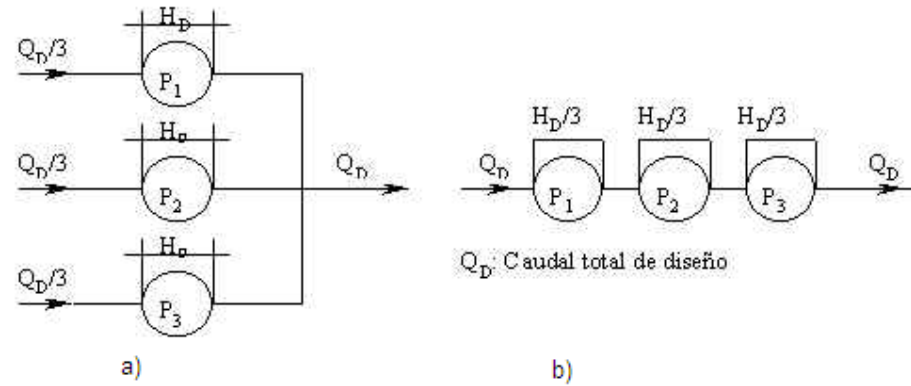


Figura XXIII. Esquema de arreglos de bombas en a) paralelo y en b) serie.

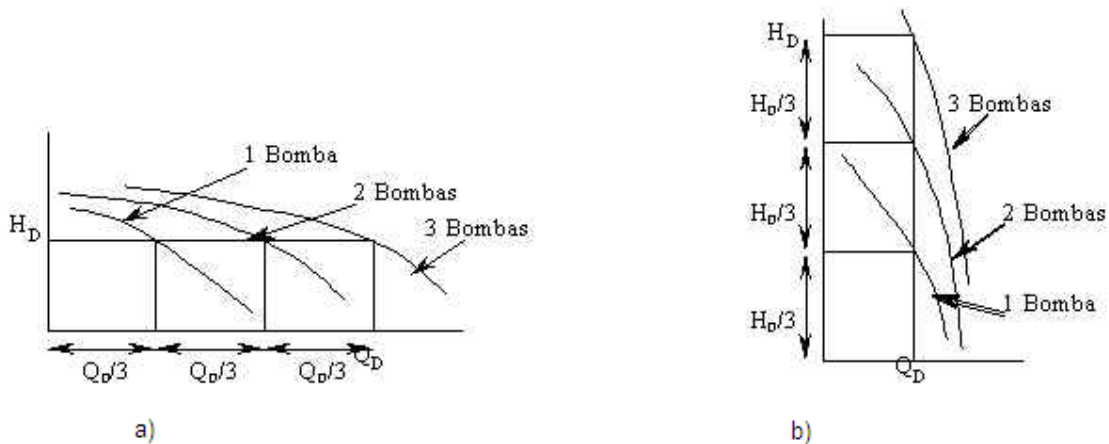


Figura XXIV. Esquema de la curva de H/Q asociado al arreglo de bombas en a) paralelo y en b) serie.

- El punto de corte de la curva de cabeza del sistema con la curva de cabeza capacidad de la bomba se denomina el punto de operación de la bomba. Esta

será la tasa de flujo que la bomba entregará al menos que unas características del sistema sean cambiadas, por ejemplo restringiendo la válvula de salida.

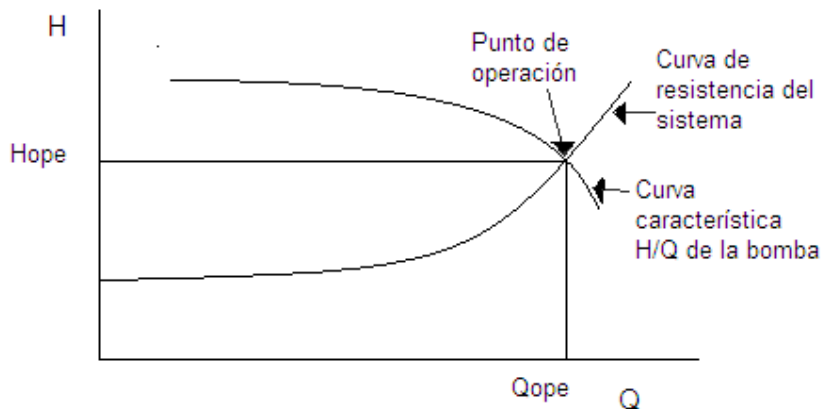


Figura XXV. Esquema del punto de operación sistema-bomba.

- Otro aspecto importante para evitar problemas en este sistema, los líquidos a cualquier temperatura arriba de su punto de congelación, tiene una presión de vapor correspondiente que debe considerarse cuando se calcula un sistema de bombeo, la reducción de la presión en el tubo succión de una bomba más debajo de la presión de vapor del líquido como puede causar vaporización, es decir, formación de vapor del líquido. Puesto que una bomba para líquidos de diseño ordinario no puede bombear únicamente vapor, el flujo del líquido a la bomba se interrumpe y se dice que unidad que se encuentra “en cavitación”. La cavitación se manifiesta con la formación de cavidad en el líquido bombeado y está acompañada por vibraciones ruidosas, reducción del caudal y en menor medida, del rendimiento de la bomba. Se provoca por el pasaje rápido de pequeñas burbujas de vapor a través de la bomba: su colapso genera micro chorros que pueden causar graves daños.
- Por tal motivo es muy importante tomar en cuenta las presiones en las que se trabajarán en este sistema, enfocándose en la presión existente en el interior de una bomba varía desde la entrada en el lado de aspiración a la conexión de descarga. En la primera parte de la bomba, la presión disminuye antes de aumentar en el lado de la descarga a un valor superior a la de la presión de admisión.

- La diferencia que existe entre la presión de entrada y el nivel inferior de presión dentro de la bomba se denomina NPSH (altura de aspiración positiva neta) por lo tanto, NPSH es una expresión de la pérdida de presión que tiene lugar en el interior de la primera parte de la carcasa de la bomba. El valor de NPSH se muestra en la siguiente figura:

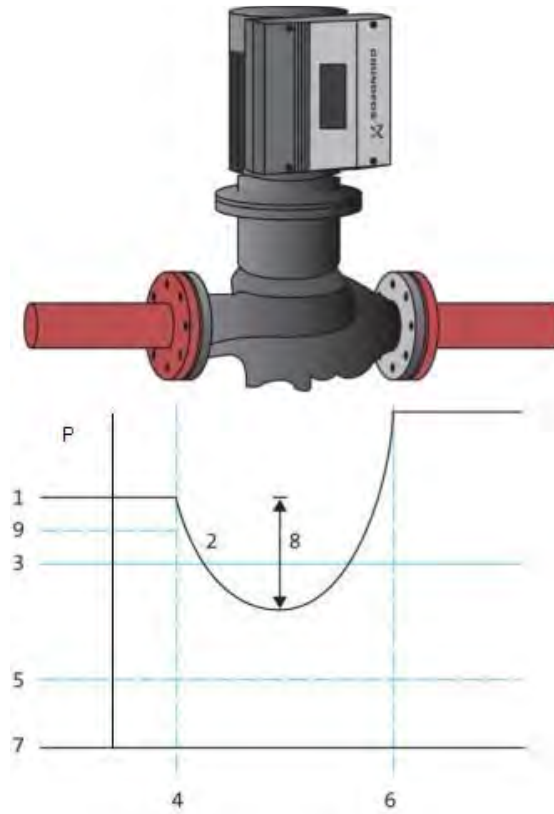


Figura XXVI .Esquema de la variación de la presión a través de una bomba centrífuga.

En donde cada número representan:

1. Presión de aspiración NPSHD
2. Línea de presión
3. Presión atmosférica
4. Entrada de la bomba
5. Presión de evaporación
6. Descarga de la bomba
7. Vacío

8. NPSH

9. NPSHR

- Si la presión de entrada es demasiado pequeña, la NPSH hará que la presión existente en el interior de la bomba disminuya por debajo de la presión de evaporación del líquido bombeado. Como consecuencia, en la bomba se produce el efecto denominado cavitación, provocando ruido y produciendo roturas.
- La NPSHR “altura de aspiración positiva neta requerida” se indica en la documentación de todas las bombas. NPSHR indica el menor valor de la presión en la entrada que la bomba especificada necesita para un caudal dado para evitar el efecto de la cavitación.
- En consecuencia, se busca tener las condiciones de succión necesarias para no pasar la presión mínima requerida por la bomba y es función de la instalación en la parte de su acción, que esta referida a la cantidad de energía con que el líquido se irá a la boca de aspiración de la bomba, es decir la energía que se encuentra en la brida de la bomba conocida como NPSHD “altura de aspiración positiva neta disponible”.
- El NPSH disponible es función del sistema de aspiración de la bomba, mediante la siguiente fórmula:

$$NPSH_A = h_a - h_{vp} - h_s - h_f$$

Donde h_a es la presión absoluta, h_{vp} es la presión de vapor del líquido, h_s es la carga estática del líquido sobre el eje de la bomba y h_f es la pérdida de carga debida al rozamiento dentro del sistema de succión en términos de caída de presión.

5.5.4 Equipo para coagulación y floculación

- Mezcladores rápidos hidráulicos
- Número de unidades
 - a) Plantas chicas-----1
 - b) Plantas grandes-----2 (Sobre todo en zonas sísmicas)

- Tiempo de retención
 - 1) Experimentalmente
 - 2) De unas milésimas de segundo a 7 segundos.
- Gradientes de velocidad entre 700 y 1300 S⁻¹
- Números de Froude (F) variables entre 4,5 y 9,0 para conseguir un salto estable, con excepción de la canaleta Parshall, que su funcionamiento es más eficiente con números de Froude entre 2 y 3.
- El coagulante debe aplicarse en el punto de mayor turbulencia (inicio del resalto), en forma constante y distribuida de manera uniforme en toda la masa de agua.
- El tiempo de retención puede variar de décimas de segundos a siete segundos.
- Las alturas de agua antes (h1) y después del resalto (h2) deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8xF^2} - 1 \right]$$

Donde;

$$F = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$$

- Los tipos más frecuentes tienen la ventaja de servir como unidades de medición de caudal y como unidades de mezcla rápida.
- La energía hidráulica disipada o pérdida de carga se puede calcular en la longitud (L) del resalto, mediante la fórmula de Belanger:

$$h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4xh_1xh_2}$$

- La longitud de resalto mediante la fórmula de Smetana:

$$L = 6(h_2 - h_1)$$

- El Tiempo de mezcla esta dado por:

$$T = \frac{L}{V_2}$$

- Para el gradiente de velocidad

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * h}{\mu * t}}$$

- Floculadores de Chicanas
- La elección del tipo de floculador de chicanas, de flujo horizontal o vertical, depende más de razones de orden práctico y económico. Una recomendación general indica el uso de floculadores de flujo horizontal para caudales superiores a 75 l/s y para capacidades menores, floculadores de flujo vertical.
- En tanto la limitación del tamaño de los floculadores de flujo vertical es función de la profundidad. Con profundidades de hasta 4,5 m, se utilizan floculadores de flujo vertical para capacidades de hasta 1.000 l/s. Por otra parte, en los floculadores de chicanas de pequeña capacidad (40 l/s o menor) de flujo horizontal o vertical, el problema básico se presenta por el poco espacio que resulta entre las chicanas que en ese caso, no deben ser fijas para facilitar la construcción y la limpieza.
- Para plantas de potabilización de pequeña capacidad las soluciones simplificadas como los floculadores de flujo helicoidal o de tipo Alabama y los floculadores en medio poroso, son las mejores alternativas.
- Los gradientes de velocidad más adecuados para la floculación deben determinarse, siempre que sea posible, a través de ensayos de coagulación. No habiéndose realizado investigaciones de laboratorio, se preverá un gradiente de velocidad en el primer compartimiento del floculador igual o menor a 70 s^{-1} y un mínimo para el último compartimiento, igual o mayor a 10 s^{-1} . Normalmente, a esos valores corresponden velocidades del orden de 0,30 a 0,10 m/s.
- El tiempo de detención en el tanque o canal de floculación estará entre 20 y 30 minutos, a no ser que en casos especiales, investigaciones de laboratorio justifiquen valores fuera de este intervalo.

- La velocidad del agua a lo largo de las chicanas deberá estar comprendida entre 0,30 m/s al comienzo de la floculación y 0,10 m/s al final.
- La separación mínima entre chicanas deberá ser de 0,60 m; que podrá ser menor, en caso que las chicanas sean fácilmente removibles, por ejemplo con guías o ranuras en la pared.
- En los floculadores de flujo horizontal, la separación máxima entre el extremo de la chicana y la pared del canal no debe ser superior a lo largo de la propia chicana. El criterio equivalente en los floculadores de flujo vertical es mantener una profundidad del agua no inferior a 3 veces la separación entre chicanas.
- La separación entre la extremidad de la chicana y la pared del canal, o sea el pasaje libre entre dos chicanas consecutivas, debe ser igual a 1,5 veces el espacio entre las chicanas⁵.

5.5.5 Sistema de sedimentación

- El periodo de diseño, teniendo en cuenta criterios económicos y técnicos es de 8 a 16 años.
- El número de unidades mínimas en paralelo es de dos para efectos de mantenimiento.
- El periodo de operación es de 24 horas por día.
- El tiempo de retención será entre 2 - 6 horas.
- La carga superficial será entre los valores de 2 - 20 m³/m²/día.
- La profundidad del sedimentador será entre 1,5 – 2,5 m.
- La relación de las dimensiones de largo y ancho (L/B) será entre los valores de 3-6.
- La relación de las dimensiones de largo y profundidad (L/H) será entre los valores de 5 - 20.
- El fondo de la unidad debe tener una pendiente entre 5 a 10% para facilitar el deslizamiento del sedimento.
- La velocidad en los orificios no debe ser mayor a 0,15 m/s para no crear

- Perturbaciones dentro de la zona de sedimentación.
- Se debe aboquillar los orificios en un ángulo de 15° en el sentido del flujo.
- La descarga de lodos se debe ubicar en el primer tercio de la unidad, pues el 80% del volumen de los lodos se deposita en esa zona.
- Se debe efectuar experimentalmente la determinación del volumen máximo que se va a producir.
- El caudal por metro lineal de recolección en la zona de salida debe ser igual o inferior a 3 l/s.
- La sección de la compuerta de la evacuación de lodos (A_c) debe mantener la relación. Donde t es el tiempo de vaciado.

$$A_c = \frac{Ax\sqrt{W}}{4850xt}$$

- La ubicación de la pantalla difusora debe ser entre 0,7 a 1,00 m de distancia de la pared de entrada.
- Los orificios más altos de la pared difusora deben estar a 1/5 o 1/6 de la altura (H) a partir de la superficie del agua y los más bajos entre 1/4 ó 1/5 de la altura (H) a partir de la superficie del fondo²².

5.5.6 Sistema de cloración

- El cloro es proporcionado en cilindros metálicos resistentes, de 50 a 1.000 kilogramos y en contenedores. Puede ser utilizado en forma líquida o gaseosa. Los cilindros tienen las siguientes características:
 - a) Son de acero.
 - b) La máxima densidad de llenado es 125%. Se define así a la razón de porcentaje entre el peso del gas en el cilindro o contenedor y el peso del agua que puede contener a una temperatura de 15,6 °C (70 °F).
 - c) Se equipan con sistemas de seguridad (válvulas, protectores).
 - d) Se someten a pruebas de presión a intervalos regulares, de acuerdo con las normas correspondientes.

- El consumo de cloro necesario para la desinfección del agua se estima en 5 mg/L, con un mínimo de 1,0 mg/l. Para la oxidación y preparación de compuestos, se estima de acuerdo con las necesidades de tratamiento.
- Instalaciones con un consumo superior a 50 Kg./d deben prever el uso de cilindros de una tonelada y para el traslado de los cilindros deben considerarse dispositivos que permitan hacer esta tarea bajo condiciones de seguridad.
- Debe preverse un almacenamiento de cloro suficiente para atender por lo menos 10 días de consumo máximo. En instalaciones con capacidad inferior a 10.000 m³/d o 100 l/s debe preverse un almacenamiento para períodos mínimos de 30 días.
- El número de envases de cloro en uso dependerá básicamente del máximo flujo que se pueda obtener de cada cilindro. En la tabla XIII indica la cantidad mínima de cilindros que debe haber en servicio, vacíos y de reserva, a fin de mantener un suministro continuo de cloro en la planta.

Tabla XIII. Número de cilindros necesarios según la capacidad requerida

Cilindro de 75 Kg.				Cilindros de 1000 Kg.			
Capacidad requerida Kg./día	En servicio	Vacíos	Reserva mínima	Capacidad requerida Kg./día	En servicio	Vacíos	Reserva mínima
0-18	1	2	3	54-100	1	1	2
18-36	2	4	6	180-360	2	2	4
36-72	3	6	9	360-540	3	3	6
54-72	4	8	12	540-720	4	4	8
72-90	5	10	15	720-900	5	5	10
90-100	6	12	18	900-1000	6	6	12
				>1000	Usar evaporador		

- En instalaciones situadas en localidades distantes de los centros productores de cloro, el almacenamiento debe tener en cuenta las dificultades para la compra y transporte del producto
- En instalaciones con consumo de hasta 50 Kg./día, los cilindros y los equipos de cloración pueden instalarse en la misma área.

- En instalaciones de consumo mayor, deben instalarse en áreas separadas. El área de localización de los equipos cloradores debe contar con los medios de seguridad previstos para la sala de almacenamiento de cloro.
- Los cilindros con capacidad igual o inferior a 75 kilogramos de cloro deben ser almacenados o utilizados en posición vertical, directamente sobre una balanza. Deben contar con una cadena o barra de seguridad que evite el volteo en caso de una explosión o sismo.
- El control de la cantidad de cloro disponible debe ser hecho por pesaje continuo o por un dispositivo que indique la presión de los cilindros en uso.
- El uso de hipoclorito de calcio o sodio, por ser 10 veces más caro que el cloro líquido envasado a presión en cilindros, debe quedar restringido a instalaciones de capacidad inferior a 10 l/s, o solo cuando se demuestre que es la mejor alternativa.
- El almacenamiento de hipoclorito de sodio debe hacerse en un lugar techado, ventilado, seco y libre de materiales combustibles. Este producto es muy inestable; el período de almacenamiento no debe ser mayor de un mes.
- El hipoclorito de sodio debe utilizarse directamente del recipiente en que es transportado.
- El hipoclorito de calcio se expende en forma granular en tambores de 45 a 50 kilogramos. Debe ser disuelto previamente en agua para ser dosificado por vía húmeda, tomando en cuenta lo siguiente:
La concentración máxima de la solución debe ser inferior a 10 %.
Deben existir dos tanques de disolución, con capacidad mínima individual para 12 horas de operación.
- Es necesario conocer el consumo del producto de acuerdo con la capacidad de la planta. La información necesaria es la siguiente:
 - a) caudal del proyecto (Q en l/s);
 - b) dosificación esperada (dosis mínima y máxima en mg/l);
 - Las dosis mínima y máxima se basan en un porcentaje de cloro disponible de 70% para el hipoclorito de calcio y de 13% para el hipoclorito de sodio.
 - Las dosis indicadas corresponden a la práctica usual; para la determinación precisa de la dosificación, se requiere efectuar el ensayo de demanda de cloro o curva al punto de quiebre⁷.

5.6 Filosofía de operación

La planta potabilizadora esta diseñada para que con una operación adecuada, pueda producir continuamente el caudal de diseño y satisfacer las normas de calidad de agua establecidas. Las características propias del diseño son cuatro factores principales: confiabilidad, automatización y control, mano de obra y flexibilidad, la mano de obra determina que la planta posea las condiciones requeridas para una operación y mantenimiento óptimos, dando capacitación a los obreros para que puedan operar en las condiciones normales y en las diferentes contingencias que puedan presentar la planta.

La confiabilidad es el factor más importante, ya que la planta potabilizadora, debe satisfacer en todo momento los requerimientos de calidad estipulados. Para ello en algunas entradas y salidas de los equipos y unidades de la planta se controlará el flujo, para una operación confiable garantizando que la operación sea con los caudales de diseño. Además de que los operadores tendrán la capacidad de responder adecuadamente a los cambios del caudal de agua cruda y a las modificaciones de calidad de la misma.

La flexibilidad asegura la producción normal de la planta, para ello la planta tiene la capacidad de operar continuamente, aunque halla que realizar mantenimiento o reparación en uno o más equipos o unidades quedando fuera de servicio. Tomando en cuenta está problemática, los equipos que presentan mayor necesidad de mantenimiento y/o reparación tienen modificaciones en sus diseños ó la adición de equipo, tales equipos son: El Desarenador D-100, El Sistema de Bombeo B-100A,B,C,D,E,F,G,R y Floculador F-200.

En el caso del Desarenador D-100 fue diseñado con dos canales, debido a que este equipo recolecta partículas suspendidas con velocidades de sedimentación grandes, generando lodos en el fondo del equipo, por lo que es indispensable realizar un desfogue de dichos lodos y para no interrumpir la línea de operación, se desvía el fluido hacia el otro canal, teniendo la flexibilidad de poder realizar el mantenimiento del equipo sin interrupción en el proceso.

En El Sistema de Bombeo B-100A,B,C,D,E,F,G,R es de saberse que los motores sufren averías, para garantizar el flujo de diseño se implemento una bomba de relevo, realizando el mantenimiento sin tener que parar el proceso.

Para El Floculador F-200 se le integraron dos salidas de lodos por cada mampara, para que en el caso de alguna excesiva acumulación de floculos se realice un desfogue a cada mampara, realizando dicho mantenimiento sin interrumpir el proceso aunque existiría una disminución del flujo en la línea de proceso.

La automatización del proceso estará integrada por medidores y controladores de flujo y nivel, utilizando como elemento de acción válvulas de control. Los cuales estarán colocados de la siguiente forma:

Se localiza una válvula de control en la salida de la Presa de Captación P-100, la cual regulará el flujo a 100 l/s con la señal de un controlador midiendo el flujo antes de la entrada del Desarenador D-100.

Un medidor de nivel que se encontrará en el Tanque de Succión T-100 mandando una señal a un controlador el cual accionará a una válvula de control que se encuentra después del Sistema de Bombeo mandando abrir si se llega al nivel bajo crítico y cerrar si se llega al nivel alto crítico en el Tanque de Succión T-100.

Otra válvula de control estará localizada en la salida del Tanque Receptor T-201, la cual recibirá señal de un controlador, tal señal dependerá del registro de nivel de un medidor que se localizado en el Tanque Receptor T-201, la señal que recibirá la válvula será dependiendo del valor de nivel con la siguiente lógica, mandará que cierre la válvula si el Tanque Receptor T-201 se encuentra en el nivel alto crítico y abrir dicha válvula y si el medidor registra nivel bajo crítico, además de que el controlador realiza la función de regular el flujo teniendo como set point 100 l/s, de dando prioridad al primer criterio.

Se implementa un medidor y registrador de pH antes de la entrada a la rampa de coagulador.

En la alimentación de solución de sulfato de aluminio se encuentra una válvula de control que funcionará con los comandos de un controlador que recibe señal de un medidor que se encuentra antes de la entrada del Canal Rectangular con Resalto Hidráulico R-200, dicho controlador realizará la acción de relación de flujos entre la alimentación del sulfato de aluminio y el flujo de agua antes de la entrada del Canal Rectangular con Resalto Hidráulico R-200, dependiendo del valor de flujo medido mandara a abrir ó cerrar a dicha válvula.

En la línea de alimentación de solución de cloro, se encuentra una válvula de control que funcionará con la señal del controlador que recibe señal de un medidor de flujo que se encuentra antes de la entrada del Tanque de Cloración C-200, dicho controlador realizará la acción de relación de flujos entre el flujo de la solución de cloro y el flujo de agua a la entrada del Tanque de Cloración, dependiendo del valor de flujo medido mandará a abrir ó cerrar.

5.7 Diagrama de tuberías e instrumentación. (Ver anexo D)

5.8 Plano de localización. (Ver anexo D)

5.9 Hojas de datos

HOJA DE ESPECIFICACIONES TANQUES DE ALMACENAMIENTO			
CLIENTE LUGAR SERVICIO AREA	TANQUE SUCCION T-100	CANTIDAD No EQUIVALENTE FABRICANTE TIPO	1
	MAGDALENA CONTRERAS		
DATOS DE PROCESO			
CAPACIDAD (GALONES) TOT 18494		OPERACIÓN _____ALMACENAMIENTO _____	
PRODUCTO _____AGUA_____		DENSIDAD _____ 62.44 _lb/ft ³ _____	
PRESIÓN DEL CUERPO (Psig) _14.7_		PRESIÓN DE LA CHAQUETA _NO APLICA_	
TEMPERATURA DEL CUERPO (°F)51.8		TEMPERATURA DE LA CHAQUETA _NO APLICA_	
CONSTRUCCION			
TIPO DIAMETRO TIPO DE TAPA ESPESORES SOPORTES	CUBICO	LONGITUD(mm) INFERIOR TAPAS	
	0.2 m		
MATERIALES			
CUERPO	CONCRETO A.		
PARTES INTERNAS	NO APLICA	CHAQUETA	
TUBERIA INTERIOR		PARTES EXTERNAS	
EMPAQUES		CUELLO DE	NO APLICA
ESCALERAS	METAL	BOQUILLAS	
SOPORTE		BRIDAS	
		ANILLO DE	1
		REFUERZO	
		TORNILLOS	
		TUERCAS	
DATOS DE DISEÑO MECANICO			
		EFICIENCIA DE JUNTAS	
CODIGOS			
RADIOGRAFIA			
PRUEBA HIDROSTATICA DEL		CHAQUETA	
CUERPO		CHAQUETA	
PRUEBA HIDROSTATICA DE LA		INTERIOR _14.7_	EXTERIOR _____
CHAQUETA		51.8 °F	CTAPS
PRESIÓN DE DISEÑO(Psig)			COEF SISMICO
TEMPERATURA DE DISEÑO			PESO OPERACIÓN 7E4
CORROSION PERMISIBLE			Kg
FABRICACION SOLDADA			
CARGA DEL VIENTO			
PESO VACIO			
PINTURA	VINILICA	SOPORTE DE	
RECUBRIMIENTO		AISLANTE	
AISLANTE			
OBSERVACIONES			

HOJA DE ESPECIFICACIONES TANQUES DE ALMACENAMIENTO			
CLIENTE LUGAR SERVICIO AREA	TANQUE RECEPTOR T-201	CANTIDAD No EQUIVALENTE FABRICANTE TIPO	
	MAGDALENA CONTRERAS		
DATOS DE PROCESO			
CAPACIDAD (GALONES) TOT 15852		OPERACIÓN _____ ALMACENAMIENTO _____	
PRODUCTO _____ AGUA _____		DENSIDAD _____ 62.44 lb/ft ³ _____	
PRESIÓN DEL CUERPO (Psig) 14.7		PRESIÓN DE LA CHAQUETA NO APLICA	
TEMPERATURA DEL CUERPO (°F) 51.8		TEMPERATURA DE LA CHAQUETA NO APLICA	
CONSTRUCCION			
TIPO DIAMETRO TIPO DE TAPA ESPESORES SOPORTES	CUBICO	LONGITUD(mm) INFERIOR	
		TAPAS	
	0.2 m		
MATERIALES			
CUERPO	CONCRETO A.		
PARTES INTERNAS	NO APLICA	CHAQUETA	
TUBERIA INTERIOR		PARTES EXTERNAS	
EMPAQUES		CUELLO DE	NO APLICA
ESCALERAS	METAL	BOQUILLAS	
SOPORTE		BRIDAS	
		ANILLO DE REFUERZO	1
		TORNILLOS	
		TUERCAS	
DATOS DE DISEÑO MECANICO			
		EFICIENCIA DE JUNTAS	
CODIGOS			
RADIOGRAFIA			
PRUEBA HIDROSTATICA DEL CUERPO		CHAQUETA	
PRUEBA HIDROSTATICA DE LA CHAQUETA		CHAQUETA	
PRESIÓN DE DISEÑO(Psig)	INTERIOR 14.7	EXTERIOR _____	
TEMPERATURA DE DISEÑO	51.8 °F	CTAPS	
CORROSION PERMISIBLE		COEF SISMICO	
FABRICACION SOLDADA		PESO OPERACIÓN 6E4	
CARGA DEL VIENTO		Kg	
PESO VACIO			
PINTURA	VINILICA	SOPORTE DE	
RECUBRIMIENTO		AISLANTE	
AISLANTE			
OBSERVACIONES			

HOJA DE ESPECIFICACIONES TANQUES DE ALMACENAMIENTO			
CLIENTE LUGAR SERVICIO AREA	TANQUE ALMACENAMIENTO T-202		CANTIDAD No EQUIVALENTE FABRICANTE TIPO
	MAGDALENA CONTRERAS		
DATOS DE PROCESO			
CAPACIDAD (GALONES) TOT 1321000		OPERACIÓN _____ ALMACENAMIENTO _____	
PRODUCTO _____ AGUA _____		DENSIDAD _____ 62.44_lb/ft ³ _____	
PRESIÓN DEL CUERPO (Psig) 14.7		PRESIÓN DE LA CHAQUETA NO APLICA	
TEMPERATURA DEL CUERPO (°F) 51.8		TEMPERATURA DE LA CHAQUETA NO APLICA	
CONSTRUCCION			
TIPO DIAMETRO TIPO DE TAPA ESPESORES SOPORTES	CUBICO	LONGITUD(mm) INFERIOR TAPAS	
	0.2 m		
MATERIALES			
CUERPO	CONCRETO A.		
PARTES INTERNAS	NO APLICA	CHAQUETA	
TUBERIA INTERIOR		PARTES EXTERNAS	
EMPAQUES	METAL	CUELLO DE	NO APLICA
ESCALERAS		BOQUILLAS	
SOPORTE		BRIDAS	
		ANILLO DE	1
		REFUERZO	
		TORNILLOS	
		TUERCAS	
DATOS DE DISEÑO MECANICO			
			EFICIENCIA DE JUNTAS
CODIGOS			
RADIOGRAFIA			
PRUEBA HIDROSTATICA DEL CUERPO			CHAQUETA
PRUEBA HIDROSTATICA DE LA CHAQUETA			CHAQUETA
PRESIÓN DE DISEÑO(Psig)	INTERIOR 14.7		EXTERIOR _____
TEMPERATURA DE DISEÑO	51.8 °F		CTAPS
CORROSION PERMISIBLE			COEF SISMICO
FABRICACION SOLDADA			PESO OPERACIÓN 5E6
CARGA DEL VIENTO			Kg
PESO VACIO			
PINTURA	VINILICA		SOPORTE DE
RECUBRIMIENTO			AISLANTE
AISLANTE			
OBSERVACIONES			

HOJA DE ESPECIFICACIONES
PARA PRODUCTOS QUIMICOS

CLIENTE LUGAR SERVICIO AREA		CANTIDAD No. EQUIVALENTE FABRICANTE TIPO	
DATOS GENERICOS			
NOMBRE COMERCIAL NOMBRE QUIMICO COMPOCISION QUIMICA FORMULA QUIMICA	Alumbre de perla		
	Sulfato De Aluminio		
	Al ₂ (SO ₄) ₃ .14H ₂ O		
DATOS DE PROCESO			
PARA USO Y MANEJO EN	COAGULACIÓN DE AGUA		
PROVEDOR	TELEFONO		
PRESENTACION	CRISTALES	ENVASADO	
RECIPIENTE COSTALES	NORMAL	VENTILADO	
CARACTERISTICAS FISICAS Y QUIMICAS			
COLOR	Blanco	OLOR	Sin Olor Caracteristico
FORMA	Al ₂ (SO ₄) ₃ .14H ₂ O	DENSIDAD	SABOR
PUNTO DE EBULLICIÓN		pH	3-4 en solución al 1% en agua
LIMITE DE INFLAMABILIDAD O EXPLOSION		SUPERIOR	INFERIOR
TEMPERATURA DE AUTOIGNICION		PUNTO DE FUSION	
PRESION DE VAPOR		PUNTO DE IGNICION	
GRADO DE RIESGO E IDENTIFICACION DEL PRODUCTO			
TOXICIDAD			
FLAMABILIDAD	No inflamable ni combustible.		
REACTIVIDAD O INESTABILIDAD QUIMICA			
RIESGO DE RADIACION			
INCOMPATIBILIDAD			
COMPUESTOS O SUSTANCIAS	Corrosivo en metales con presencia de agua		
MANEJO Y ALMACENAMIENTO			
RECOMENDACIONES			
OBSERVACIONES			
Eliminar toda fuente de calor que lo lleve a la combustión. No inhalar los gases producidos.			
Evacuar o aislar el área de peligro. Restringir el acceso a personas innecesarias y sin la debida protección.			
Almacenamiento: Lugares ventilados, frescos y secos. Lejos de fuentes de calor e ignición.			

HOJA DE ESPECIFICACIONES PARA PRODUCTOS QUIMICOS			
CLIENTE LUGAR SERVICIO AREA		CANTIDAD No. EQUIVALENTE FABRICANTE TIPO	
DATOS GENERICOS			
NOMBRE COMERCIAL NOMBRE QUIMICO COMPOCISION QUIMICA FORMULA QUIMICA	CLORO		
	DICLORO		
	Cl ₂		
DATOS DE PROCESO			
PARA USO Y MANEJO EN	DESINFECCIÓN DE AGUA		
PROVEDOR		TELEFONO	
PRESENTACION		ENVASADO	
RECIPIENTE CILINDROS	NORMAL	VENTILADO	
CARACTERISTICAS FISICAS Y QUIMICAS			
COLOR	Amarillo verdoso gas	OLOR	Irritante y picante
FORMA	Cl ₂	DENSIDAD	1.47 kg/L 0°C
PUNTO DE EBULLICIÓN	-34.1 °C	pH	
LIMITE DE INFLAMABILIDAD O EXPLOSION		SUPERIOR	INFERIOR
TEMPERATURA DE AUTOIGNICION		PUNTO DE FUSION	-101.0 °C
PRESION DE VAPOR	6.64 atm 0°C	PUNTO DE IGNICION	
GRADO DE RIESGO E IDENTIFICACION DEL PRODUCTO			
TOXICIDAD	Tóxico y Corrosivo		
FLAMABILIDAD	No combustible		
REACTIVIDAD O INESTABILIDAD QUIMICA			
RIESGO DE RADIACION			
INCOMPATIBILIDAD			
COMPUESTOS O SUSTANCIAS	Alcoholes. Amoniaco, Acetileno, Etileno, Hidrógeno, Antimonio, Flúor, Pentafluoruro de Bromo, Goma sintética y Acido Sulfámico acuoso, Agentes Reductores - Reacción violenta y explosiva.		
	Metales finamente divididos como el Aluminio, Cobre, Hierro, Potasio y Sodio - Riesgo de incendio.		
	No Metales como Boro y Carbón Activado - Riesgo de incendio.		
	Bismuto, Gasolina Hidróxido de Sodio - reacción violenta.		
MANEJO Y ALMACENAMIENTO			
RECOMENDACIONES			
OBSERVACIONES			
Trabajar en un lugar con buena ventilación.			
Aplicar procedimientos de trabajo seguro.			
Respetar prohibiciones de no fumar, comer y beber algún tipo de bebida en los lugares de trabajo.			
Uso de protección respiratoria (respiradores o máscaras) sólo en caso de sobrepasarse los límite permisibles ponderado o absoluto. Debe ser específica para Cloro.			
Uso de lentes de seguridad con protección lateral o careta facial, resistente al producto químico.			

6. COSTOS

6.1 Estimación de costos

Para evaluar los costos de los tratamientos planteados en las alternativas y con los gastos seleccionados, se realizó un dimensionamiento preliminar de las instalaciones de tratamiento requeridas.

La estimación de los equipos que son de concreto armado como son: Presa de Captación (P-100), Desarenador (D-100), Tanque de Succión (T-100), Tanque de Recepción (T-201), Canal Rectangular con Resalto Hidráulico (R-200), Tanque Floculador (F-200), Sedimentador (S-200), Tanque de Cloración (C-200) y Tanque de Almacenamiento (T-202), se estimaron considerando que el precio del metro cúbico de concreto es de \$2,442, fue cotizado con precios del año 2009. Realizando el cálculo del volumen de concreto necesario para su construcción de cada uno los equipos antes mencionados y multiplicando el volumen de concreto por el precio del mismo.

En el caso de la tubería se consideró el precio de \$139.4 por cada metro de tubería de PVC RD-26 con un diámetro de 5", según la compañía CEA Querétaro en diciembre del 2009, estimando el costo solo conociendo la distancia requerida en cada parte de la planta y multiplicando el precio por metro de la tubería se determinó el costo de cada línea más un 60% por los accesorios.

En el caso del Sistema de Bombeo se utilizó un programa que calcula el costo de la bomba ó bombas que requieren un proceso para cubrir ciertas características del mismo²³.

El costo del inyector se obtuvo de una publicación en Internet²⁴.

Tabla XIV Costos de los equipos.

Equipos	Costo \$
Presa de Captación (P-100)	4,308.63
Tubería Línea 2	24,046.5
Desarenador (D-100)	16,174.64
Tubería de la Línea 3	2,404.65
Tanque de Succión (T-100)	57,296.22
Tubería de la Línea 4	1,202.325
Sistema de Bombeo(B-10A,B,C,D,E,F,G)	149,334.00
Tubería de la línea 5	165,936.55
Tanque Receptor (T-201)	51,700.50
Tubería de la línea 6	2,404.65
Canal Rectangular con Resalto Hidráulico (R-200)	20,802.28
Tanque Floculador (F-200)	180,473.904
Sedimentador (S-200)	36,938.11
Tubería de la línea 7	1,202.32
Tanque de cloración (C200)	99,930.78
Inyector de cloro	332.92
Tubería de la línea 8	1,202.32
Tubería de la Línea 9	1,202.32
Tanque de almacenamiento (T-202)	1,035,625.46
Costo total	1,852,519.129

6.2 Población beneficiada

La población que se pretende beneficiar con la planta propuesta en este proyecto es más de 7000 habitantes por un período de cinco meses siendo en la colonia “El Ocotal” de la delegación Magdalena Contreras.

6.3 Ventajas

Las ventajas que tendrá la planta potabilizadora se mencionan a continuación:

- Uso sustentable del agua del río.
- Agua potable en la colonia “El Ocotal” por aproximadamente 5 meses al año.
- Evitar enfermedades por beber agua contaminada.
- Empleo de mano de obra y materiales locales.
- Escaso consumo de energía.
- Costos mínimos de operación y mantenimiento con respecto al actual suministro.

6.4 Relación costo beneficio

Diferentes métodos pueden ser utilizados para calcular la relación Costo/Beneficio. Los métodos más sofisticados consideran el tiempo y el valor del dinero como parte del análisis Costo/Beneficio. La relación costo beneficio para nuestro proyecto no es del tipo económico dado que no se trata de una empresa privada la que esta realizando dicho proyecto y planea recuperar su inversión, los recursos se planean obtener por parte de la delegación Magdalena Contreras junto con el apoyo de CONAGUA y aquí el tipo de beneficio que se espera obtener es del tipo social más que del tipo económico.

6.5 Comparación de costos en el suministro de agua potable en el valle de México, respecto a la planta potabilizadora propuesta.

Actualmente en la Zona Metropolitana del valle de México se demanda aproximadamente 70 m³/s, pero cada vez es insuficiente ya que para los próximos tres años se pronostica un aumento aproximado del 7 % en la población lo que originará un aumento de 5 m³/s en el suministro de agua en el valle de México y en

contraste existirán menos fuentes de abastecimiento, teniendo la necesidad de buscar fuentes nuevas, fuentes externas al valle de México y/o implementar sistemas de abastecimiento sustentables para garantizar el suministro.

La planta propuesta en este proyecto en la colonia “El Ocotal” pretende ser la alternativa para un futuro en la delegación Magdalena Contreras, que sería independiente de los demás sistemas de abastecimiento, teniendo muy bajos costos de traslado en comparación a los existentes actualmente.

6.6 Costos de operación

En la siguiente tabla se muestra los insumos que se generan al estar en funcionamiento la planta, para el consumo de energía eléctrica y de sustancias químicas. Considerando 12 horas por día en los que estará operando la planta durante aproximadamente 5 meses en el año, siendo estos meses de época de lluvia.

Tabla XV Costos de operación.

Consumo	\$/año
Energía eléctrica	1,671,885.425
Sulfato de aluminio	1,007,769.6
Cloro	551.741
Total	2,680,206.766

El costo por el traslado de agua en éste proyecto para la colonia “El Ocotal”, es de \$ 2,58 por cada metro cúbico de agua enviada, solo considerando el consumo eléctrico, y para el proceso de potabilización el costo es de 0,642 \$/m³ de agua tratada, tomando en cuenta el consumo de cloro y de sulfato de aluminio. El costo total que genera el agua que es tratada y enviada hacia la colonia “El Ocotal” es de 4.136 \$/m³.

Realizando una comparación en los costos de operación de éste proyecto con los del sistema Cutzamala, siendo éste último el más importante en el suministro de agua potable para el Valle de México, se puede determinar que el costo de operación que presenta ésta nueva planta es aceptable, ya que si se pretende buscar alternativas para fuentes de agua que sean menos costosas que las actuales, generando costos de 6.305 \$/m³ el sistema Cutzamala para abastecer de agua potable al Valle de

México y en éste nuevo proyecto se contempla un gasto de 4.136 \$/m³ resultando de menor costo, por lo que es económicamente aceptable para la implementación de la planta propuesta en éste trabajo. Aunque el proyecto es económicamente aceptable, la planta potabilizadora tiene como principal objetivo el proveer de agua a la colonia el “El Ocotál” aprovechando los recursos naturales de la zona a partir de un proceso sustentable, lo que no fue contemplado en el diseño de las dos plantas existentes en la cuenca del Río Magdalena.

El costo que genera abastecer de agua potable al Valle de México es mayor que el establecido en las tarifas del cobro por dicho recurso, teniendo como ejemplo el costo de 4.136 \$/m³ de la nueva planta propuesta en éste proyecto y el precio que pagan los que reciben éste recurso es de solamente de 1.52 \$/m³, por lo que el resto será subsidio del gobierno, haciendo aun más atractivo éste proyecto²⁵.

CONCLUSIONES

Se logró el diseño la planta potabilizadora para la colonia el “Ocotál”, basándose al *Plan Maestro de Manejo Integral y Aprovechamiento Sustentable de las Cuencas del Río Magdalena y del río Eslava*. Y se pudo realizar la ingeniería conceptual y básica para la implementación y operación de la planta potabilizadora para que está no alterará al medio, garantizando la supervivencia del río.

Con esto se beneficiará a más de 7000 habitantes residentes de la colonia “El Ocotál” los cuales actualmente reciben agua por medio de pipas que les cobran una cierta cantidad de dinero por dicho servicio. Teniendo como costo aproximado en éste proyecto un costo de 2 millones de pesos con un 30% de margen. Dichos recursos se pretenden obtener de CONAGUA, GDF y de la delegación misma.

Este proyecto se realizó a partir de los datos que obtuvo Flores Pichardo María de los Ángeles⁹ determinando que la calidad del agua en el río Magdalena Contreras es buena, pero al no cumplir con los parámetros necesarios como son Coliformes Fecales, y Coliformes Totales requiere tratamiento de desinfección.

Por otra parte la planta al no estar colocada a lo largo del río no descargará sus aguas de lavado sobre el mismo además de que la planta al solo operar en época de lluvias no se afectará a la vida de éste río y evitará que esa cantidad de agua se vaya hacia el sistema de alcantarillado.

Es un hecho que es difícil el acceso a la información respecto a datos sobre la calidad en la que se encuentra el agua que diariamente es utilizada en nuestros hogares, trabajos, escuelas, etcétera, debido a que el procedimiento para obtenerla es complicado por parte de la Comisión Nacional del Agua y del sistema de Aguas de la Ciudad de México. Estas entidades son los organismos responsables de saber si esta agua ya potabilizada cumple con lo estipulado en la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994, Salud Ambiental, agua para uso y consumo humano límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización.

RECOMENDACIONES

- Realizar la prueba de demanda de cloro al punto de quiebre para encontrar la cantidad optima de cloro a utilizar en la desinfección.
- Realizar la prueba de jarras para determinar la adición más adecuada de coagulante.
- Implementar la tecnología para almacenar una gran cantidad de agua por un periodo aproximado de siete meses, siendo éstos meses de estiaje.
- Concientizar a los habitantes para hacer uso racional del agua con la que se dispone.
- Realizar campañas para fomentar y conocer las formas de reutilización del agua.
- Se recomienda tener una estrecha relación con los vecinos para que participen en la elaboración y mantenimiento de la planta.

REFERENCIAS

- 1.-Arboleda Jorge V. "Teoría y práctica de la purificación del agua" tomo 1 y2. Año 2000.
- 2.-Carrion Ing. José M. Pérez, Programa Regional OPS/EHP/CEPIS de Mejoramiento de Calidad de Agua para Consumo Humano – "Manual de Instrucción. Ciclo: Conceptos Generales sobre aprovisionamiento de agua" – "Módulo: Selección de Procesos en función del grado de desarrollo de las comunidades – 1991".
- 3.-Crisyc. "Acceso al agua potable: debe ser un derecho universal".
- 4.-Causa Enrique y Pinto Carlos, Investigación sobre procesos de coagulación. Floculación de aguas en plantas de tratamiento", Chile, 1974.
- 5.-Editorial (1999) 3ª Edición Romero Rojas, Jairo A. "Potabilización del agua"
- 7.-EPA. Desinfección con cloro. Folleto informativo de tecnología de aguas residuales. Environmental protection agency. Septiembre de 1999.
- 8.-Enrique Cabrera, Miguel Andrés and Francisco Planells, "Network maintenance through analysis of the cost water". Journal, AWWA, 1995.
- 9.-Flores Pichardo María de los Ángeles. Evaluación de la calidad del agua en el río Magdalena. Facultad de química UNAM. 2008.
- 10.-OCDE, ONU. "Boletín informativo de estadística". World Resources Institute. Enero 2008
- 11.-<http://www.crisyc.com/crisyc>. Octubre 22 del 2009.
- 12.-Werner Stumm. Chemistry of the solid water interfase, 1992.
- 13.-Secretaría de Medio Ambiente. Reporte ejecutivo de acciones periodo 2007-2008 del Programa del Rescate Integral de los Ríos Magdalena y Eslava. Gobierno del D.F. 2009.
- 14.-Jujnovsky Orlandini Julieta. Servicios ecosistémicos relacionados con el recurso agua en la cuenca del río Magdalena. Posgrado en ciencias bilógicas, Facultad de Ciencias, UNAM. Abril 2006.

15.-Musset, A. 1992. *El Agua en el valle de México: Siglos XVI-XVIII*. Pórtico de la ciudad de México. Centro de Estudios Mexicanos y Centroamericanos.

16.-Secretaría del Medio Ambiente. *Plan Maestro de Manejo Integral y aprovechamiento Sustentable de la Cuenca del Río Magdalena del Distrito Federal, Diagnóstico integral*. Gobierno del D.F: 2008.

17.- Organización Mundial de la Salud vol 1, 1984. "Guías para la calidad del agua potable"

18.-Richter C.A., *Mezcla rápida en vertederos rectangulares*. Revista Acodal, 1981.

19.-INFOSPAL, *Especificaciones para el diseño de las plantas potabilizadoras*. 1970.

20.-Vargas F., Correal H., *Manual de tratamiento de aguas Alfaomega*, 1970.

21.-NOM-127-SSA-"Salud Ambiental, Agua Para Uso Y Consumo Humano-Limites Permisibles De Calidad Y Tratamientos A Que Debe Someterse El Agua Para Su Potabilización".

22. - Pacific Institute *The World's Water 2000-2001*.

23.- Capital Cost Estimación Chemical Eng May 1980

24.-<http://uhsl.es/material-riesgo-a/12000/ficha/injectorisventurivento.html>

25.-www.invdes.com.mx/antiores/Febrero2009/htm/agua.html

ANEXO A

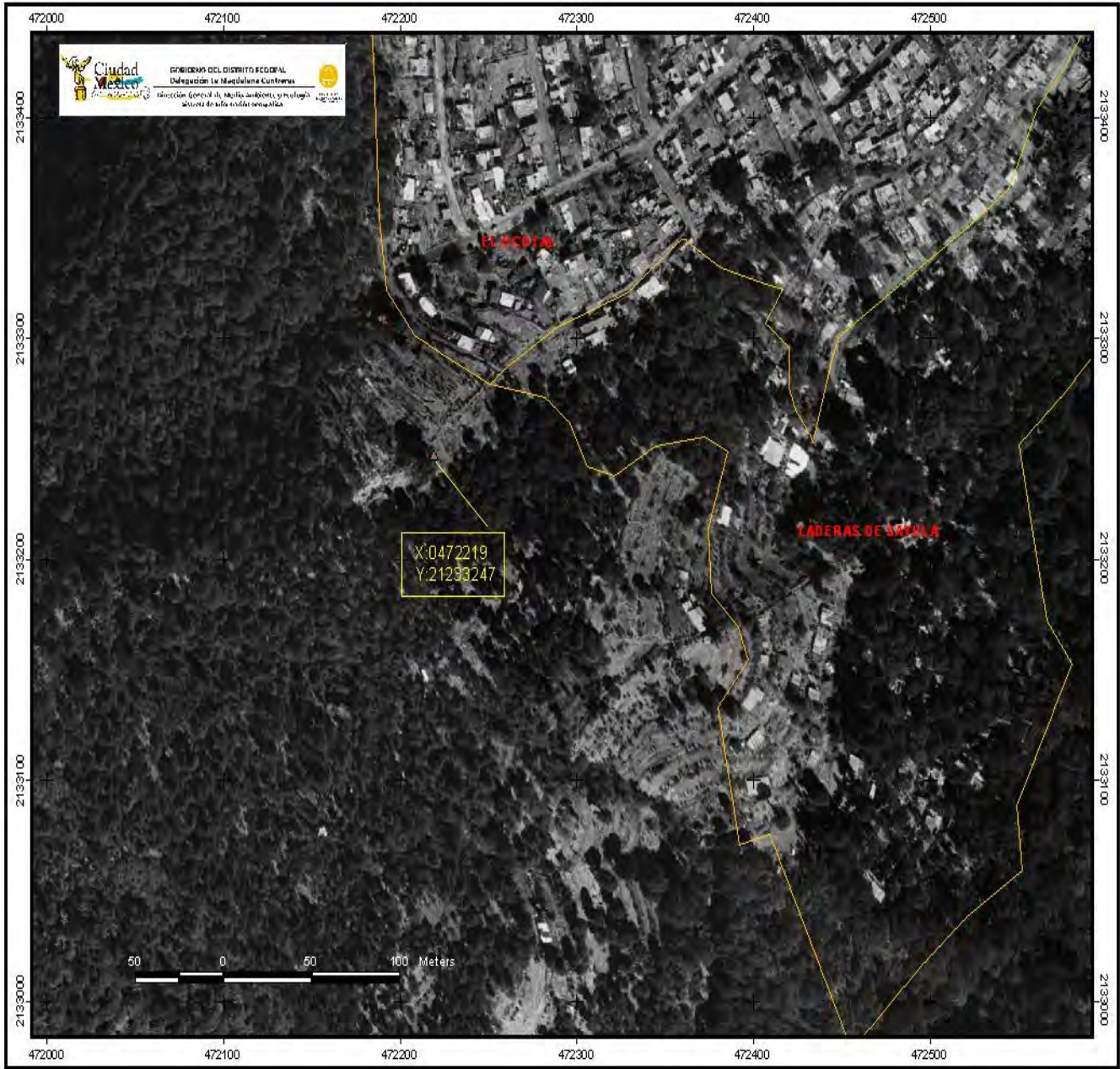


Figura XVII Ubicación de la planta potabilizadora en la colonia el Ocotál

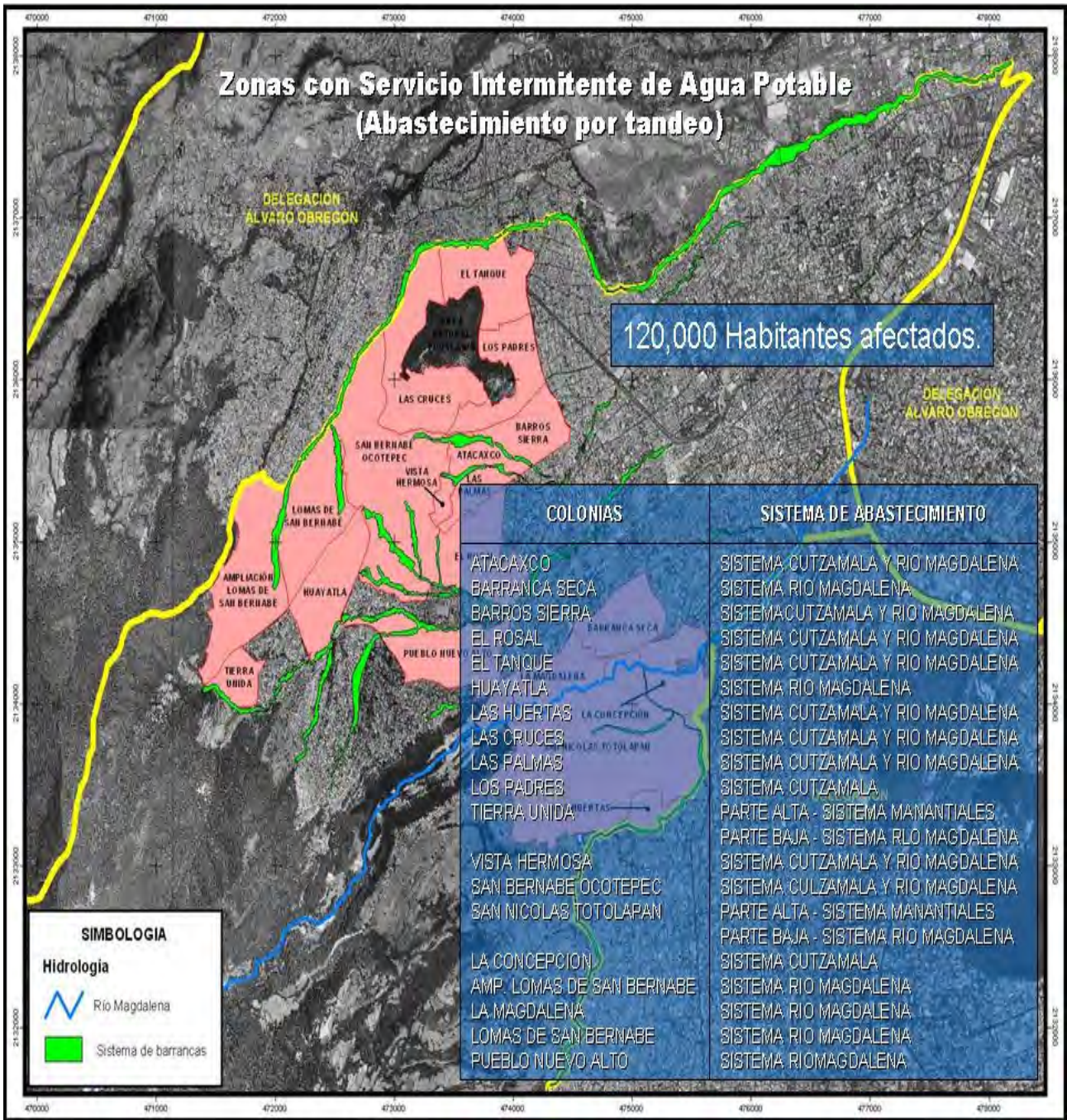


Figura XVIII Ubicación de las colonias que reciben agua por tandeo

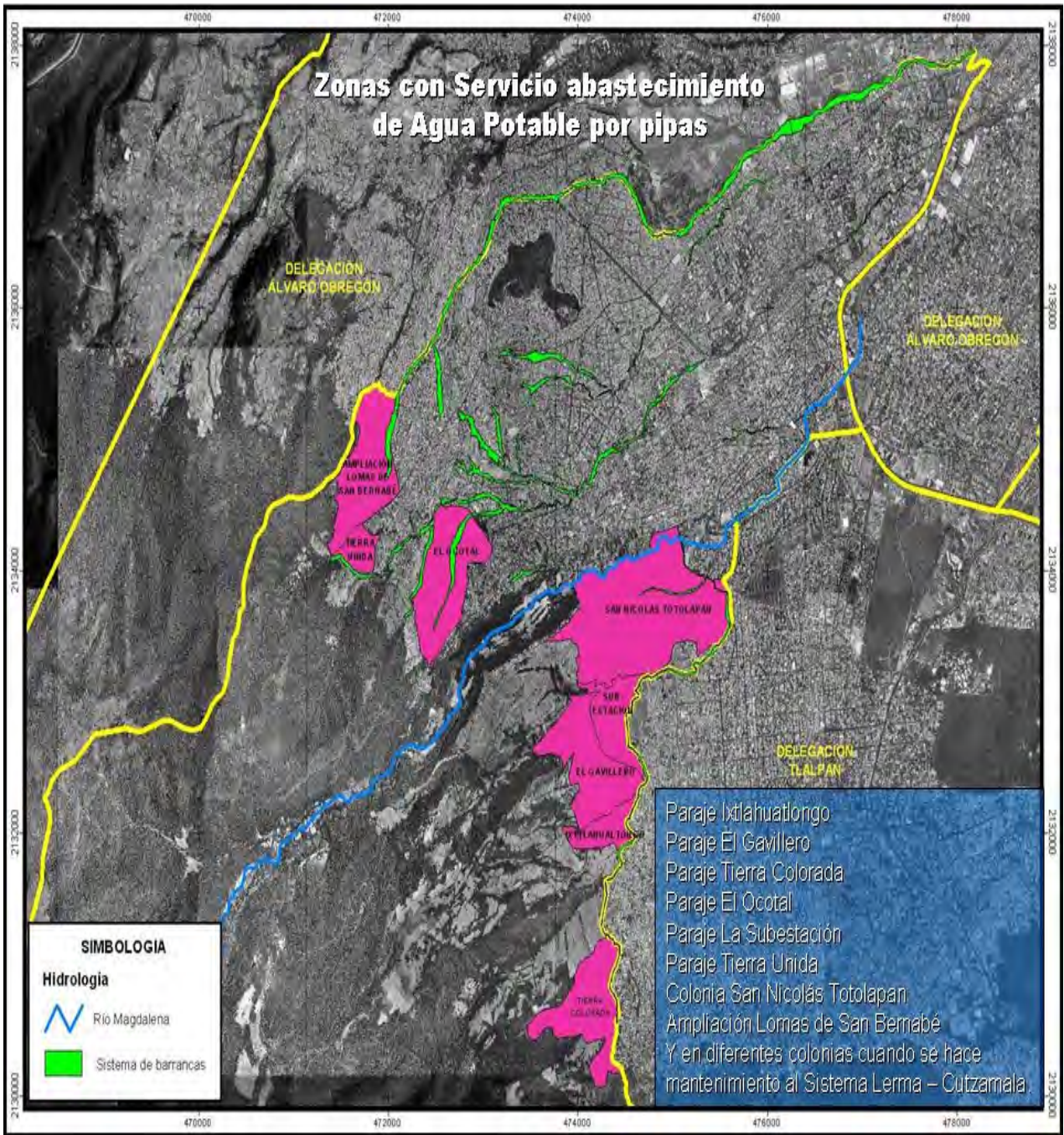


Figura XIX Ubicación de las colonias que reciben agua con pipas.



Figura XX Ubicación de la segunda planta potabilizadora



Figura XXI Principales descargas de agua contaminada al río

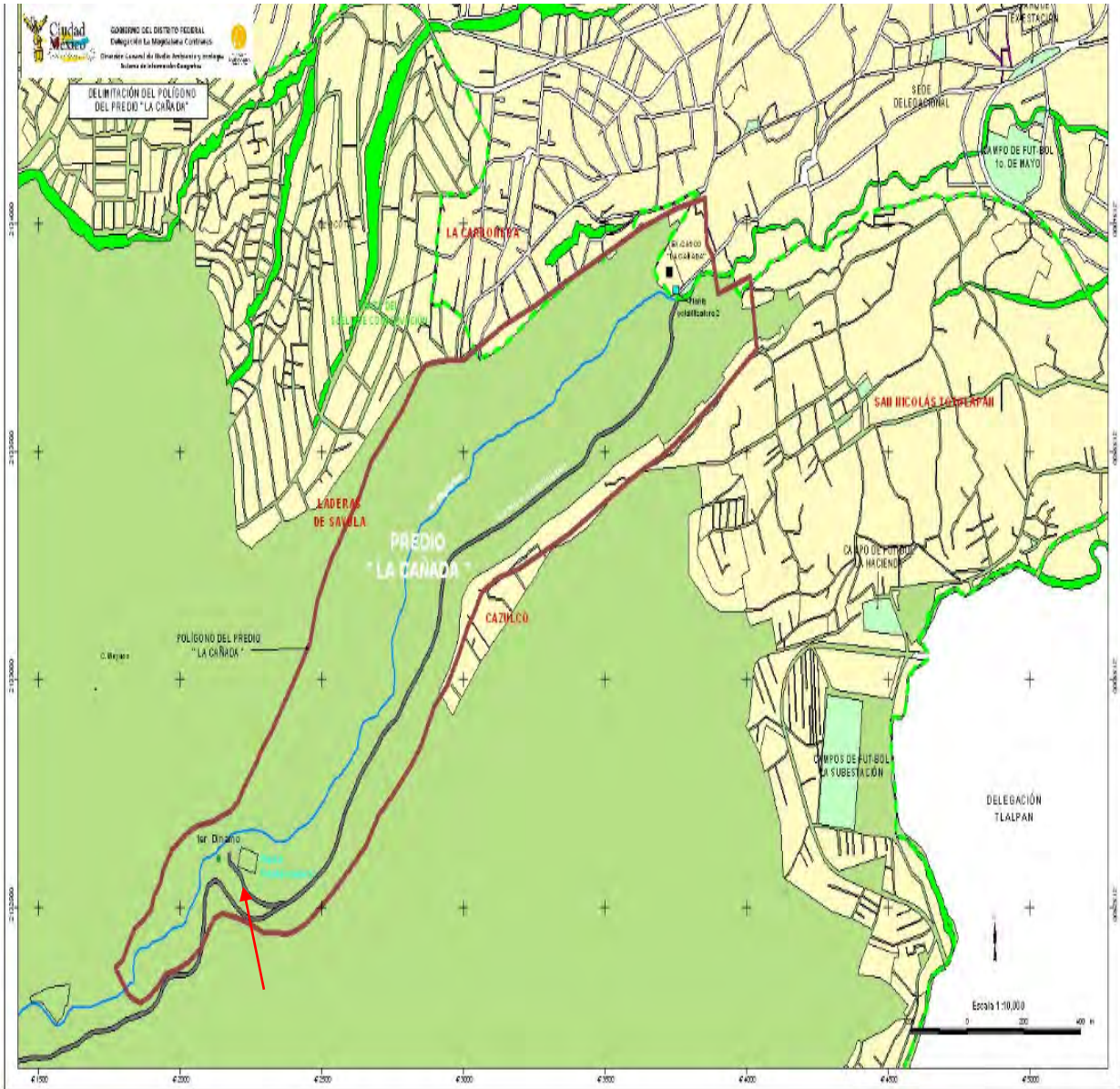


Figura XXII Ubicación de la primera planta potabilizadora

ANEXO B



Foto I. Presa en el primer dinamo (ubicación de la Presa de Captación).



Foto II. Parte superior de la colonia el “Ocotál” (ubicación del tren principal de tratamiento).



Foto III. Parte superior de la colonia el “Ocotál” (ubicación del tren principal de tratamiento).



Foto III. Pipa repartidora de agua potable en la colonia el “Ocotál”

ANEXO C

Captación

Paso	Dato		Unidad	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
	Carga sobre el vertedero h (m)	Gasto (l/s)					
1	0.01	1.4	m ³ /2/s m ³ /s	$G = CLh^{3/2}$ $L = \frac{G}{Ch^{3/2}}$	$L = \frac{0.1}{1.8 * 0.2^{3/2}}$	L = 0.621	m
	0.03	7.4					
	0.05	15.8					
	0.1	47.5					
	0.15	86.2					
	0.2	138					
2	C		m	$Alt = 2 * L$ $La = 2 * L$	$Alt = 2 * 0.621$ $La = 2 * 0.621$	Alt = 1.242 La = 1.242	m
	G						
3	L		m	$\tan \theta = \sqrt{\frac{gD}{V}}$ $V = \frac{V1 + V2}{2}$ $D = \frac{D1 + D2}{2}$	$D = \frac{0.621 + 0.202}{2}$ $V = \frac{1.733 + 3.098}{2}$ $\alpha \tan \theta = \sqrt{\frac{9.8 * 0.411}{2.415}}$	52.26	°
	D1						
	D2						
	V1						
	V2						
g		Kg/ms ²					

Paso

1. Determinación de la longitud de la entrada al vertedero teniendo como dato la carga sobre el vertedero h .
2. Determinación de las dimensiones de la casilla del vertedero teniendo como dato la longitud de entrada del vertedero.
3. Determinación del ángulo de reducción para reducir las pérdidas de energía.

Nomenclatura

$G = m^3/s$ Gasto en la entrada del vertedero.

$L = m$ Longitud de la boca del vertedero.

$h = m$ Carga sobre el vertedero (distancia que tiene la entrada del vertedero por debajo del nivel de presa).

$Alt = m$ altura del la casilla.

$La = m$ Largo de la casilla.

$D1 = m$ diámetro del área transversal al flujo en la casilla.

$D2 = m$ diámetro del área transversal al flujo en la tubería.

$V1 = m$ velocidad del flujo en la casilla.

$V2 = m$ velocidad del flujo en la tubería

Desarenador

Paso	Dato		Unidad	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad	
	Grava	Limite de las partículas (cm)						
1		>1.0	# de Reynolds	Regimen Turbulento	$V_s = 1.82 \sqrt{d_s \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} \right)}$ Newton	Vs		
	Arena gruesa	0.1	>10000				100	
		0.08	1000				10	
		0.05	600				8.3	
		0.05	180				6.4	
		0.04	27		Transición	$V_s = 0.22 \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} \right)^{0.45} \left[\frac{d}{(\mu/\rho)^{0.14}} \right]$	5.3	
		0.03	17				4.2	
	Arena fina	0.02	10			Allen	3.2	
		0.015	4				2.1	cm/s
		0.01	2				1.5	
		0.008	0.8				0.8	
		0.006	0.5				0.6	
		0.005	0.24		Laminar	$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho_a - \rho}{\mu} \right) d^2$ Stokes	0.4	
0.004		1				0.3		
0.003	1				0.2			
0.002	1				0.13			
0.001	1				0.06			
2		d=0.02	cm	Regimen: Transición	De acuerdo a la tabla anterior para un diametro de partícula de 0.02cm tenemos un numero de Reynolds de 4 y Vs de 2.1	2.1	cm/s	
3	Q	Vs	m ³ /s m/s	$As = \frac{Q}{Vs}$	$As = \frac{0.1}{0.021}$	4.77	m ²	
4	As	W	m ² m	$L = \frac{As}{\# unidades W}$	$L = \frac{4.77}{2 * 0.7}$	3.4	m	
5	L		m	$L_f = 1.5xL$	$L_f = 1.5 x 3.4$	5.1	m	
6	Q	Uem W	m ³ /s m/s m	$hu = \frac{Q}{U_{emx} W}$	$hu = \frac{0.1}{0.1x0.7}$	0.71	m	
7	Q	W	m ³ /s m	$h_s = \left(\frac{Q/2}{1.84xW} \right)^{2.3}$	$h_s = \left(\frac{0.1/2}{1.84x0.7} \right)^{2.3}$	0.11	m	
8	Q	W hv	m ³ /s m m	$U_v = \left(\frac{Q}{Wxhv} \right)$	$U_v = \left(\frac{0.1}{0.7x0.11} \right)$	0.62	m/s	
9	Q	W hv	m ² m m ³ /s	$T_{ret} = \frac{A_{sup} x H}{Q}$	$T_{ret} = \frac{4.77 x 0.71}{0.1}$	34	s	

Pasos

1. Tabla con diferentes diámetros de arena para conocer la velocidad de sedimentación.
2. De acuerdo aun diámetro de arena de 0.02cm tenemos una velocidad de sedimentación de 2.1cm/s.
3. Con la velocidad de sedimentación determinamos el área.
4. Calculamos el largo con un ancho de $W=0.7m$ valor común en este tipo de sedimentadotes y 2 cámaras de sedimentación.
5. Para compensar turbulencias es habitual calcular la longitud de la zona de desareno aplicando un coeficiente de seguridad del orden de 1,25 a 1.5.
6. Calculamos la altura útil mínima.
7. Tirante sobre el vertedero de salida.
8. Velocidad sobre el vertedero de salida.
9. Tiempo de retención.

Nomenclatura

$Q=m^3/s$ Caudal

$V_s=cm/s$ Velocidad de sedimentación

$A_s=m^2$ Área superficial

$W=m$ Ancho de cada cámara

$L=m$ Largo

$L_f=m$ Largo con el coeficiente de seguridad

$h_u=m$ Altura útil mínima

$h_v= m$ Tirante sobre el vertedero de salida

$U_v= m/s$ Velocidad sobre el vertedero de salida

$T=s$ Tiempo de retención

SISTEMA DE BOMBEO

Selección de tubería								
Paso	Dato		Unidad	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad	
1	Material de tubería	e	ft^-1		$\epsilon = 4.92E-07$	4.9212E-07	ft^-1	
	PVC	4.921E-07						
2	Suponer Diametro tubería		in	$\frac{\epsilon}{D} = \frac{\epsilon}{D_i}$	$D_i = 5.047 * 0.08333$	1.17009E-06	adimen	
	Cedula	40						
	Dn	Di						De
	5	5.047						5.563
3	Suponer	$\sum H_{f_{TR}}$	lbft/lbm	$v_c = \frac{-2\sqrt{\sum H_{f_{TR}} 2g_c D}}{\sqrt{L_R}}^*$	$v_c = 24.266$	24.26663841	ft/s	
		602.77626						
	LR	2263.9938	ft					
	u	1.717E-05	ft^2/s					
	gc	32.2	lbft/lbf*s^2					
	Dis	0.42058	ft					
	e/D	1.17E-06	adimen	$\log_{10} \left[\frac{\epsilon/D}{3.7} + \frac{2.5v\sqrt{L_R}}{D\sqrt{\sum H_{f_{TR}} 2g_c D}} \right]$				
4	vc	24.266	ft/s		$A_c = \frac{\pi D^2}{4}$	$Q = 24.266 * 0.1389$	3.37	ft^3/s
	Dis	0.42058	ft		$Q = v A_c$			
5	QR	3.531467	ft^3/s		$Q_C < Q_R$ y $Q_R - Q_C \leq 1$	$Q_R - Q_C = 0.1614$	paso 6	ft^3/s
	QC	3.37	ft^3/s					
6	Di	0.42058	ft		Iterar f_D cualquier regimen	$Re = \frac{DV}{\mu} = 622702$	0.01266	adimen
	v	25.4191	ft/s					
	u	1.72E-05	ft^2/s					
	e/D	1.17E-06	adimen					
				$\frac{1}{\sqrt{f_D}} = -2 \log_{10} \left[\frac{\epsilon/D}{3.7} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f_D}} \right]$	$f_D = 0.01266925$			
7	P1	1628.9302	fib/ft^2	$\sum H_{f_{TR}} = H_{S1} - H_{S2} - \frac{v^2 \sum K_M}{2g_c}$	$\sum H_{f_{TR}} = 26.08 - 54446 - 84.403$	602.7762628	lbft/lbm	
	P2	1628.9302	fib/ft^2					
	Z1	0	ft					
	Z2	518.37272	ft					
	gc	32.2	lbft/lbf*s^2					
	g	32.2	ft/s^2					
	v	25.4191	ft/s					
	$\sum km$	9.2305442						
	ρ	62.44	lb/ft^3					
			$H_{S1} = \frac{P_1}{\rho} + \frac{Z_1 g}{g_c}$	$H_{S2} = \frac{P_2}{\rho} + \frac{Z_2 g}{g_c}$				
8	$\sum H_{f_{TRs}}$	602.7762	lbft/lbm	$\sum H_{f_{TR sup}} - \sum H_{f_{TR cal}} \approx 0$	$602.7762 - 602.7763 \approx 0$	0	lbft/lbm	
	$\sum H_{f_{TRc}}$	602.7763	lbft/lbm					Si cumple fin No cumple volver al paso 3
9				Tubería adecuada es en el paso 2		5	in	

Requerimientos del sistema							
Paso	Dato		Unidad	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
1	Diametro tubería		in	$A_t = \frac{\pi D^2}{4}$ $v = \frac{Q}{A_t}$ $Re = \frac{DV}{\nu}$	$A_t = 0.1389$ $v = 25.419$ $Re = \frac{0.4205 * 25.419}{1.72e-05}$	622702.0896	adimen
	Cedula	40					
	Dn	Di De					
	5	5.047 5.563					
	QR	3,531467	ft³/s				
	μ	1,72E-05	ft²/s				
2	Re	6,23E+05	adimen	Iterar f_D cualquier regimen $\frac{1}{\sqrt{f_D}} = -2 \log_{10} \left[\frac{\epsilon/D}{3.7} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f_D}} \right]$	$f_D = 0.01266925$	0,01266	adimen
	e/D	1,17E-06	adimen				
3	fD	0,01266	adimen	$\sum H_{f_{TR}} = \frac{f_D v^2 L_R}{2 g_c D}$	$\sum H_{f_{TR}} = \frac{0.0126 * 25.419^2 * 2.263 * 10^{-3}}{2 * 32.2 * 0.420}$	776,8510423	flb/lb*ft
	v	25,419	ft/s				
	LR	2263,9938	ft				
	gc	32,2	lb*ft/lb*ft*s²				
	D	0,42058	ft				
4	P1	1628,9302	flb/ft²	$-wf = \frac{\Delta P}{\rho} + \frac{\Delta Z g}{g_c} + \sum H_{f_{TR}}$	$\frac{\Delta P}{\rho} = \frac{0}{62.44}$ $\frac{\Delta Z g}{g_c} = \frac{518.37 * 32.2}{32.2} = 518.37$	1295,223762	flb/lb*ft
	P2	1628,9302	flb/ft²				
	Z1	0	ft				
	Z2	518,37272	ft				
	gc	32,2	lb*ft/lb*ft*s²				
	g	32,2	ft/s²				
	$\sum H_{f_{TR}}$	776,85104	flb/lb*ft				
	ρ	62,44	lb/ft³				
5	-wf	1295,2238	flb/lb*ft	$WHP = \frac{Q_m * wf}{550}$	$Q_m = Q * \rho$	519,2782836	HP
	ρ	62,44	lb/ft³				
	QR	3,531467	ft³/s				
6	Q	[0,3.531]	ft³/s	Repetir desde paso 1		Grafico wf vs Q Grafico HP vs Q	

Pasos (selección de tubería):

- 1.-Determinación de la rugosidad del material de la tubería.
- 2.-Rugosidad relativa con diámetro supuesto
- 3.-Cálculo de la velocidad con perdidas por fricción supuestas
- 4.-Cálculo del flujo con datos supuestos
- 5.-Diferencia de flujos entre el supuesto y requerido.
- 6.-Calculo del factor del Darcy
- 7.-Perdidas por fricción totales calculadas
- 8.-Diferencia de perdidas por fricción supuestas con respecto a las calculadas
- 9.-Descripción de la tubería adecuada.

Pasos (requerimiento del sistema):

- 1.- Calculo del número de Reynolds
- 2.- Determinación del factor de Darcy
- 3.- Perdidas por fricción totales.
- 4.- Calculo del trabajo de flecha
- 5.- Determiación de la potencia requerida en HP
- 6.- Graficos con las repeticiones de los pasos 1 al 5 con valores de flujo desde 0 hasta el QR.

Nomenclatura:

D_n = Diámetro nominal in

D_i = Diámetro interno in

D_e = Diámetro externo in

ϵ = Rugosidad del material de la tubería ft^{-1}

ΣH_{fTR} = Suma de perdidas por fricción $\text{lb} \cdot \text{ft} / \text{lbm}$

LR = Longitud recta de la tubería ft

ν = Viscosidad cinemática del agua ft²/s

g_c = Aceleración de gravedad corrección lbf*ft/lbf*s²

g = Aceleración de gravedad ft/s²

ϵ/D = Rugosidad relativa adimensional

QR = Flujo requerido ft³/s

QC = Flujo calculado ft³/s

v = velocidad del fluido en la tubería ft/s

P1 = Presión en la succión lbf/ft²

P2 = Presión en la descarga lbf/ft²

Z1 = Altura en la succión ft

Z2 = Altura en la descarga ft

ρ = Densidad del agua lb/ft³

f_D = Factor de Darcy adimensional

$\rho \cdot w_f$ = trabajo de flecha lbf*ft/lbm

WHP = Potencia requerida Horse power

RAMPA

Paso	Dato	Unidad	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
1	Q B	m ³ /s m	$q = \frac{Q}{B}$ Caudal por unidad del ancho del vertedero	$q = \frac{0.1}{1}$	$q = 0.1$	$\frac{m^3}{s \cdot m}$
2	E ₀	m	Suponemos E ₀ y L _m y calculamos si el numero de pround F si cae dentro del rango aceptable que es de 4.5 a 9.0 es correcto E ₀ si no lo tenemos que	Se supone E ₀ =0.9 y L _m =2		m
3	E ₀ g q	m m/s ² m ³ /s*m	$\cos\theta = -\frac{g \cdot q}{(2 \cdot g \cdot E_0)^{1.5}}$	$\cos\theta = -\frac{9.8 \times 0.1}{\left(\frac{2 \times 9.8 \times 0.9}{3}\right)^{1.5}}$	Cosθ= -0.068732 por lo tanto θ=93.9412	
4	E ₀ g θ	m m/s ²	$V_1 = 2 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot E_0}{3} \cdot \cos\theta}$	$V_1 = 2 \cdot \sqrt{\frac{2 \times 9.8 \times 0.9}{3}} \cdot \cos\frac{\theta}{3}$	4.1433	m/s
5	q V ₁	m ³ /s*m m/s	$h_1 = \frac{q}{V_1}$ Espesor de la lamina de agua	$h_1 = \frac{0.1}{4.1433}$	2.4135	cm
6	V ₁ g h ₁	m/s m/s ² m	$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}}$ Numero de pround	$F_1 = \frac{4.1433}{\sqrt{9.8 \times 0.024135}}$ Para resalto estable en canales rectangulares 4.5-9.0	8.5193	
7	F h ₁	m	$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8 \cdot F^2} - 1)$ Resalto en el canal	$h_2 = \frac{0.02413}{2} (\sqrt{1 + 8 \times 8.5^2} - 1)$	27.897	cm
8	h ₂ h ₁	m m	$L = 6(h_2 - h_1)$ Longitud del resalto según Smetana	$L = 6(0.27897 - 0.024135)$	1.529	m
9	h ₂ h ₁	m m	$h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 \cdot h_1 \cdot h_2}$ Perdida en el resalto	$h = \frac{(0.27897 - 0.02413)^3}{4 \times 0.02413 \times 0.27897}$	0.6145	m
10	E ₀ L _m	m m	$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{E_0}{L_m}\right)$	$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{0.9}{2}\right)$	24	grados
11	q h ₂	m ³ /s*m m	$V_2 = \frac{q}{h_2}$	$V_2 = \frac{0.1}{0.27897}$	0.35846	m/s
12	L V ₁	m m/s	$T = \frac{L}{V_2}$ Tiempo de mezclado	$T = \frac{1.529}{0.35846}$	4.265	s
13	γ h μ t	N/m ³ m Kg/m*s s	$G = \sqrt{\frac{\gamma \cdot h}{\mu \cdot t}}$ Según la recomendación del rango de gradiente del CEPIS 1000<G<2000s-1	$G = \sqrt{\frac{9800 \times 0.6145}{0.001139 \times 4.2655}}$	1113.4	s ⁻¹

Pasos:

- 1.-Caudal que pasa por el ancho del vertedero.
- 2.-Suponemos el alto de la rampa y se verifica que cumpla los criterios de diseño.
- 3.-Se calcula θ .
- 4.-Calculamos la velocidad en la rampa a partir de θ y de E_0 .
- 5.-Calculamos el espesor del agua sobre la rampa.
- 6.-Apartir de los datos obtenidos anteriormente calculamos en número de profundidad si esta dentro del rango de 4.5 a 9.0 es correcto nuestro supuesto E_0 .
- 7.-Calculamos la altura del agua después de pasar por el resalto.
- 8.-Longitud del resalto aplicado la formula de Smetana.
- 9.-Perdida de carga en el resalto.
- 10.-Calculamos el ángulo que deberá de tener la rampa.
- 11.-Velocidad después del resalto.
- 12.-Tiempo que dura el mezclado.
- 13.-Gradiente recomendado por el CEPIS.

Nomenclatura

$Q = m^3/s$ Caudal

$B = m$ Ancho de la rampa

$q = m^3/s \cdot m$ Caudal por unidad del ancho del vertedero

$E_0 = m$ Altura de la rampa

$V = m/s$ Velocidad

$h = cm$ Espesor de la lámina de agua

$L = m$ Largo

$T = s$ Tiempo

$G = s^{-1}$ Gradiente de velocidad

$g = m/s^2$ Gravedad

FLOCULADOR

Paso	Dato	Unidad	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
1	Q t	m ³ /s min	$V = Qxt$	$V = 0.1 \times 21 \times 60$	126	m ³
2	V H L	m ³ m m	$W = \frac{V}{HxL}$	$W = \frac{126}{1 \times 10}$	12.6	m
3	w	m	$L_{camara} = \frac{W}{3}$	$L_{camara} = \frac{12.6}{3}$	4.2	m
4	50 35 25	s-1	Para el número de pantallas en las secciones del floculador se propone un estimado de 3 gradientes			s-1
5	μ t ρ f H L G Q	kg/m*s min kg/m ³ N/A m m s-1 m ³ /s	$N = \left[\left(\frac{2x\mu x t}{\rho(1.44 + f)} \right) \left(\frac{HxLxG^2}{Q} \right) \right]^{1/3}$	$N = \left[\left(\frac{2 \times 0.001003 \times \left(\frac{21}{3}\right) \times 60}{1000(1.44 + 0.3)} \right) \left(\frac{1 \times 1 \times 0.50^2}{0.1} \right) \right]^{1/3}$	≈23	
6	L N	m	$e = \frac{L}{N}$	$e = \frac{10}{23}$	0.435	m
7	μ t G ρ g	kg/m*s min s-1 kg/m ³ m/s ²	$h_1 = \frac{\mu x t x G^2}{\rho x g}$	$h_1 = \frac{0.001003 \times \left(\frac{21}{3}\right) \times 60 \times 50^2}{1000 \times 9.8}$	0.107	m
8	Q A	m ³ /s m ²	$v = \frac{Q}{A}$	$v = \frac{0.1}{1 \times 0.435}$	≈0.23	m/s
9	e	m	$distancia = 1.5xe$	$distancia = 1.5 \times 0.435$	0.65	m

Para la segunda sección						
10	μ t ρ f H L G Q	kg/m*s min kg/m^3 N/A m m s-1 m^3/s	$N = \left[\left(\frac{2x\mu t}{\rho f(1.44+f)} \right) \left(\frac{HxLxG}{Q} \right)^2 \right]^{1/3}$	$N = \left[\left(\frac{2x0.001003x\left(\frac{21}{3}\right)x60}{1000x(1.44+0.3)} \right) \left(\frac{1x10x35}{0.1} \right)^2 \right]^{1/3}$	≈18	
11	L N	m	$e = \frac{L}{N}$	$e = \frac{10}{18}$	0.55	m
12	μ t G ρ g	kg/m*s min s-1 kg/m^3 m/s^2	$h_2 = \frac{\mu t x G^2}{\rho x g}$	$h_2 = \frac{0.001003x\left(\frac{21}{3}\right)x60x35^2}{1000x9.8}$		m
13	Q A	m^3/s m^2	$v = \frac{Q}{A}$	$v = \frac{0.1}{1x0.55}$	0.181	m/s
14	e	m	<i>distancia = 1.5xe</i>	<i>distancia = 1.5x0.55</i>	≈0.83	m

Para la tercera sección						
15	μ t ρ f H L G Q	kg/m*s min kg/m^3 N/A m m s-1 m^3/s	$N = \left[\left(\frac{2x\mu t}{\rho f(1.44+f)} \right) \left(\frac{HxLxG}{Q} \right)^2 \right]^{1/3}$	$N = \left[\left(\frac{2x0.001003x\left(\frac{21}{3}\right)x60}{1000x(1.44+0.3)} \right) \left(\frac{1x10x25}{0.1} \right)^2 \right]^{1/3}$	≈14	
16	L N	m	$e = \frac{L}{N}$	$e = \frac{10}{14}$	0.71	m
17	μ t G ρ g	kg/m*s min s-1 kg/m^3 m/s^2	$h_3 = \frac{\mu t x G^2}{\rho x g}$	$h_3 = \frac{0.001003x\left(\frac{21}{3}\right)x60x25^2}{1000x9.8}$	0.027	m
18	Q A	m^3/s m^2	$v = \frac{Q}{A}$	$v = \frac{0.1}{1x0.71}$	0.14	m/s
19	e	m	<i>distancia = 1.5xe</i>	<i>distancia = 1.5x0.71</i>	≈1.07	m
20	h ₁ h ₂ h ₃	m	$h_t = h_1 + h_2 + h_3$	$h_t = 0.107 + 0.053 + 0.027$	0.187	m

Pasos

- 1.-Volumen del tanque floculador
- 2.-Largo total del tanque
- 3.-Longitud de cada cámara
- 4.-Se proponen tres gradientes en cada cámara
- 5.-Se calcula el número de pantallas en la primera cámara
- 6.-Distancia entre las pantallas
- 7.-Pérdida de energía en la primera sección
- 8.-Velocidad de flujo en la primera sección
- 9.-Distancia libre entre el extremo de cada pantalla y la pared de la cámara de floculación
- 10.-Se calcula el número de pantallas en la segunda cámara
- 11.-Distancia entre las pantallas
- 12.-Pérdida de energía en la segunda sección
- 13.-Velocidad de flujo en la segunda sección
- 14.-Distancia libre entre el extremo de cada pantalla y la pared de la cámara de floculación
- 15.-Se calcula el número de pantallas en la tercera cámara
- 16.-Distancia entre las pantallas
- 17.-Pérdida de energía en la tercera sección
- 18.-Velocidad de flujo en la tercera sección
- 19.-Distancia libre entre el extremo de cada pantalla y la pared de la cámara de floculación

NOMENCLATURA

$Q = m^3/s$ Caudal

$t = \text{min Tiempo}$

$V = \text{m}^3 \text{ Volumen del tanque}$

$H = \text{m Altura del tanque}$

$L = \text{m Largo del tanque}$

$w = \text{m Ancho del tanque}$

$G = \text{s}^{-1} \text{ Gradiente de velocidad}$

$m = \text{kg/m} \cdot \text{s} \text{ Viscosidad dinámica}$

$\rho = \text{kg/m}^3 \text{ Densidad}$

$g = \text{m/s}^2 \text{ Gravedad}$

$A = \text{m}^2 \text{ Área transversal entre baffles}$

$e = \text{m Distancia entre pantallas}$

SEDIMENTADOR

Paso	Dato	Unidad	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
1	Q t	$\frac{\text{m}^3/\text{s}}{\text{s}}$	$V = Q \cdot t$	$V = 0.1 \times 7200$	720	m^3
2	Q CS	$\frac{\text{m}^3/\text{s}}{\text{m/d}}$	$A = \frac{Q}{C_s}$	$A = \frac{0.1 \times 86400}{20}$	432	m^2
3	A	m^2	$W = \left(\frac{A}{3}\right)^{1/2}$	$W = \left(\frac{432}{3}\right)^{1/2}$	12	m
4	A W	$\frac{\text{m}^2}{\text{m}}$	$L = \frac{A}{W}$	$L = \frac{432}{12}$	36	m
5	V W L	$\frac{\text{m}^3}{\text{m} \cdot \text{m}}$	$P = \frac{V}{W \cdot L}$	$P = \frac{720}{12 \cdot 36}$	1,67	m
6	P bl Al	$\frac{\text{m}}{\text{m} \cdot \text{m}}$	$Pt = P \cdot x \cdot b \cdot l \cdot A \cdot l$	$Pt = 1.67 \times 0.34 \times 0.5$	2,51	m
7	Q W L	$\frac{\text{m}^3/\text{s}}{\text{m} \cdot \text{m}}$	$V = \frac{Q \cdot 100}{W \cdot x \cdot P}$	$V = \frac{0.1 \cdot 100}{12 \cdot 1.67}$	0,5	cm/s
8	Q U0	$\frac{\text{m}^3/\text{s}}{\text{m/s}}$	$A_p = \frac{Q}{U_0}$	$A_p = \frac{0.1}{0.15}$	0,67	m^2
9	A _p a ₀	m^2	$n = \frac{A_p}{a_0}$	$n = \frac{0.67}{0.01}$	67	

Pasos:

- 1.-Volumen del tanque de sedimentación
- 2.-Area Superficial del tanque para una carga superficial de 20m/d para un floculo de alumbre.
- 3.-Para un tanque rectangular usando una relación 3/1 común en este tipo de tanques
- 4.-Calculamos el largo
- 5.-Calculamos la profundidad
- 6.-Profundidad total del tanque considerando el borde libre (bl) y la altura de lodos (Al)
- 7.-Velocidad de flujo
- 8.- Área de flujo considerando una velocidad de paso de 0.15m/s velocidad para evitar la ruptura del floculo
- 9.-Número de orificios en la pantalla

Nomenclatura:

$Q = m^3/s$ Caudal

$V = m^3$ Volumen del tanque

$t = s$ Tiempo de retención

$CS = m/d$ Carga superficial

$A = m^2$ Área superficial

$W = m$ Ancho del tanque

$L = m$ Largo del tanque

$P = m$ Profundidad del tanque

$bl = m$ Borde libre

$Al = m$ Altura de lodos

$U0 = \text{m/s}$ Velocidad de paso

$Ap = \text{m}^2$ Área de flujo

$a0 = \text{m}^2$ Área de los orificios

$n =$ Número de orificios

TANQUE DE CLORACIÓN

Paso	Dato	Unidad	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
1	Q Dm-DM	l/s mg/l	$D_N = \frac{Dm+DM}{2}$	$D_N = \frac{1+3}{2}$	1.5* La dosis normal se escoge preferentemente en base a una curva de demanda de cloro	mg/l
2			Producto Tiempo de almacenamiento (meses) Dosis mínima Dosis máxima Concentración			mg/l
			Cloro líquido 3-6 1 3 3,500			
			Hipoclorito de Calcio 3-6 1.4 4.3 10,000-50,000			
			Hipoclorito de Sodio <1 1.7 23.1 10,000-50,000			
3	Q DM C	l/s mg/l mg/l	$q = \frac{Q \cdot DM}{C}$	$q = \frac{100 \cdot 3}{3500}$	8,57143E-05	m³/s
4	q v	m³/s m/s	$A = q/V$	$A = \frac{8.57E-05}{0.9}$	9,52E-05	m²
5	A	m²	$\phi = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$	$\phi = \sqrt{\frac{(4)(9.52E-05)}{\pi}}$	≈ 1/2	in
6	f Lt Ø V g	*** m m m/s m/s²	$H_0 = f \cdot L \cdot \frac{v^2}{2g}$	$H_0 = \frac{0.03 \cdot 4 \cdot 0.011 \cdot 0.92}{2 \cdot 9.81}$	5,45541E-05	m
7	Σk V g	*** m/s m/s²	$H_m = \Sigma k \cdot \frac{v^2}{2g}$	$H_m = 4.45 \cdot \frac{0.9}{2 \cdot 9.81}$	0,184	m
8	h H0 Hm	m m m	$H = h + H_0 + H_m$	$H = 30 + 5.45E-05 + 0.184$	30,18377015	m
9	& q H E	kg/m³ m³/s m ***	$P = \frac{\delta \cdot q \cdot H}{75E}$	$P = \frac{(1000 \cdot 8.57E-05 \cdot 30.184)}{75 \cdot 0.85}$	0,04058322	Hp
10	t Q	min m³/s	$V = Q \cdot t$	$V = 0.1 \cdot 1500$	150	m³
11	L W H'	m	L/W	*Se utilizo el solver de excel el cual utiliza el metodo de Newton-Rapson	L=14.14 W=7.071 H'=1.5	m
12	V H'	m³ m	$A' = \frac{V}{H'}$	$A' = \frac{150}{1.5}$	100	m²

Pasos:

- 1.-Promedio de la dosis de cloro (esta dosis se deberá de hacer en base a una curva de demanda de cloro.
- 2.-Tabla con dosis máxima y mínima en base a una curva de demanda de cloro
- 3.-Caudal de agua requerido para el funcionamiento del inyector
- 4.-Area de la tubería de alimentación
- 5.-Diámetro de la tubería de alimentación
- 6.-Coeficiente de fricción
- 7.-Pérdida de carga en la tubería por accesorios
- 8.-Perdidas por fricción menores
- 9.-Potencia de la bomba
- 10.-Volumen del tanque de cloración
- 11.-Dimensiones del tanque de cloración
- 12.-Área del tanque

Nomenclatura:

DN = mg/l dosis media de cloro

Q = l/s Caudal

C = mg/l Concentración

q = m³/s Caudal de agua necesario para el funcionamiento del equipo

v = m/s Velocidad en la tubería de alimentación de agua (0.6-1.2m/s)

A = m² Área de la tubería de alimentación

f = coeficiente de fricción del material

Lt = m Longitud de la tubería de alimentación

Φ = in Diámetro de la tubería de suministro

H_0 = m Coeficiente de fricción

H_m = m Perdidas por fricción menores

γ = kg/m³ Peso específico del agua

H = m Carga dinámica total

E = Eficiencia del equipo de bombeo

V = m³ Volumen de tanque

t = s Tiempo de retención 25 minutos

L = m Largo

W = m Ancho

H' = m Alto

A' = m² Area

Memoria de cálculo de costos

Presa de captación P-100

Dimensiones	m
Largo (L)	1.64226
Ancho (A)	0.62113
Altura (h)	1.24226

Siendo una taquilla, se determina su área perimetral aproximada como si fuera un cubo.

$$\text{Área perimetral} = 2*(L*A)+2*(L*h)+2*(A*h)$$

$$\text{Área perimetral} = 7,6635 \text{ m}^2$$

$$\text{Espesor} = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Volumen de concreto} = 1.5327 \text{ m}^3$$

Concreto F´C 210 Kg/cm² cemento reforzado, costo total (mano de obra, material y equipo)

$$\text{Precio del concreto} = 234 \text{ UD\$/m}^3 = 234*12 = 2,811.12 \text{ \$MN/m}^3$$

$$\text{Costo casilla de captación} = (1.5327 \text{ m}^3)*(2,811.12 \text{ \$MN/m}^3) = \mathbf{4,308.63 \text{ \$MN}}$$

Línea 2

Longitud de la línea = 100 m

Tubo de PVC de 5" RD-26

$$\text{Precio de la tubería} = 139.4 \text{ \$/m} + 15 \% \text{ IVA} = 160.31 \text{ \$/m}$$

$$\text{Precio por la tubería línea 2} = (100 \text{ m})*(160.31 \text{ \$/m}) = 16,031 \text{ \$}$$

$$\text{Precio total por la línea 2} = 16,031\$ + 50\% \text{ (accesorios)} = \mathbf{24,046.5 \text{ \$}}$$

Desarenador (D-100)

Dimensiones	m
Largo (L)	8.6896
Ancho (A)	0.8689
Altura (h)	0.6951
Largo de entrada (L1)	0.4344

El cálculo aproximado del área perimetral para el desarenador D-100, se realizó considerándolo como un prisma rectangular sin tapa y con dos divisiones, una en lo largo y otra en lo ancho.

$$\text{Área perimetral} = A*(L+L1)+3*h*(L+L1)+3*(A*h)$$

$$\text{Área perimetral} = 28.7690 \text{ m}^2$$

$$\text{Espesor del concreto} = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Volumen de concreto} = (28.769 \text{ m}^2) * (0.2 \text{ m}) = 5.7538 \text{ m}^3$$

$$\text{Precio del concreto} = 2,811.12 \text{ \$MN/m}^3$$

$$\text{Precio Desarenador} = (5.7538 \text{ m}^3) * (2,811.12 \text{ \$MN/m}^3) = \mathbf{16,174.6409 \$}$$

Línea 3

$$\text{Longitud de la línea} = 10 \text{ m}$$

Tubo de PVC de 5" RD-26

$$\text{Precio de la tubería} = 160.31 \text{ \$/m}$$

$$\text{Precio por la tubería línea 3} = (10 \text{ m}) * (160.31 \text{ \$/m}) = 1,603.1 \$$$

$$\text{Precio total por la línea 3} = 1,603.1\$ + 50\% (\text{accesorios}) = \mathbf{2,404.65 \$}$$

Tanque de succión T-100

Dimensiones	m
Largo (L)	4,1212
Ancho (A)	4,1212
Altura (h)	4,1212

Se determina su área perimetral considerando un cubo.

$$\text{Área perimetral} = 2*(L*A) + 2*(L*h) + 2*(A*h)$$

$$\text{Área perimetral} = 101,9099 \text{ m}^2$$

$$\text{Espesor} = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Volumen de concreto} = 20.381 \text{ m}^3$$

Concreto F´C 210 Kg/cm² cimiento reforzado, costo total (mano de obra, material y equipo)

$$\text{Precio del concreto} = 2,811.12 \text{ \$MN/m}^3$$

$$\text{Costo Tanque de succión T-100} = (20.381 \text{ m}^3) * (2,811.12 \text{ \$MN/m}^3) = \mathbf{57,296.22 \$MN}$$

Línea 4

$$\text{Longitud de la línea} = 5 \text{ m}$$

Tubo de PVC de 5" RD-26

$$\text{Precio de la tubería} = 160.31 \text{ \$/m}$$

$$\text{Precio por la tubería línea 4} = (5 \text{ m}) * (160.31 \text{ \$/m}) = 801,55 \$$$

$$\text{Precio total por la línea 4} = 1,603.1\$ + 50\% (\text{accesorios}) = \mathbf{1202,325 \$}$$

Sistema de bombeo

Se calcularon de Capital Cost Estimación Chemical Eng May 1980

Línea 5

Longitud de la línea = 690,065 m

Tubo de PVC de 5" RD-26

Precio de la tubería = 160.31 \$/m

Precio por la tubería línea 5 = (690,065 m)*(160.31 \$/m) = 110,624.36\$

Precio total por la línea 5 = 110,624.36\$ + 50% (accesorios) = **165,936.55 \$**

Tanque de Receptor T-201

Dimensiones	m
Largo (L)	3,914868
Ancho (A)	3,914868
Altura (h)	3,914868

Se determina su área perimetral considerando un cubo.

Área perimetral = $2*(L*A)+2*(L*h)+2*(A*h)$

Área perimetral = 91.9571m²

Espesor = 0.2 m

Volumen de concreto = 18,3914m³

Concreto F´C 210 Kg/cm² cimiento reforzado, costo total (mano de obra, material y equipo)

Precio del concreto = 2,811.12 \$MN/m³

Costo Tanque Receptor T-201 = (18,3914m³)*(2,811.12 \$MN/m³) = **51,700.51**

\$MN

Línea 6

Longitud de la línea = 10 m

Tubo de PVC de 5" RD-26

Precio de la tubería = 160.31 \$/m

Precio por la tubería línea 6 = (10 m)*(160.31 \$/m) = 1,603.1\$

Precio total por la línea 6 = 1,603.1\$ + 50% (accesorios) = **2,404.65 \$**

Canal Rectangular con Resalto Hidráulico (R-200)

Dimensiones		m
Canal de la Rampa	Largo (L)	5
	Ancho (A)	1
	Altura (h)	1.5
Prisma de base triangular en el descenso en la rampa	Base (B)	1
	Altura (h)	2
	Largo (L)	1
Casilla de entrada	Altura (h)	2.5
	Ancho (A)	1.5
	Largo (L)	1

Para conocer el área perimetral del canal de la rampa se considera que es la base y 2 dos paredes laterales.

$$\text{Área perimetral del Canal de la rampa} = (L \cdot A) + 2 \cdot (L \cdot h) = 20 \text{ m}^2$$

Para el caso de la rampa, se considera como un prisma de base triangular para obtener el volumen de concreto a utilizar.

$$\text{Volumen para la rampa} = L \cdot ((B \cdot h) / 2) = 1 \text{ m}^3$$

La casilla es un cubo sin considerar la tapa.

$$\text{Área perimetral casilla de entrada} = 2 \cdot (h \cdot A) + 2 \cdot (h \cdot L) + (L \cdot A) = 12 \text{ m}^2$$

$$\text{Espesor} = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Volumen Canal Rectangular con Resalto Hidráulico (R-200)} = (20 \text{ m}^2 \cdot 0.2 \text{ m}) + (12 \text{ m}^2 \cdot 0.2 \text{ m}) + 1 \text{ m}^3 = 7.4 \text{ m}^3$$

$$\text{Precio del concreto} = 2,811.12 \text{ \$MN/m}^3$$

$$\text{Precio total Canal rectangular con resalto hidráulico R-200} = (7.4 \text{ m}^3 \cdot 2,811.12 \text{ \$MN/m}^3) = \mathbf{20,802.28 \$}$$

Tanque Flocculador (F-200)

Dimensiones		m
Tanque	Largo (L)	13
	Ancho (A)	13
	Altura (h)	2
Divisiones en el tanque	Largo (L)	12
	Altura (h)	2

El cálculo para el área perimetral del tanque, realizado como un cubo sin la cara superior.

$$\text{Área perimetral del Tanque} = (L \cdot A) + 2 \cdot (L \cdot h) + 2 \cdot (A \cdot h) = 273 \text{ m}^2$$

Para el caso de las dos divisiones en el tanque solo se cálculo el área del rectángulo formado.

$$\text{Área perimetral división} = 2*(L*h) = 48 \text{ m}^2$$

$$\text{Espesor} = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Volumen} = 0.2 \text{ m} * (273 \text{ m}^2 + 48 \text{ m}^2) = 64.2 \text{ m}^3$$

$$\text{Precio del concreto} = 2,811.12 \text{ \$MN/m}^3$$

$$\text{Precio total Tanque Floculador F-200} = 64.2 \text{ m}^3 * 2,811.12 \text{ \$MN/m}^3 = \mathbf{180,473.9 \$}$$

Sedimentador (S-200)

Dimensiones		m
Tanque	Largo (L)	11.55
	Ancho (A)	1.6
	Altura (h)	1.4
Entrada	Largo (L)	1
	Ancho (A)	1.6
	Altura (h)	0.5
Salida	Largo (L)	1.5
	Ancho (A)	1.6
	Altura (h)	1

El área del tanque es estimada considerando un cubo sin cara superior, por lo que el área estimada es:

$$\text{Área tanque} = 2*(h*A)+2*(h*L)+(L*A) = 55.3 \text{ m}^2$$

En caso de las casillas de la entrada y salida, el área es calculada como fueran cubos sin la cara superior y sin una cara lateral.

$$\text{Área de la casilla de entrada} = (h*A)+2*(h*L)+(L*A) = 3.4 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de la casilla de salida} = (h*A)+2*(h*L)+(L*A) = 7 \text{ m}^2$$

$$\text{Espesor} = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Volumen total} = (55.3 \text{ m}^2 + 3.4 \text{ m}^2 + 7 \text{ m}^2) * 0.2 \text{ m} = 13.14 \text{ m}^3$$

$$\text{Precio del concreto} = 2,811.12 \text{ \$MN/m}^3$$

$$\text{Precio total Sedimentador S-200} = 13.14 \text{ m}^3 * 2,811.12 \text{ \$MN/m}^3 = \mathbf{36,938.11 \$}$$

Línea 7

$$\text{Longitud de la línea} = 5 \text{ m}$$

Tubo de PVC de 5" RD-26

$$\text{Precio de la tubería} = 160.31 \text{ \$/m}$$

$$\text{Precio por la tubería línea 7} = (5 \text{ m})*(160.31 \text{ \$/m}) = 801.55 \$$$

$$\text{Precio total por la línea 7} = 1,603.1 \$ + 50\% (\text{accesorios}) = \mathbf{1202,325 \$}$$

Tanque de cloración (C-200)

Dimensiones		m
Tanque	Largo (L)	14.14
	Ancho (A)	7.07
	Altura (h)	1.5
División en el tanque	Largo (L)	4.714
	Altura (h)	1.5

El cálculo para el área perimetral del tanque, realizado como un cubo sin la cara superior.

$$\text{Área perimetral del Tanque} = (L \cdot A) + 2 \cdot (L \cdot h) + 2 \cdot (A \cdot h) = 163.59 \text{ m}^2$$

Para el caso de las dos divisiones en el tanque solo se cálculo el área del rectángulo formado.

$$\text{Área perimetral división} = 2 \cdot (L \cdot h) = 14.14 \text{ m}^2$$

$$\text{Espesor} = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Volumen} = 0.2 \text{ m} \cdot (163.59 \text{ m}^2 + 14.14 \text{ m}^2) = 35.5483 \text{ m}^3$$

$$\text{Precio del concreto} = 2,811.12 \text{ \$MN/m}^3$$

$$\text{Precio total Tanque de cloración C-200} = 35.5483 \text{ m}^3 \cdot 2,811.12 \text{ \$MN/m}^3 =$$

$$\mathbf{99,930.78\$}$$

Inyector de cloro

El costo del inyector se obtuvo de una publicación en Internet.

$$\text{Costo del inyector de cloro} = \mathbf{332.92 \$}$$

Línea 8

$$\text{Longitud de la línea} = 5 \text{ m}$$

Tubo de PVC de 5" RD-26

$$\text{Precio de la tubería} = 160.31 \text{ \$/m}$$

$$\text{Precio por la tubería línea 8} = (5 \text{ m}) \cdot (160.31 \text{ \$/m}) = 801.55 \$$$

$$\text{Precio total por la línea 8} = 1,603.1\$ + 50\% (\text{accesorios}) = \mathbf{1202,325 \$}$$

Línea 9

$$\text{Longitud de la línea} = 5 \text{ m}$$

Tubo de PVC de 5" RD-26

$$\text{Precio de la tubería} = 160.31 \text{ \$/m}$$

$$\text{Precio por la tubería línea 9} = (5 \text{ m}) \cdot (160.31 \text{ \$/m}) = 801.55 \$$$

$$\text{Precio total por la línea 9} = 1,603.1\$ + 50\% (\text{accesorios}) = \mathbf{1202,325 \$}$$

Tanque de almacenamiento (T-202)

Dimensiones	m
Largo (L)	27.14
Ancho (A)	13.57
Altura (h)	13.57

Se determina su área perimetral considerando un cubo.

$$\text{Área perimetral} = 2*(L*A)+2*(L*h)+2*(A*h)$$

$$\text{Área perimetral} = 1,842.015\text{m}^2$$

$$\text{Espesor} = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Volumen de concreto} = 368.40 \text{ m}^3$$

Concreto F´C 210 Kg/cm² cimiento reforzado, costo total (mano de obra, material y equipo)

$$\text{Precio del concreto} = 2,811.12 \text{ \$MN/m}^3$$

$$\text{Costo Tanque almacenamiento T-202} = (368.4 \text{ m}^3)*(2,811.12 \text{ \$MN/m}^3) =$$

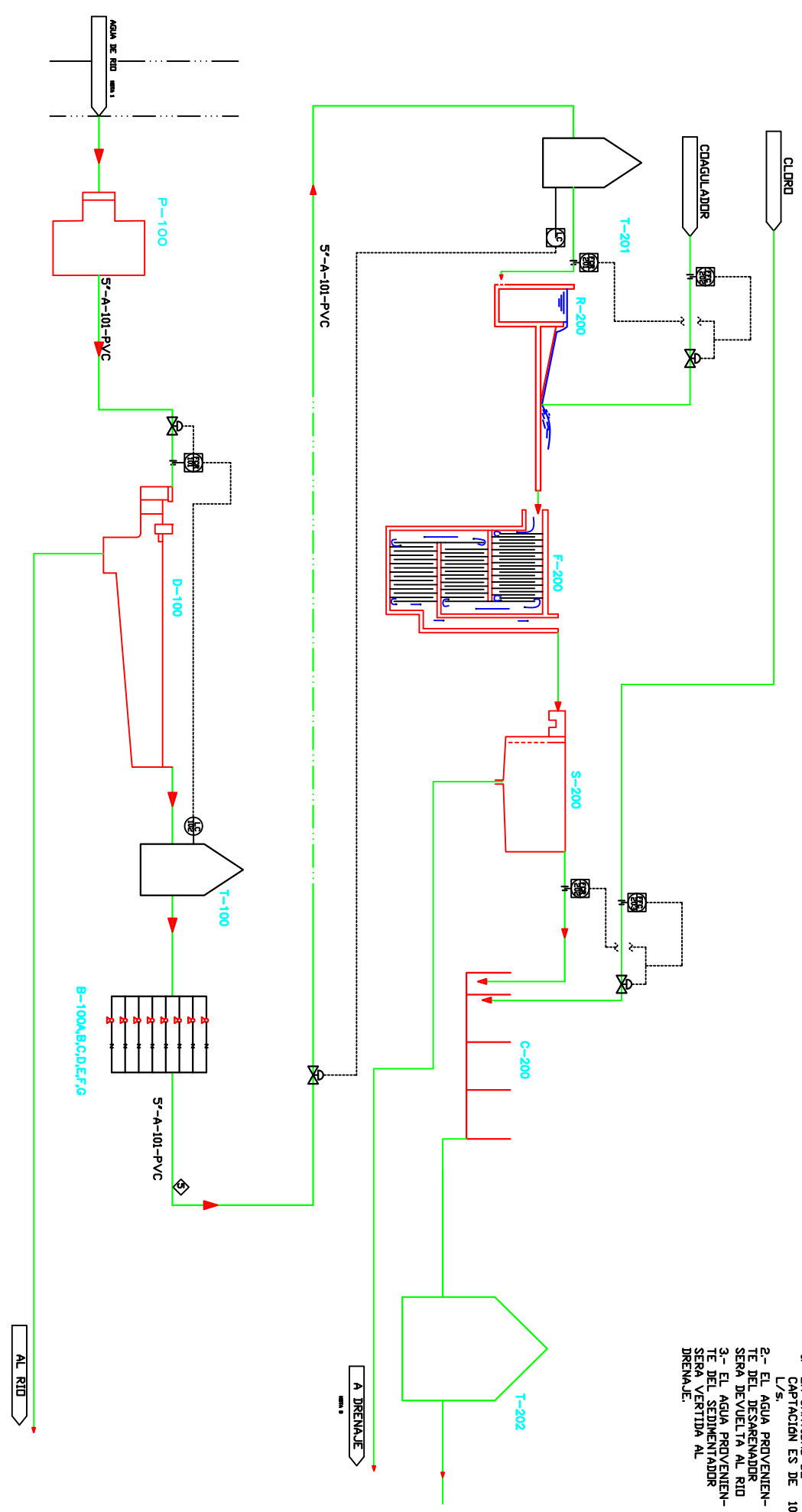
$$\mathbf{1,035,625.463 \text{ \$}}$$

Costo de construcción de la planta potabilizadora es la suma de las cantidades calculadas.

$$\text{Costo total} = \mathbf{1,852,519 \text{ \$}}$$

ANEXO D

P-100 PRESA DE CAPTACION DESARENADOR
D-100 TANQUE DE SUCCION SISTEMA DE BOMBEO TANQUE DE SUCCION 15m³
B-100A,B,C,D,E,F,G CAVAL RECTANGULAR CON RESULTO HIDRAULICO
T-201 TANQUE FLOCULADOR
R-200 SEDIMENTADOR
F-200 TANQUE DE CLORACION
T-202 TANQUE DE ALMACENAMIENTO 5000m³



- NOTAS:
- LA CANTIDAD DE CAPTACION ES DE 100 L/s.
 - EL AGUA PROVIENENTE DEL DESARENADOR SERA DEVUELTA AL RIO
 - EL AGUA PROVIENENTE DEL SEDIMENTADOR SERA VERTIDA AL DRENAJE.

REV.	FECHA	FOR.	VALOR	NUMERO	DEBIDOS DE REFERENCIA	ING. JOSE ANTONIO ORTIZ RAMIREZ	APROBADO POR:	DEBIDO ELABORADO EN: BARRIO DE...	LOGO	DEB.	JOOJONIC	PROYECTA: JOOJONIC	PROYECTA: JOOJONIC	LOCALIZACION: LA MAGDALENA CONTRERAS	NO. E-010	REV.
A																
* Planta potabilizadora para la comunidad del "cerco" de la Magdalena Contreras, Magdalena Contreras DIAGRAMA DE TUBERIA E INSTRUMENTACION																

