



Universidad de Guayaquil

**FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO
A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE**

INGENIERO CIVIL

SANITARIA

**DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LA
CAPTACIÓN DEL RÍO PAYACACAO DEL SECTOR
PAYACACAO DEL CANTÓN ECHEANDÍA PROVINCIA
BOLÍVAR**

AUTORES: WALTER FABRICIO LARA CHICO

DANILO ALEXANDER VALLEJO FEIJOO

TUTOR: ING. JUDITH CHALEN MEDINA, M.Sc.

GUAYAQUIL, SEPTIEMBRE 2021

Agradecimiento

A Dios por ser quien guía mi camino, a mi padre Walter Lara por su arduo esfuerzo y sacrificio para que nunca me falte nada, a mi madre y hermanos por su apoyo, a mi querida abuelita Ercilia por siempre estar cuando más la necesito.

A mi tutora la Ing. Judith Chalen, por compartirnos su conocimiento y de manera acertada orientarnos en esta tesis para poder concluirla de la mejor manera.

A mi querida Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas, de igual manera a todos mis docentes por compartirme sus conocimientos y experiencias, ya que gracias a eso me han motivado a crecer como persona y querer ser un excelente profesional.

A Domenica, quien ha sido una fuente incondicional de apoyo a lo largo de mi carrera y siempre estuvo para mí en los momentos que más la necesité.

Walter Fabricio Lara Chico

Agradecimiento

En primer lugar, quiero dar un agradecimiento a Dios, por permitir la culminación favorable de esta obra.

Del mismo modo un agradecimiento a la Universidad de Guayaquil, que ha impartido mediante su personal técnico y administrativo el conocimiento necesario, la sabiduría y valores para llegar a un feliz término del presente trabajo.

Mi gratitud eterna a todas aquellas personas que de una u otra manera me han brindado conocimientos e información, que han sido de gran ayuda para esta documentación.

Danilo Alexander Vallejo Feijoo

Dedicatoria

Este trabajo se lo dedico a Dios, al divino Niño, la Virgen del Guayco y de manera especial a mi abuelito Manuel Lara, a quien siempre recordaré.

A mi abuelita Ercilia, a mis padres Walter y Jessenia quienes con su esfuerzo, apoyo y ejemplo me han guiado a poder cumplir este objetivo de ser profesional. A mis hermanos y familia, esperando ser su orgullo y que encuentren en mí una inspiración.

A mi novia, quien siempre creyó en mí y me apoyo durante toda la carrera.

Walter Fabricio Lara Chico

Dedicatoria

Con mucho cariño dedico este trabajo a mis padres, hermanos y una mención especial a mi abuelita Dora Oyola. Quienes, con su apoyo, cariño y amor han sido mi motor durante toda esta etapa tan importante en mi vida, siendo un pilar fundamental y ejemplo de perseverancia, para permitirme hoy presentar este documento previo a la obtención de mi título de ingeniero civil.

Danilo Alexander Vallejo Feijoo

Declaración Expresa

Art XI.- del Reglamento Interno de Graduación de la Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas de la Universidad de Guayaquil.

La responsabilidad de los hechos, ideas y doctrinas expuestas en este trabajo de titulación corresponde exclusivamente a los autores y al Patrimonio Intelectual de la Universidad de Guayaquil.



Walter Fabricio Lara Chico
C.I: 0201786571



Danilo Alexander Vallejo Feijoo
C.I: 0704679364

Tribunal de Graduación



Firmado electrónicamente por:

**FRANCISCO
JAVIER
CORDOVARIZO**

**ING. JAVIER CORDOVA RIZO, MSc.
PRESIDENTE DEL TRIBUNAL**



Firmado electrónicamente por:

**MANUEL IGNACIO
GOMEZ DE LA
TORRE**

**ING. MANUEL GOMEZ DE LA TORRE, MSc.
VOCAL**



Firmado electrónicamente por:

**CHRISTIAN EDUARDO
ALMENDARIZ
RODRIGUEZ**

**ING. CHRISTIAN ALMENDARIZ RODRIGUEZ, MSc.
VOCAL**

NOMBRE: LARA CHICO WALTER FABRICIO
VALLEJO FEIJOO DANILO ALEXANDER



ANEXO VI. - CERTIFICADO DEL DOCENTE- TUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN
FACULTAD: CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

Guayaquil, 11 de septiembre 2021

Ingeniero

Javier Córdova Rizo, M.Sc.

DIRECTOR DE LA CARRERA CIVIL

FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS

UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL

Ciudad. -

De mis consideraciones:

Envío a Ud. el Informe correspondiente a la tutoría realizada al Trabajo de Titulación “**Diseño de un sistema de tratamiento para la captación del río Payacacao del sector Payacacao del cantón Echeandía provincia Bolívar**” de los estudiantes **Lara Chico Walter Fabricio y Vallejo Feijoo Danilo Alexander**, indicando que han cumplido con todos los parámetros establecidos en la normativa vigente:

- El trabajo es el resultado de una investigación.
- El estudiante demuestra conocimiento profesional integral.
- El trabajo presenta una propuesta en el área de conocimiento.
- El nivel de argumentación es coherente con el campo de conocimiento.

Adicionalmente, se adjunta el certificado de porcentaje de similitud y la valoración del trabajo de titulación con la respectiva calificación.

Dando por concluida esta tutoría de trabajo de titulación, **CERTIFICO**, para los fines pertinentes, que los estudiantes están aptos para continuar con el proceso de revisión final.

Atentamente,



Firmado electrónicamente por:

**JUDITH ARACELY
CHALEN MEDINA**

ING. JUDITH CHALEN MEDINA, M.Sc.

C.C.: 0913085379

FECHA: 11/09/2021

ANEXO VII.- CERTIFICADO PORCENTAJE DE SIMILITUD

FACULTAD: CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

Habiendo sido nombrado Ing. Judith Chalen Medina M.Sc., tutor del trabajo de titulación certifico que el presente trabajo de titulación ha sido elaborado por Lara Chico Walter Fabricio C.C. 0201786571, Vallejo Feijoo Danilo Alexander C.C. 0704679364, con mi respectiva supervisión como requerimiento parcial para la obtención del título de: INGENIERO CIVIL.

Se informa que el trabajo de titulación: **"Diseño de un sistema de tratamiento para la captación del río Payacacao del sector Payacacao del cantón Echeandía provincia Bolívar."**, ha sido orientado durante todo el periodo de ejecución en el programa antiplagio **URKUND** quedando el 8 % de coincidencia.



Document Information

Analyzed document	Diseño de un sistema de tratamiento para la captación del Río Payacacao - Walter La ra- Danilo Vallejo.docx (D112391184)
Submitted	9/11/2021 5:48:00 AM
Submitted by	Flor Chavez Flor MSc.
Submitter email	ginoflorch@hotmail.es
Similarity	8%
Analysis address	gino.florc.ug@analysis.urkund.com

Sources included in the report

	URL: http://docplayer.es/200944480-Propuesta-de-diseno-para-la-optimizacion-de-la-planta-de-potabilizacion-del-municipio-de-pitalito-huila-juan-sebastian-valenciano-perdomo.html	 5
	Fetches: 7/11/2021 12:22:00 AM	

<https://secure.urkund.com/view/107089315-839252-547029#/>



Firmado electrónicamente por:
**JUDITH ARACELY
CHALEN MEDINA**

ING. JUDITH CHALEN MEDINA, M.Sc.
C.C.: 0913085379
FECHA: 11/09/2021



ANEXO VIII.- INFORME DEL DOCENTE REVISOR
FACULTAD: CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

Guayaquil, 27 de septiembre del 2021

Ingeniero

Javier Córdova Rizo, MSc.

DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

FACULTAD CIENCIAS MATEMATICAS Y FISICAS

UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL

Ciudad. -

De mis consideraciones:

Envío a Ud. el Informe correspondiente a la **REVISIÓN FINAL** del Trabajo de Titulación **“Diseño de un sistema de tratamiento para la captación del río Payacacao del sector Payacacao del cantón Echeandía provincia Bolívar”** de los estudiantes **Lara Chico Walter Fabricio y Vallejo Feijoo Danilo Alexander**. Las gestiones realizadas me permiten indicar que el trabajo fue revisado considerando todos los parámetros establecidos en las normativas vigentes, en el cumplimiento de los siguientes aspectos:

Cumplimiento de requisitos de forma:

- El título tiene un máximo de 20 palabras.
- La memoria escrita se ajusta a la estructura establecida.
- El documento se ajusta a las normas de escritura científica seleccionadas por la Facultad.
- La investigación es pertinente con la línea y sublíneas de investigación de la carrera.
- Los soportes teóricos son de máximo 5 años.
- La propuesta presentada es pertinente.

Cumplimiento con el Reglamento de Régimen Académico:

- El trabajo es el resultado de una investigación.
- El estudiante demuestra conocimiento profesional integral.
- El trabajo presenta una propuesta en el área de conocimiento.
- El nivel de argumentación es coherente con el campo de conocimiento.

Adicionalmente, se indica que fue revisado, el certificado de porcentaje de similitud, la valoración del tutor, así como de las páginas preliminares solicitadas, lo cual indica que el trabajo de investigación cumple con los requisitos exigidos.

Una vez concluida esta revisión, considero que los estudiantes **Lara Chico Walter Fabricio y Vallejo Feijoo Danilo Alexander** están aptos para continuar el proceso de titulación. Particular que comunicamos a usted para los fines pertinentes.

Atentamente,



Firmado electrónicamente por:
MANUEL IGNACIO
GOMEZ DE LA TORRE

ING. Manuel Ignacio Gómez de la Torre, MSC.

C.C.: 1707712707

FECHA: 27/09/2021



DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y DE AUTORIZACIÓN DE LICENCIA GRATUITA INTRANSFERIBLE Y NO EXCLUSIVA PARA EL USO NO COMERCIAL DE LA OBRA CON FINES NO ACADÉMICOS

**FACULTAD DE CIENCIAS MATEMATICAS Y FISICAS
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

LICENCIA GRATUITA INTRANSFERIBLE Y NO COMERCIAL DE LA OBRA CON FINES NO ACADÉMICOS

Nosotros, Lara Chico Walter Fabricio con C.I. 0201786571 y Vallejo Feijoo Danilo Alexander con C.I. 0704679364 certificamos que los contenidos desarrollados en este trabajo de titulación, cuyo título es **“Diseño de un sistema de tratamiento para la captación del río Payacacao del sector Payacacao del cantón Echeandía provincia Bolívar”** son de nuestra absoluta propiedad y responsabilidad, en conformidad al Artículo 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN, autorizamos la utilización de una licencia gratuita intransferible, para el uso no comercial de la presente obra a favor de la Universidad de Guayaquil.

Walter Fabricio Lara Chico
C.I: 0201786571

Danilo Alexander Vallejo Feijoo
C.I: 0704679364

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO I

Generalidades

1.1	Introducción	1
1.2	Situación problemática	2
1.3	Objetivos	2
1.3.1	Objetivo general.	2
1.3.2	Objetivos específicos.....	3
1.4	Delimitación del tema	3
1.5	Justificación.....	3
1.6	Descripción general del proyecto	4
1.6.1	Localización.....	4
1.6.2	Vías de acceso al cantón Echeandía	5
1.7	Metas.....	5
1.8	Metodología.....	6

CAPITULO II

Marco Teórico

2.1	Antecedentes	7
2.1.1	Nacional.....	7
2.1.2	Internacional.	8
2.2	Marco legal.....	9
2.3	Bases teórico – científicas.....	9
2.3.1	Estimación de población futura.....	9
2.3.2	Captación.	14
2.3.3	Diseño de Bocatoma de fondo	19
2.3.4	Diámetros de tubería de conducción	21
2.3.5	Desarenador.....	25
2.3.6	Tratamiento para agua de consumo humano	34
2.4	Definición de términos básicos.....	40

CAPITULO III

Marco Metodológico

3.1 Tipo de estudio.....	44
3.1.1 Investigación Cuantitativa.....	44
3.1.2 Diseño No Experimental.....	44
3.2 Población, Muestra y Muestreo	44
3.3 Métodos, técnicas e instrumentos.....	44
3.3.1 Método deductivo.....	44
3.4 Plan de procesamiento y análisis	45
3.4.1 Procesamiento.....	45
3.4.2 Análisis de datos	45

CAPITULO IV

Desarrollo del Tema

4.1 Caracterización de agua.....	46
4.2 Cálculo de población futura.....	46
4.2.1 Método aritmético.....	46
4.2.2 Método geométrico.....	47
4.2.3 Método logarítmico.....	47
4.2.4 Método de Wappus.....	47
4.2.5 Cuadro de resultados.....	48
4.3 Dotación y caudales.....	48
4.3.1 Caudal medio diario.....	48
4.3.2 Consumo máximo diario.....	49
4.3.3 Consumo máximo horario.....	49
4.3.4 Caudal de captación y conducción.....	49
4.4 Captación	50
4.4.1 Diseño de la presa o azud.....	50
4.4.2 Área de captación.....	50
4.4.3 Datos del Río.....	50
4.4.4 Diseño de la rejilla y del canal de aducción.....	51
4.4.5 Longitud de la rejilla y número de barrotes.....	52
4.4.6 Niveles en el canal de aducción.....	53
4.4.7 Velocidad del agua al final del canal.....	54
4.4.8 Diseño de la cámara de recolección.....	55
4.4.9 Cálculo de la altura de los muros de contención.....	55
4.4.10 Cálculo de cotas en la captación	56

4.4.11	Caudales de excesos	57
4.4.12	Caudal captado.	57
4.4.13	Caudal de exceso.....	57
4.4.14	Velocidad.....	57
4.4.15	Alcance superior del chorro.	57
4.4.16	Cálculo de la tubería de excesos.....	58
4.5	Diámetros de tubería de conducción de la Bocatoma al Desarenador	59
4.5.1	Condiciones de diseño:	59
4.5.2	Corrección de la pendiente.....	61
4.5.3	Caudal de excesos	66
4.5.4	Cuadro de cotas definitivas y condiciones hidráulicas.....	66
4.6	Diseño de desarenador	66
4.6.1	Condiciones de diseño del desarenador	66
4.6.2	Cálculo de los parámetros de sedimentación	67
4.6.3	Cálculos de los elementos del desarenador	72
4.6.4	Cálculo de diámetro de tubería de excesos y lavado.	75
4.6.5	Cuadro de cotas para el diseño del desarenador.	78
4.7	Diámetros de tubería desarenador – planta de tratamiento.	78
4.8	Diseño planta de tratamiento.....	79
4.8.1	Cámara de repartición de caudales.....	80
4.8.2	Filtración	82
4.8.3	Cloración.	85
4.9	Cálculo de volumen de tanque de reserva.	88
4.9.1	Dimensionamiento	89
4.10	Tanque de almacenamiento	91
4.10.1	Volumen del tanque.....	91
4.10.2	Dimensionamiento	91

CAPITULO V

Conclusiones y Recomendaciones

5.1	Conclusiones.....	93
5.2	Recomendaciones.....	94

Bibliografía

Anexos

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1: Cantón Echeandía, ubicación geográfica.	4
Ilustración 2: vías de acceso al cantón.	5
Ilustración 3: Bocatoma de fondo (planta).....	17
Ilustración 4: Bocatoma de fondo (corte longitudinal).	18
Ilustración 5: Bocatoma de fondo (corte transversal).....	18
Ilustración 6: Toma de fondo en planta.	21
Ilustración 7: Zonas de un desarenador (planta).....	27
Ilustración 8: Zonas de un desarenador (corte).	27
Ilustración 9: Trayectoria de partículas en el desarenador.....	30
Ilustración 10: Valores de Sedimentación.	31

Índice de Tablas

Tabla 1: Longitud y latitud de Echeandía.	4
Tabla 2: Dotaciones recomendadas.	12
Tabla 3: Valores típicos de exfiltración.	22
Tabla 4: Tabla de relaciones hidráulicas para conducción circular.	24
Tabla 5: Clasificación del material en suspensión según su tamaño.	25
Tabla 6: Viscosidad cinemática del agua.	29
Tabla 7: Número de Hazen (V_s/V_o).....	34
Tabla 8: Propiedades físicas del agua.....	36
Tabla 9: Resultados de caracterización de agua del Río Payacacao.	46
Tabla 10: Resultados del método aritmético.	47
Tabla 11: Resultados del método geométrico.	47
Tabla 12: Resultados del método logarítmico.	47
Tabla 13: Resultados del método de Wappus.	48
Tabla 14: Cuadro de resultados y promedio de todos los métodos empleados. .	48
Tabla 15: Cuadro de cotas del proyecto.....	56
Tabla 16: Coeficiente de rugosidad típicos.	58
Tabla 17: Cotas definitivas de salida y llegada al desarenador.....	66
Tabla 18: Condiciones de diseño.	67
Tabla 19: Perdidas por instrumentos en la condición.	76
Tabla 20: cuadro de cotas del desarenador.	78
Tabla 21: Cuadro de cotas para tubería desarenador - PTAP.....	78
Tabla 22: Cotas de diseño de cámara.....	82
Tabla 23: Criterios generales de diseño de filtros.	83
Tabla 24: Valores de k para dosificación de cloro.	87

Tabla 25: constante de la capacidad del tanque de almacenamiento.	89
---	----



RESUMEN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN (ESPAÑOL)
FACULTAD: CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

**Título Del Trabajo De Titulación: DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO
PARA LA CAPTACIÓN DEL RÍO PAYACACAO
DEL SECTOR PAYACACAO DEL CANTÓN
ECHEANDÍA PROVINCIA BOLÍVAR**

Autores: Walter Fabricio Lara Chico
Danilo Alexander Vallejo Feijoo

Tutor: Ing. Judith Chalen Medina, M.Sc.

RESUMEN

Se diseñó un sistema de tratamiento de agua potable para el cantón Echeandía ubicado en la provincia Bolívar, mismo que mejorará la calidad de agua en la población. Para el diseño de la planta de tratamiento se realizó análisis de caracterización de agua. Los resultados ayudaron a la identificación de los procesos a emplearse, también se consideró una dotación de 210 L/h/d, para una población de 31414 proyectada a 25 años, captando un caudal de 0,4761 m³/s, entregando a la planta de tratamiento un caudal de 0,11758 m³/s, determinándose tres desarenadores sin pantalla deflectora con una capacidad de 385,41 m³ cada uno y una carga hidráulica de 52,04 m³/m²*d, tendremos una cámara repartidora de caudales que repartirá y transportará caudales a los filtros que estarán en operación, se contará cinco filtros rápidos a gravedad con una tasa de filtración de 300 m³/m²*d, con un volumen de 112,88 m³ para su auto lavado, obteniendo un volumen filtrado de 3.386,42 m³ al día por cada filtro, se diseñó un tanque hipo-clorador con un volumen de 1,674 m³ para la solución madre, este tanque contará con un sistema regulador de caudal que dosificará durante 8 horas al tanque de cloración que cuenta con un volumen de 176,37 m³ y un tiempo de residencia de 25 minutos, luego se traslada a un tanque de reserva de 2622,14 m³ y finalmente se pasa a dos tanques de almacenamiento y distribución de 180 m³ cada uno, donde se conectará a la red de distribución ya existente.

PALABRAS CLAVE: DISEÑO – CAPTACIÓN – TRATAMIENTO – AGUA
POTABLE – PARAMETROS.

**RESUMEN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN (INGLÉS)****FACULTAD: CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS****CARRERA: INGENIERÍA CIVIL**

Title Of The Degree Project: DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LA CAPTACIÓN DEL RÍO PAYACACAO DEL SECTOR PAYACACAO DEL CANTÓN ECHEANDÍA PROVINCIA BOLÍVAR

Authors: Walter Fabricio Lara Chico
Danilo Alexander Vallejo Feijoo

Advisor: Ing. Judith Chalen Medina, M.Sc.

ABSTRACT

A drinking water treatment system was designed, for the Echeandía canton located in the Bolívar province, to improve the water quality of the population. For the design of the treatment plant, a water characterization analysis was carried out. The results helped to identify the processes to be used, and also considered an endowment of 210 L / h / d, for a population of 31,414 projected to 25 years, capturing a flow of 0.4761 m³ / s, delivering to the treatment plant a flow of 0.11758 m³ / s, determining three desanders without a deflector screen with a capacity of 385.41 m³ each, and a hydraulic load of 52.04 m³ / m² * d, we will have a flow distribution chamber that will distribute and transport flows to the filters that will be in operation, there will be five quick gravity filters with a filtration rate of 300 m³ / m² * d, with a volume of 112.88 m³ for self-cleaning, obtaining a filtered volume of 3,386 , 42 m³ per day for each filter. A hypochlorinator tank was designed with a volume of 1,674 m³ for the mother solution, this tank will have a flow regulator system that will dose the chlorination tank for 8 hours, which has a volume of 176.37 m³ and a residence time of 25 minutes, then it is transferred to a reserve tank of 2,622.14 m³ and finally to two storage and distribution tanks of 180 m³ each, where it will be connected to the existing distribution network.

KEY WORDS: DESING – CAPTURE – TREATMENT – DRINKING WATER – PARAMETERS.

CAPITULO I

Generalidades

1.1 Introducción

El agua es un elemento vital para los seres vivos en general, pero en especial para los seres humanos, estos con la aspiración de vivir en lugares con mayor población, mismos que crecen muy rápido y en los cuales las fuentes de agua potable cada vez son mínimas, por ello nos vemos en la necesidad de buscar nuevas fuentes de agua potable que pueda ser tratada de manera apropiada para satisfacer esta demanda.

Generalmente, toda población tiene un lugar de captación de agua por más mínima que esta sea, mientras la población va creciendo se debe de ir mejorando el sistema de captación y la calidad de agua que consumen a diario, ya que el agua potable es derecho para todo ciudadano. Para realizar una buena captación y almacenamiento se deben tomar en cuenta varios factores como la población actual, características del río de abastecimiento, criterios y especificaciones técnicas que estén normados para el diseño de captación y almacenamiento de agua potable.

El proyecto en cuestión será realizado con el fin de solucionar la escasez de agua en el cantón Echeandía, ya que el mismo debe suspender el servicio del líquido vital por ciertas horas del día cuando no cuentan con suficiente agua en los reservorios, el caudal requerido para la población es de 16 l/s, en tiempo invernal el caudal disponible es de 25 l/s pero este puede bajar hasta 5 l/s en época de verano y deben esperar que se llenen los reservorios para poder rehabilitar nuevamente el servicio a la población, generalmente este problema se presenta más a menudo en épocas invernales. Por ello el objetivo principal del proyecto es realizar el diseño de una captación de agua y posteriormente el debido tratamiento de la misma, para que de

esta manera poder satisfacer con agua apta para el consumo humano y de la misma forma cubrir el déficit que presenta la cabecera cantonal.

Para llevar a cabo la recreación de datos del proyecto hemos decidido realizar peticiones de información tanto al GAD municipal y CAPAE, misma que está encargada de surtir del líquido vital a la ciudadanía del cantón Echeandía. De igual manera se socializará con las personas del sector de la captación para la recolección de datos de campo.

Las limitantes en el presente proyecto son la falta de instrumental para poder realizar un trabajo completo, como sería el levantamiento de terreno desde la captación hasta el lugar de la planta de tratamiento, por ello nos vemos en la necesidad de realizar la captación, pretratamiento y tratamiento, dejando de lado la parte de la conducción.

1.2 Situación Problemática

La ciudadanía del cantón Echeandía, actualmente presenta altos índices de enfermedades de origen hídrico (parasitarias y bacteriológicas) a causa de la dotación de agua que en época invernal no garantiza condiciones apropiadas para el agua de consumo humano; y por otro lado en época de verano, el caudal de abastecimiento es inferior al caudal requerido (mínimo 16 l/s), por lo mismo que la población presenta quejas por falta de dicho servicio.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General.

- Diseñar un sistema de tratamiento para la captación del Río Payacacao del sector Payacacao del cantón Echeandía provincia de Bolívar.

1.3.2 Objetivos Específicos.

- Determinar la calidad de agua del río mediante análisis de caracterización en el punto de captación.
- Determinar mediante los resultados obtenidos en los procesos para el tratamiento del agua cruda y su potabilización hasta obtener los límites permisibles según la normativa INEN 1108 (sexta y quinta edición) para agua de consumo humano.
- Diseñar y dimensionar el sistema de tratamiento para el agua potable en condiciones de carga baja y alta, para que cumpla la norma INEN 1108 para consumo humano.

1.4 Delimitación del Tema

Este trabajo está focalizado en el diseño de la captación, sistema de tratamiento y almacenamiento del líquido vital, para aumentar la capacidad de la reserva de agua potable en la planta de tratamiento y a su vez la calidad de la misma.

Se realizará una caracterización de agua y evaluarán: dotaciones, proyección poblacional, parámetros sanitarios. Aplicando normas para garantizar la calidad de agua de consumo humano y la vida útil de este proyecto, de esta manera se cubrirán las demandas existentes en el cantón.

1.5 Justificación

En el registro oficial N.º 305 reconocen y garantizan a las personas y colectividades el derecho al acceso equitativo, permanente y de calidad al agua, aire y suelo; y de igual manera a una vida digna que asegure la salud.

Fuente: registro oficial N.º 305 (ley orgánica de recursos hídricos, usos y aprovechamiento del agua)

Por esta razón las plantas potabilizadoras deben garantizar la entrega de agua potable, misma que cumpla con la demanda poblacional y normas de calidad establecidas por el ente regulador.

Este proyecto va a beneficiar a toda la ciudadanía del cantón Echeandía, ya que se obtendrá como beneficio el abastecimiento de agua potable durante los 365 días del año sin cortes de dicho servicio tan fundamental para el día a día.

1.6 Descripción General del Proyecto

1.6.1 Localización.

La ciudad de Echeandía es la cabecera del cantón Echeandía, se encuentra ubicada en la provincia Bolívar, en las coordenadas presentes en la siguiente tabla, a una altura promedio de 320 msnm.

Tabla 1: Longitud y latitud de Echeandía.

	LONGITUD	LATITUD
UTM	E 691454,51	S 9841606,73

Fuente: (Google, 2021)

Elaborado por: Walter Lara & Danilo Vallejo.



Ilustración 1: Cantón Echeandía, ubicación geográfica.

Fuente: (Google, 2021)

Elaborado por: Walter Lara & Danilo Vallejo.

1.6.2 Vías de Acceso al Cantón Echeandía.



Ilustración 2: vías de acceso al cantón.

Fuente: (Google, 2021)

Elaborado por: Walter Lara & Danilo Vallejo.

Actualmente el cantón Echeandía cuenta con cuatro vías de acceso, dos desde la parte sierra (Guaranda y Camarón) y dos de la parte costa (Ventanas y Los Ángeles).

Tres de ellas cuentan con carpeta asfáltica (Guaranda – Echeandía; Ventanas – Echeandía y Los Ángeles – Echeandía) y constan de dos carriles, la vía Camarón – Echeandía se encuentra parcialmente asfaltada y su diferencia es de camino de pierda.

1.7 Metas

Diseñar una captación superficial que esté a la altura del nuevo proyecto, que permita mantener al sistema de potabilización trabajando de manera eficaz. Considerar todos los parámetros contemplados para diseñar un adecuado sistema de potabilización, alcanzando una calidad de agua óptima para el ser humano en base a las tablas presentadas en la normativa INEN 1108 (Sexta y Quinta edición).

Diseñar una reserva, cuyas dimensiones sean las adecuadas para albergar el volumen requerido de líquido vital que será distribuido a la población.

1.8 Metodología

Se empleará el método cuantitativo para el diseño del estudio de la planta de tratamiento mediante normativa vigente (NTE INEN 1108, Sexta y Quinta edición) y para el proceso constructivo de igual manera con los estándares establecidos por la “NEC” (Norma Ecuatoriana de la Construcción).

Considerando las leyes presentes por el MAE, institución encargada de la regulación y control ambiental. De igual manera las leyes presentes en la SECRETARIA DEL AGUA (estos dos organismos se encuentran fusionados desde el año 2020).

CAPITULO II

Marco Teórico

2.1 Antecedentes

En la actualidad existe mucha información variada respecto a captación de agua superficial, diseño de sistemas de tratamiento para agua potable y almacenamiento de la misma, gran parte de esta información ha sido presentada en solución a problemas específicos de estudio, como lo será en nuestro caso. De igual manera existe mucha otra información en publicaciones u otros medios escritos.

2.1.1 Nacional.

(Falcones & Valdez, 2021). En su trabajo de investigación que lleva como título: *“Rediseño de la obra de captación, línea de conducción, reservorio y planta de tratamiento para el sistema de agua potable de la Comunidad San Vicente de Andoas, cantón Pedro Vicente Maldonado, provincia de Pichincha”* (tesis pre-grado).

Universidad Politécnica Salesiana (sede Quito), carrera de ingeniería civil: Ecuador, 2021. Resumen:

En la actualidad la Comunidad trabaja con un sistema de abastecimiento el cual presenta problemas, entre ellos el principal problema es la obstrucción del tanque de bombeo debido a los sedimentos en las épocas de lluvia. Para el rediseño del nuevo sistema de abastecimiento de agua se tomará en cuenta las normas técnicas de diseño para de esta manera cumplir estándares de calidad y eficiencia. Se realizó una reunión directa con los representantes legales de la comunidad, en la que ellos manifestaron sus problemas y requerimientos, además se entregó información necesaria para el proyecto como: población, análisis de la calidad del agua y problemas socioeconómicos. Se realizó dos propuestas para mejorar el sistema de captación de agua, un sistema de captación con rejilla horizontal y un sistema de

captación con rejilla vertical. Se llegó a la conclusión que el sistema que conviene a la comunidad es un sistema con rejilla horizontal debido a los costos y a la facilidad de construcción. Además, se realizó el diseño de un tanque sedimentador para evitar la obstrucción en el tanque de bombeo y se rediseño una nueva línea de conducción. Finalmente se realizó el diseño de un nuevo tanque de almacenamiento tomando en cuenta la población futura en la vida útil del proyecto. También se tomó en cuenta un manual de operación y mantenimiento para las obras diseñadas y un estudio de impacto ambiental para conocer los impactos positivos y negativos por la ejecución de dicho proyecto. Finalmente se realizó un análisis técnico- económico para conocer la factibilidad del proyecto, el cual nos dio como resultado que el proyecto es rentable tanto en costo como en beneficios.

2.1.2 Internacional.

(Mosqueda, 2018) Bach. Katheryn Vanessa Paima. En su trabajo de investigación que lleva por título: *“Diseño de un sistema de abastecimiento para agua potable mediante la captación del manantial de fondo concentrado, San Juan de Pumayacu, Yurimaguas – 2018”* (tesis de pregrado).

Universidad César Vallejo, facultad de ingeniería, escuela académico profesional de ingeniería civil: Perú, 2018. Concluyo que:

- Según el estudio hidrológico elaborado, se concluye que, para el diseño de un sistema de agua potable, se tendrá que considerar un caudal de 0.57 como demanda y un aforo de 0.89 lt/s.
- Con la recopilación de los datos de campo y la información teórica obtenida se ha elaborado un diseño de sistema de abastecimiento de agua mediante la captación de un manantial de fondo concentrado.

- Los resultados del análisis fisicoquímico y microbiológicos practicados a las muestras de agua del pozo nos muestran que los parámetros evaluados se encuentran por dentro de los límites permisibles recomendados para el consumo agua humano y no requiere planta de tratamiento.

2.2 Marco Legal

Para el presente proyecto las normativas a seguir para control de calidad de agua serán:

- *Norma Técnica Ecuatoriana*, NTE INEN 1108 (Sexta revisión 2020-04).
- *Código Ecuatoriano de la Construcción de parte IX Obras Sanitarias*. CO 10.07 – 601 (secretaría del agua). *Del Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (IEOS)*.

2.3 Bases Teórico – Científicas

2.3.1 Estimación de Población Futura.

Para el cálculo de la población futura de este proyecto se realizará varios métodos para comparación entre sí y utilizar el promedio entre todos para el diseño de la población beneficiada del cantón Echeandía.

Los datos presentados a continuación son los resultados oficiales del INEC en el censo 2010, ya que por motivo de pandemia no se han hecho oficiales los resultados del censo 2021.

Población urbana actual: 6 710 hab.

Periodo de diseño: 25 años.

2.3.1.1 Método Aritmético.

Este método se basa en la hipótesis de que el ritmo de crecimiento poblacional es constante, su ecuación de una gráfica donde el crecimiento poblacional se compara de manera lineal.

Formulas:

$$Pf = Pa + K(Tf - Ta) \quad (1)$$

$$K = \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci} \quad (2)$$

Donde:

Pf = Población futura

Puc = Población del último censo

Pa=Población actual

Pci= Población del censo inicial

K= Pendiente de la recta

Tuc = Año del último censo

Tf = Año población futura

Tci=Tiempo del censo inicial

Ta= Año población actual

2.3.1.2 Método Geométrico.

Para el cálculo de población futura se utiliza las ecuaciones:

$$Pf = Pa(1 + r)^n \quad (3)$$

$$r = \sqrt[n]{\frac{Puc}{Pci}} - 1 \quad (4)$$

Donde:

Pf = Población futura

Puc = Población del último censo

Pa = Población actual

Pci = Población del censo inicial

r = Tasa de crecimiento poblacional para el periodo considerado

n = periodo entre el año del último censo (Tuc) y el año del censo inicial (Tci)

2.3.1.3 Método Logarítmico.

El método logarítmico o método exponencial se lo obtiene con las fórmulas siguientes:

$$Pf = Pci * e^{\bar{k}(Tf - Tuc)} \quad (5)$$

$$K = \frac{\ln Puc - \ln Pci}{Tuc - Tci} \quad (6)$$

Donde:

Pf = Población futura

Tuc = Año del último censo

Pci = Población del censo inicial

Puc = Población del último censo

K = Tasa de crecimiento promedio

Tci = Año del censo inicial

Tf = Año futuro

2.3.1.4 Método de Wappus.

Para la aplicación de este método se utilizarán las siguientes formulas:

$$Pf = Pci \left[\frac{200 + i(Tf - Tci)}{200 - i(Tf - Tci)} \right] \quad (7)$$

$$i = \frac{200 * (Puc - Pci)}{(Tuc - Tci)(Puc + Pci)} \quad (8)$$

Donde:

Pf = Población futura

Tci = Año del censo inicial

Pci = Población del censo inicial

Puc = Población del último censo

i = porcentaje de crecimiento

Tuc = Año del último censo

Tf = Año futuro

2.3.1.5 Dotación.

“Es la cantidad de agua por habitante por día, que debe proporcionar un sistema de abastecimiento de agua, para satisfacer las necesidades derivadas del consumo doméstico, industrial, comercial y de servicio público” (Mariño & Balseca, 2012)

Existen algunas variables con respecto a las dotaciones de agua, tales como: costo del agua, clima, calidad del agua y nivel socio – económico.

Para la estimación de la dotación existe una tabla con valores referenciales tomando en cuenta varios criterios, a continuación, dicha tabla.

Tabla 2: Dotaciones recomendadas.

TABLA V.3 Dotaciones recomendadas

POBLACIÓN (habitantes)	CLIMA	DOTACIÓN MEDIA FUTURA (l/hab/día)
Hasta 5000	Frío	120 – 150
	Templado	130 – 160
	Cálido	170 – 200
5000 a 50000	Frío	180 – 200
	Templado	190 – 220
	Cálido	200 – 230
Más de 50000	Frío	> 200
	Templado	> 220
	Cálido	> 230

Fuente: (IEOS, 2012)

2.3.1.6 Variaciones de Consumo.

El consumo de agua potable es algo que varía mucho en el transcurso de horas, días, semanas y meses. Ya que este valor puede tener picos muy altos o bajos, pero el sistema de abastecimiento debe estar en la capacidad de satisfacer estas variaciones sin ninguna dificultad.

2.3.1.7 Caudales de Diseño de Captación y Bombeo.

Para diseñar el sistema de agua potable, se deberán realizar cálculos de varios tipos de caudales presentados a continuación.

Con el fin de diseñar las estructuras del acueducto, es necesario calcular el caudal apropiado, el cual debe combinar las necesidades de la de diseño y los costos de la construcción de un acueducto para un caudal excesivo. Normalmente se trabaja con tres tipos de caudales, a saber: (López, 1995, pág. 53)

- Caudal medio diario
- Caudal máximo diario
- Caudal máximo horario

2.3.1.8 Caudal Medio Diario (*cmd*).

Para su cálculo se emplea la ecuación (9) presentada a continuación.

$$Q_m = \frac{P_f * Dot.}{86400} \quad (9)$$

Donde:

Q_m = Caudal medio diario

P_f = Población futura

Dot. = Dotación

2.3.1.9 Consumo Máximo Diario.

El consumo máximo diario se define como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año, que relacionado con el consumo medio diario representa un valor entre 1.3 y 1.5. Representado en la ecuación (10), que se muestra a continuación.

$$Q_{max. diario} = (1.3 \text{ a } 1.5) Q_m. \quad (10)$$

2.3.1.10 Consumo Máximo Horario.

Se define como la hora pico del día de máximo consumo. Definida por la ecuación (11), presentada a continuación.

$$Q_{max. \text{ horario}} = (2 \text{ a } 2.3) Q_m. \quad (11)$$

2.3.1.11 Caudal de Captación y Conducción.

Captación:

Según las normas de SENAGUA/MAE (Ministerio del Ambiente, Agua y Transición Ecológica) el caudal de diseño para aguas superficiales se calcula con la ecuación (12) dada a continuación, lo mismo que equivale al caudal máximo diario más un 20%.

$$Q_{cap.} = 1.2 * Q_{max. \text{ diario}} \quad (12)$$

Conducción:

Según las normas del MAE (Ministerio del Ambiente, Agua y Transición Ecológica) el caudal de diseño para aguas superficiales se calcula con la ecuación (13) dada a continuación, lo mismo que equivale al caudal máximo diario más un 10%.

$$Q_{diseño} = 1.1 * Q_{max. \text{ diario}} \quad (13)$$

2.3.2 Captación.

2.3.2.1 Definición de Captación.

Debe localizarse en tal forma que provea una adecuada protección contra cualquier fuente de contaminación. En embalses profundos, las captaciones con tomas

múltiples a varias profundidades ofrecen flexibilidad en la selección del agua y en la calidad de la misma en diferentes condiciones (Rojas, 1999, pág. 21)

El agua proveniente de ríos está expuesta a la incorporación de materiales y microorganismos requiriendo un proceso más complejo para su debido tratamiento. La turbiedad, el contenido mineral y el grado de contaminación pueden variar significativamente según la época del año, ya sea este invierno, donde la turbiedad es muy elevada o verano donde la turbiedad es casi nula o nula.

2.3.2.2 *Periodo de Diseño.*

Se define al tiempo estimado que tomara la construcción de la obra para su correcto funcionamiento y de la manera más económica posible, es decir, que esta cumpla con los propósitos sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados.

“El periodo de diseño es el tiempo durante el cual una obra o estructura debe funcionar satisfactoriamente, sin necesidad de ampliaciones o modificaciones en la misma” (Ortega, 1993)

Previo a establecer un periodo de diseño se debe considerar algunos factores, tales como: vida útil de equipos y materiales, opción de ampliación en la obra, crecimiento de la población, condiciones naturales de disponibilidad del recurso agua, características socio – económicas de la localidad.

El periodo de diseño para todo el proyecto y sus componentes del sistema de agua potable del cantón Echeandía será de 25 años.

En ningún caso se proyectarán obras definitivas con periodos menores a 15 años, según (IEOS, 2012, pág. 63)

2.3.2.3 Captación de Agua Superficial.

El término genérico utilizado para las obras de captación, derivación o toma en ríos es “bocatoma”. Por medio de esta estructura se puede derivar el caudal de diseño que por lo general corresponde al caudal máximo diario.

Las obras de captación deben localizarse en zonas donde el suelo sea estable y resistente a la erosión, procurando que la captación se haga en un sector recto del cauce. En caso de ser necesaria la captación en una curva, aquélla debe ubicarse en la parte exterior de la curva, tomando las debidas medidas de protección de la obra. (López, 1995, pág. 75)

2.3.2.4 Tipos de Bocatoma.

“Existen diferentes tipos de bocatomas; los factores determinantes para la selección de la bocatoma más adecuada son la naturaleza del cauce y la topografía general del proyecto. A continuación, se ilustran los diferentes tipos de bocatomas”. (López, 1995, pág. 75)

2.3.2.4.1 Toma Lateral con Muro Transversal.

Es utilizada en ríos relativamente pequeños o quebradas, en donde la profundidad del cauce no es muy grande. Un muro transversal a manera de presa eleva la lámina de agua y ésta es captada lateralmente a través de una rejilla colocada en uno de los muros laterales. (López, 1995, pág. 76)

2.3.2.4.2 Bocatoma Lateral con Bombeo.

Son empleadas para ríos con caudales grandes y de una sección relativamente ancha. El número mínimo de bombas es de dos, de manera que una de ellas está en reserva. La rejilla tiene por objeto el paso de elementos grades que puedan llegar a obstruir la entrada al pozo de succión o la misma coladera de tubería de succión se le debe dar protección al talud mediante muros de contención. (López, 1995, pág. 76)

2.3.2.4.3 Bocatoma Lateral por Gravedad.

Si se dispone de las condiciones hidráulicas y topográficas suficientes, la captación en ríos profundos puede hacerse por gravedad de manera similar a la toma con muro transversal, reemplazando el muro por compuertas y rejillas por otra de mayores dimensiones. En este caso se puede hacer el tratamiento primario de desarenador de manera inmediata. (López, 1995, págs. 76,77,78)

2.3.2.4.4 Toma Mediante Estabilización del Lecho.

Cuando el ancho del río es muy grande y el lecho no es muy estable, se hace una canalización de este; la toma puede ser lateral o de fondo. (López, 1995, pág. 78)

2.3.2.4.5 Bocatoma de Fondo.

El agua es captada a través de una rejilla colocada en la parte superior de una presa, que a su vez es direccionada en sentido normal de la corriente. El ancho de esta presa puede ser igual o menor que el ancho del río. (López, 1995, pág. 81)

“Este tipo de bocatoma será la mejor opción para nuestro proyecto debido a las características del río, a continuación, más detalles de la misma”

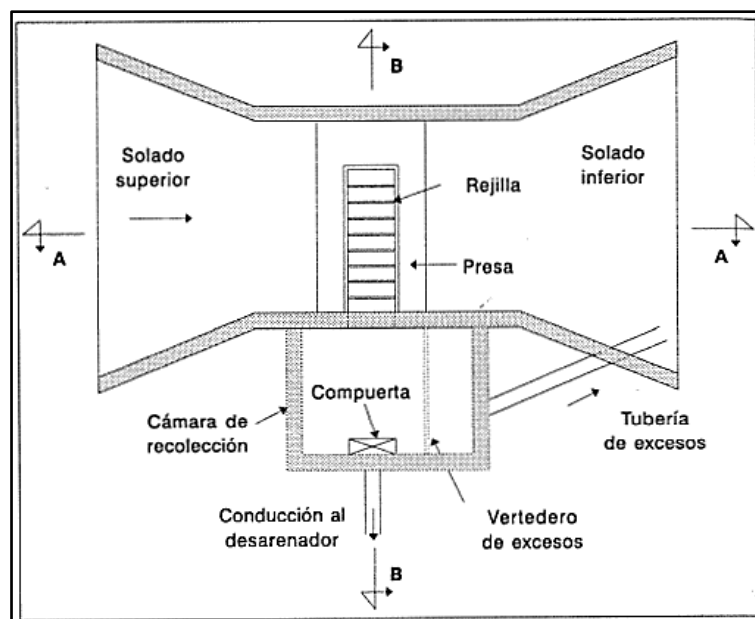


Ilustración 3: Bocatoma de fondo (planta).

Fuente: (López, 1995)

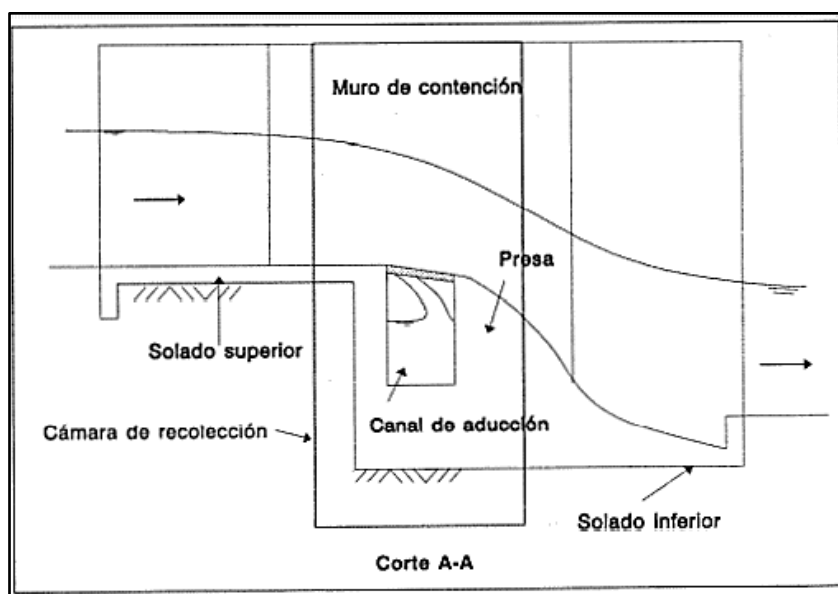


Ilustración 4: Bocatoma de fondo (corte longitudinal).

Fuente: (López, 1995)

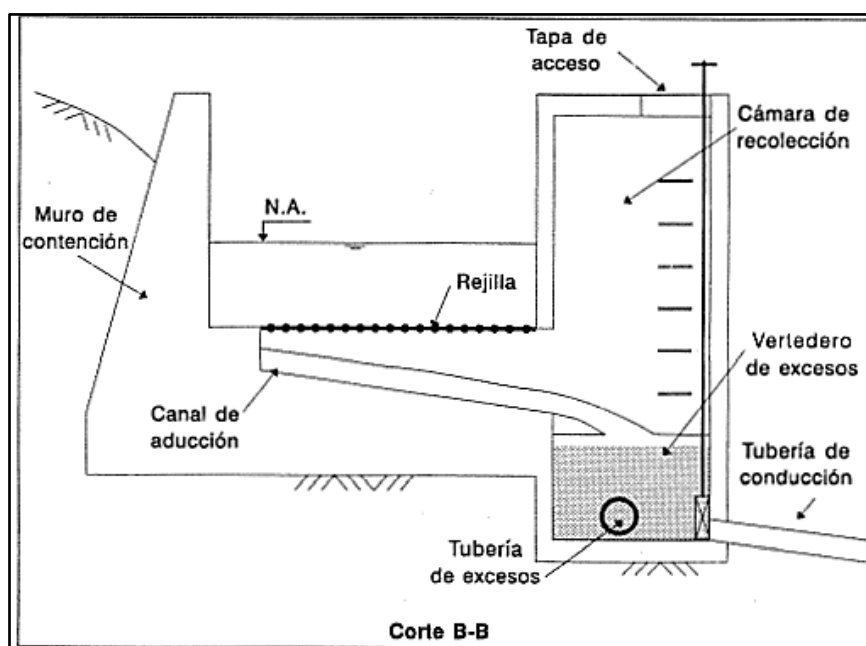


Ilustración 5: Bocatoma de fondo (corte transversal).

Fuente: (López, 1995)

2.3.3 Diseño de Bocatoma de Fondo.

2.3.3.1 Presa.

Su cota superior está al mismo nivel de la cota del fondo del río. Construida generalmente (**sic**) en concreto ciclópeo, dentro de ella se encuentra el canal de aducción. (López, 1995, pág. 81)

2.3.3.2 Solados o Enrocado Superior e Inferior.

Ubicadas aguas arriba y aguas abajo de la presa, tienen por objeto protegerla de la erosión. Pueden ser contruidos en concreto o enrocado. (López, 1995, pág. 83)

2.3.3.3 Muros Laterales.

Encauzan el agua hacia la rejilla y protegen los taludes. El ancho de estos muros depende de la estabilidad estructural. Siendo en concreto ciclópeo, el ancho de los muros puede ser de 60 centímetros o menos; esto depende del estudio de estabilidad de los mismos muros. (López, 1995, pág. 83)

2.3.3.4 Rejilla.

Esta es colocada sobre el canal de aducción que se encuentra dentro de la presa. La longitud de la rejilla, y por lo tanto la del canal de aducción, puede ser menor que la longitud de la presa o el ancho de la garganta, según las necesidades del caudal que 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 y el marco pueden ser de hierro, con separación entre barrotes de 5 a 10 centímetros de diámetro de los barrotes de 1/2", 3/4" o 1". (López, 1995, págs. 83,84)

2.3.3.5 Canal de Aducción.

Recibe el agua a través de la rejilla y entrega el agua captada a la cámara de recolección. Tiene una pendiente entre el 1% y el 4% con el fin de dar una velocidad

mínima adecuada y que sea segura para realizar las labores de mantenimiento. La sección de este canal puede ser rectangular o semicircular. Aun cuando la sección semicircular es la más eficiente desde el punto de vista del funcionamiento hidráulico, la sección rectangular es más fácil de construir. (López, 1995, pág. 84)

2.3.3.6 Cámara de Recolección.

Generalmente es cuadrada o rectangular, con muros en concreto reforzado cuyo espesor puede ser de 30 centímetros y su altura igual a la de los muros laterales. En su interior se encuentra un vertedero de excesos lateral que entrega el agua a una tubería de excesos que regresa el agua al cauce. Se debe dejar una tapa en la placa superior y una escalera para el acceso del personal de mantenimiento. (López, 1995, pág. 84)

2.3.3.7 Diseño de Presa / Azud.

Se define como presa o azud a una construcción ubicada de manera transversal al cauce del río y su principal función es almacenar agua y de esta manera incrementar su nivel de embalse.

En la parte alta o cresta, se ubica el área de captación, que consiste en una reja de protección que permite el ingreso del agua que será captada.

Como recomendación el ancho de la presa no debe ser mayor al ancho del río. A continuación, se presenta un esquema de la bocatoma de fondo.

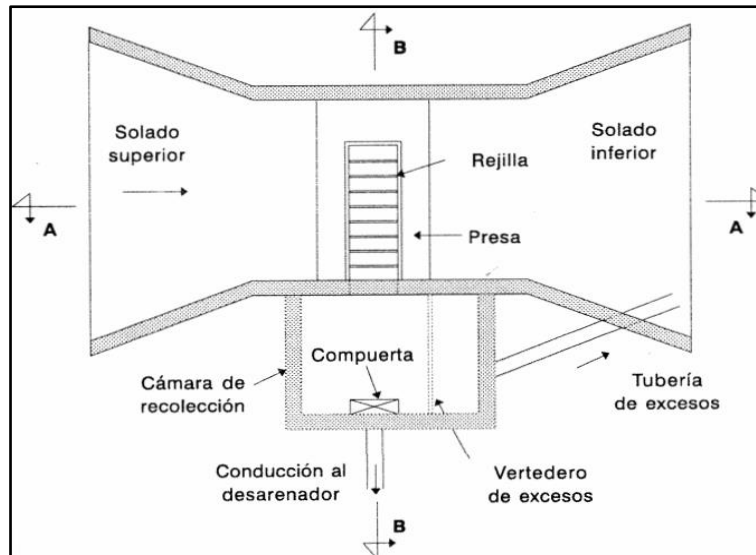


Ilustración 6: Toma de fondo en planta.

Fuente: (López, 1995)

2.3.4 Diámetros de Tubería de Conducción.

2.3.4.1 Conducción.

Se denomina al proceso de conducir el agua desde su captación al punto donde se dará su debido tratamiento. Un sistema de conducción se caracteriza por estar formado por varios elementos como pueden ser tuberías, canales, túneles y otros dispositivos que permitan el transporte adecuado del agua desde el punto de captación hasta el lugar de su almacenamiento o planta de tratamiento y en el caso de que las condiciones lo permitan llevar hasta el primer punto de distribución.

2.3.4.2 Velocidad Mínima.

La velocidad mínima especificada es de 0.6 m/s a tubo lleno. Esta norma satisface la necesidad de obtener una velocidad que sea capaz de permitir el arrastre de material sedimentado. (López, 1995, pág. 142)

2.3.4.3 Velocidad Máxima.

La velocidad máxima depende del material de la tubería y se especifica por razón de la erosión del material de ésta. (López, 1995, pág. 143)

Tubería de gres: 5 m/s

Tubería de concreto: 4 m/s

Diámetro mínimo: 6" (0.15 m)

Pérdidas por exfiltración

Tabla 3: Valores típicos de exfiltración.

Tabla 8.1
Valores típicos de exfiltración

Diámetro (Plg.)	Exfiltración (L/s. km.)	Diámetro (Plg.)	Exfiltración (L/s. km.)
6	0.108	12	0.203
8	0.135	15	0.257
10	0.170	18-26	0.406

Fuente: (López, 1995)

2.3.4.4 Ecuaciones de Diseño.

Generalmente para los diseños de conductos de flujo por gravedad se utiliza la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{A * R^{2/3} * S^{1/2}}{n} \quad (14)$$

Donde:

Q = Caudal (m³/ s)

A = Área de la sección de flujo (m²)

R= Radio hidráulico = $R = \frac{A}{P} = \frac{\pi * D^2}{4\pi * D} = \frac{D}{4}$

D = Diámetro de la tubería (m)

S = Pendiente de la tubería (m)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

$$Q = \frac{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right) \left(\frac{D}{4}\right) S^{1/2}}{n} = 0,312 \left(\frac{D^{8/3} S^{1/2}}{n} \right) \quad (15)$$

Despejando el diámetro de la tubería, se tiene:

$$D = 1,548 \left(\frac{n * Q}{S^{1/2}} \right)^{3/8} \quad (16)$$

Luego de calcular el diámetro de la tubería con la ecuación (16), se debe seleccionar el diámetro comercial, tomando en cuenta que mínimo debe ser 6" o 15 cm.

Con este nuevo valor del diámetro comercial, se calcula el caudal a tubo lleno, Q_0 , utilizando la ecuación (15) y la velocidad a tubo lleno, V_0 , dividiendo el caudal a tubo lleno por el área de la sección del diámetro comercial.

Obtenida la relación de Q/Q_0 , se entra a la **Tabla 4** de donde se obtienen las relaciones V/V_0 , y d/D , donde "v" es la velocidad real de la tubería y "d" la lámina de agua en ésta. (López, 1995, pág. 144)

Tabla 4: Tabla de relaciones hidráulicas para conducción circular.

Relaciones hidráulicas para conductos circulares (n_p/n variable)											
Q/Q_0	Rel.	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	V/V_0	0.000	0.292	0.362	0.400	0.427	0.453	0.473	0.492	0.505	0.520
	d/D	0.000	0.092	0.124	0.148	0.165	0.182	0.196	0.210	0.220	0.232
	R/R_0	0.000	0.239	0.315	0.370	0.410	0.449	0.481	0.510	0.530	0.554
0.1	V/V_0	0.540	0.553	0.570	0.580	0.590	0.600	0.613	0.624	0.634	0.645
	d/D	0.248	0.258	0.270	0.280	0.289	0.298	0.308	0.315	0.323	0.334
	R/R_0	0.586	0.606	0.630	0.650	0.668	0.686	0.704	0.716	0.729	0.748
0.2	V/V_0	0.656	0.664	0.672	0.680	0.687	0.695	0.700	0.706	0.713	0.720
	d/D	0.346	0.353	0.362	0.370	0.379	0.386	0.393	0.400	0.409	0.417
	R/R_0	0.768	0.780	0.795	0.809	0.824	0.836	0.848	0.860	0.874	0.886
0.3	V/V_0	0.729	0.732	0.740	0.750	0.755	0.760	0.768	0.776	0.781	0.787
	d/D	0.424	0.431	0.439	0.447	0.452	0.460	0.468	0.476	0.482	0.488
	R/R_0	0.896	0.907	0.919	0.931	0.938	0.950	0.962	0.974	0.983	0.992
0.4	V/V_0	0.796	0.802	0.806	0.810	0.816	0.822	0.830	0.834	0.840	0.845
	d/D	0.498	0.504	0.510	0.516	0.523	0.530	0.536	0.542	0.550	0.557
	R/R_0	1.007	1.014	1.021	1.028	1.035	1.043	1.050	1.056	1.065	1.073
0.5	V/V_0	0.850	0.855	0.860	0.865	0.870	0.875	0.880	0.885	0.890	0.895
	d/D	0.563	0.570	0.576	0.582	0.588	0.594	0.601	0.608	0.615	0.620
	R/R_0	1.079	1.087	1.094	1.100	1.107	1.113	1.121	1.125	1.129	1.132
0.6	V/V_0	0.900	0.903	0.908	0.913	0.918	0.922	0.927	0.931	0.936	0.941
	d/D	0.626	0.632	0.639	0.645	0.651	0.658	0.666	0.672	0.678	0.686
	R/R_0	0.136	1.139	1.143	1.147	1.151	1.155	1.160	1.163	1.167	1.172
0.7	V/V_0	0.945	0.951	0.955	0.958	0.961	0.965	0.969	0.972	0.975	0.980
	d/D	0.692	0.699	0.705	0.710	0.719	0.724	0.732	0.738	0.743	0.750
	R/R_0	1.175	1.179	1.182	1.184	1.188	1.190	1.193	1.195	1.197	1.200
0.8	V/V_0	0.984	0.987	0.990	0.993	0.997	1.001	1.005	1.007	1.011	1.015
	d/D	0.756	0.763	0.770	0.778	0.785	0.791	0.798	0.804	0.813	0.820
	R/R_0	1.202	1.205	1.208	1.211	1.214	1.216	1.219	1.219	1.215	1.214
0.9	V/V_0	1.018	1.021	1.024	1.027	1.030	1.033	1.036	1.038	1.039	1.040
	d/D	0.826	0.835	0.843	0.852	0.860	0.868	0.876	0.884	0.892	0.900
	R/R_0	1.212	1.210	1.207	1.204	1.202	1.200	1.197	1.195	1.192	1.190
1.0	V/V_0	1.041	1.042	1.042	1.042						
	d/D	0.914	0.920	0.931	0.942						
	R/R_0	1.172	1.164	1.150	1.136						

Fuente: (López, 1995)

2.3.5 Desarenador.

2.3.5.1 Generalidades.

Un desarenador convencional es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad. Este elemento constituye un tratamiento primario y en casos es necesario realizar un tratamiento convencional de purificación de aguas. (López, 1995, pág. 153)

Como se indicó anteriormente, el desarenador debe estar situado lo más cerca posible de la bocatoma, con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de conducción. El material en suspensión transportado por el agua es básicamente arcilla, arena o grava fina. A continuación, se presenta una clasificación del material de acuerdo con el tamaño de las partículas: (López, 1995, pág. 153)

Tabla 5: Clasificación del material en suspensión según su tamaño.

Tabla 9.1
Clasificación del material en suspensión según su tamaño

Material	Diámetro (mm)	Material	Diámetro (mm)
Gravilla:		Fango:	
Gruesa	>2.0	Grueso	
Fina	2.00-1.00	y Medio	0.05-0.01
Arena:		Fino	0.01-0.005
Gruesa	1.00-0.50	Arcilla:	
Medja	0.50-0.25	Gruesa	
Fina	0.25-0.10	y Media	0.005-0.001
Muy fina	0.10-0.05	Fina	0.001-0.0001
		Coloidal	<0.0001

Fuente: (López, 1995)

El objetivo del desarenador, como tal, es la remoción de partículas hasta el tamaño de arenas. El proceso de sedimentación puede ser ayudado mediante coagulación

(empleo de químicos con el fin de remover partículas tamaño arcilla) con lo cual se logra que las partículas más pequeñas se aglomeren y sedimenten a una velocidad mayor. El proceso de coagulación puede verse en libros relacionados con el tema de purificación de aguas. (López, 1995, pág. 154)

Un desarenador está dividido en varias zonas, a saber. Ver Ilustración 6 e Ilustración 7.

- **ZONA I: Cámara de aquietamiento:** Debido a la ampliación de la sección, se disipa el exceso de energía de velocidad en la tubería de llegada. El paso del agua a la zona siguiente se puede hacer por medio de una canal de repartición con orificios sumergidos. Lateralmente se encuentra un vertedero de excesos que lleva el caudal sobrante nuevamente al río mediante una tubería que se une con la del lavado (Zona IV). (López, 1995, pág. 154)
- **ZONA II: Entrada al desarenador:** Constituida entre la cámara de aquietamiento y una cortina, la cual obliga a las líneas de flujo a descender rápidamente de manera que se sedimente el material más grueso inicialmente. (López, 1995, pág. 154)
- **ZONA III: Zona de sedimentación:** Es la zona en donde se sedimentan todas las partículas restantes y en donde se cumple en rigor con las leyes de sedimentación. La profundidad útil de sedimentación es H . (López, 1995, pág. 155)
- **ZONA IV: Salida del desarenador:** Constituida por una pantalla sumergida, el vertedero de salida y el canal de recolección. Esta zona debe estar completamente tapada con el fin de evitar la posible contaminación exterior. (López, 1995, pág. 154)

- **ZONA V: Almacenamiento de lodos:** Comprende el volumen entre la cota de profundidad útil en la zona III y el fondo del tanque. El fondo tiene pendientes longitudinales y transversales hacia la tubería de lavado. (López, 1995, pág. 154)

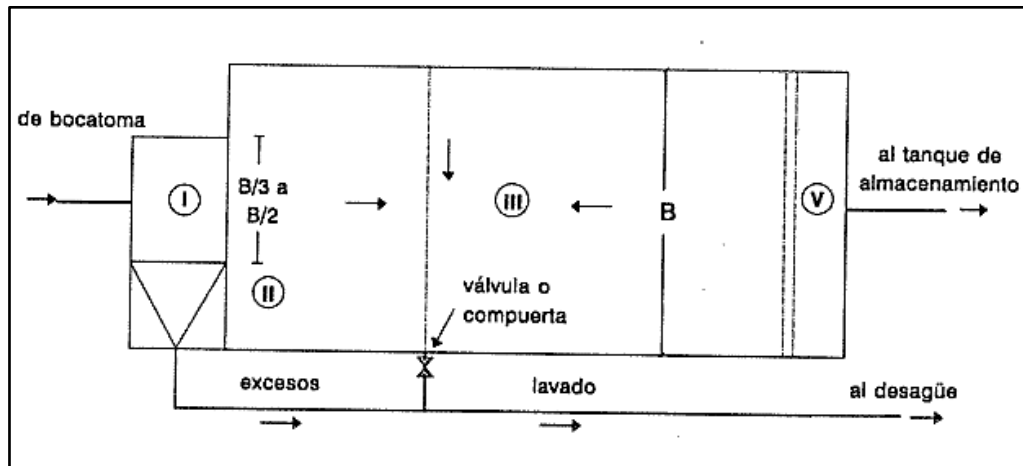


Ilustración 7: Zonas de un desarenador (planta).

Fuente: (López, 1995)

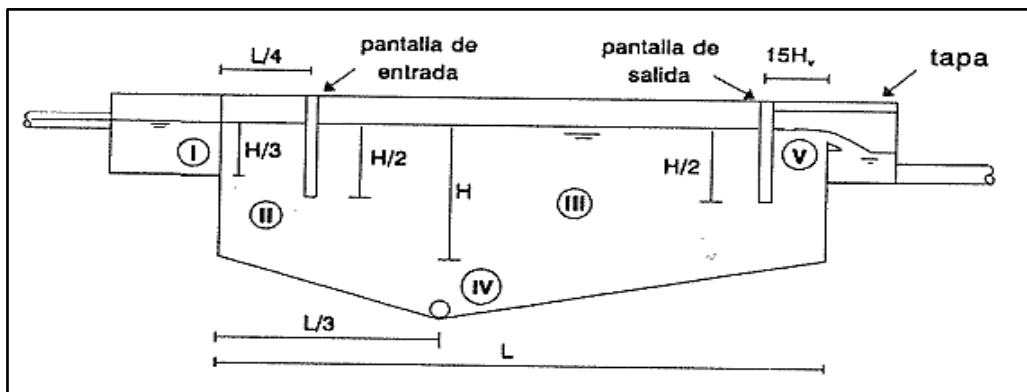


Ilustración 8: Zonas de un desarenador (corte).

Fuente: (López, 1995)

2.3.5.2 Especificaciones de Diseño.

2.3.5.2.1 Número de Unidades.

Generalmente es recomendable el diseño de mínimo dos desarenadores, esto porque se deben realizar tareas de limpieza y mantenimiento al mismo, y de esta manera no se dejaría sin suministro.

2.3.5.2.2 Paso Directo.

Debe existir una tubería de paso directo, sin importar la cantidad de desarenadores diseñados.

2.3.5.2.3 Profundidad.

“La profundidad de un desarenador debe ser como mínimo 1,5 metros de profundidad y como máximo 4,5 metros”. (López, 1995, pág. 156)

2.3.5.2.4 Profundidad de Almacenamiento de Lodos.

Se adopta una profundidad máxima de 0.40 metros. Las pendientes del fondo deben estar comprendido entre el 1% y el 8% con el fin de que los lodos rueden fácilmente hacia la tubería de desagüe y la labor de limpieza manual sea segura para los operarios. (López, 1995, pág. 156)

2.3.5.2.5 Periodos de Retención Hidráulicos.

El tiempo estimado en que tarda una partícula en ingresar y salir del tanque está comprendido entre 0,5 horas y 4 horas.

2.3.5.2.6 Carga Hidráulica Superficial.

La carga superficial, definida como el caudal puesto por unidad de área superficial, debe estar entre 15 y 80 m³/m². d. (López, 1995, pág. 156)

2.3.5.3 Teoría de Sedimentación.

Según (López, 1995, pág. 156), la teoría de la sedimentación fue desarrollada por Hazen y Stokes. Su modelo de sedimentación de partículas se resume en la siguiente ecuación, de donde se concluye que la velocidad de sedimentación de una partícula es directamente proporcional al cuadrado del diámetro de ésta.

$$V_s = \frac{g}{18} * \frac{(\rho_s - \rho)}{\mu} * d^2 = K * d^2 \quad (17)$$

Donde:

V_s= velocidad de sedimentación de la partícula (cm/s)

g= aceleración de la gravedad (981 cm/s²)

ρ_s= peso específico de la partícula. Arenas=2.65

ρ= peso específico del fluido. Agua= 1.0

μ= viscosidad cinemática del fluido (cm²/s). **Tabla 6.**

En el estudio de sedimentación se hacen las siguientes suposiciones teóricas:

1. El flujo se reparte uniformemente a través de la sección transversal (W)
2. El agua se desplaza con velocidad uniforme a lo largo del tanque.
3. Toda partícula que toque el fondo antes de llegar a la salida, será removida.

Tabla 6: Viscosidad cinemática del agua.

Tabla 9.2
Viscosidad cinemática del agua

Temperatura (°C)	Viscosidad cinemática (cm ² /s)	Temperatura (°C)	Viscosidad cinemática (cm ² /s)
0	0.01792	18	0.01059
2	0.01763	20	0.01007
4	0.01567	22	0.00960
6	0.01473	24	0.00917
8	0.01386	26	0.00876
10	0.01308	28	0.00839
12	0.01237	30	0.00804
14	0.01172	32	0.00772
15	0.01146	34	0.00741
16	0.01112	36	0.00713

Fuente: (López, 1995)

Adicionalmente se desarrolla el estudio suponiendo que se removerá una partícula cuyo diámetro es “d” y para ello se analizará la trayectoria de dicha partícula a lo largo del tanque.

Como se observa en la Ilustración 9, la partícula de diámetro “d” más crítica es aquella que entra por la parte superior del tanque, debido a que tendrá que recorrer

una altura H , y una longitud L , más desfavorable antes de ser removida. Esta trayectoria crítica se indica en la Ilustración 9 (trayectoria 1).

Dicha partícula tiene una componente de velocidad horizontal, V_h y velocidad vertical, V_o , haciendo su recorrido en un tiempo, " t ".

En primer lugar, todas las partículas con igual componente de velocidad vertical, V_o ; serán removidas sin importar su punto de entrada. Igualmente, todas las partículas con velocidad de sedimentación, V_s , mayor que V_o serán removidas. Las partículas con V_s menor que V_o podrán ser removidas dependiendo de su nivel de entrada al tanque, h . (López, 1995, págs. 157,158)

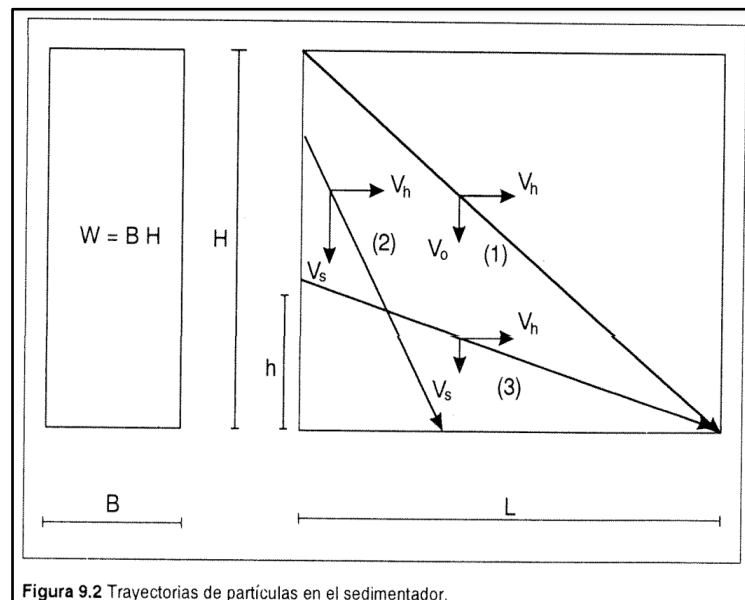


Figura 9.2 Trayectorias de partículas en el sedimentador.

Ilustración 9: Trayectoria de partículas en el desarenador.

Fuente: (López, 1995)

Por semejanza de triángulos se tiene:

$$\frac{L}{Vh} = \frac{H}{Vo} \rightarrow \frac{L * W}{Vh * W} = \frac{H}{Vo} \rightarrow \frac{V}{Q} = \frac{H}{Vo} \quad (18)$$

Siendo V = volumen del tanque y Q = caudal. La velocidad de la partícula crítica, V_o , será:

$$V_o = \frac{H * Q}{V} \rightarrow V_o = \frac{Q}{A} \quad (19)$$

Siendo A= área superficial= B*L

Según la ecuación de Stokes: ecuación (17)

$$V_s = \frac{g}{18} * \frac{(\rho_s - \rho)}{\mu} * d^2 = K * d^2$$

Luego de obtener Vs, se debe hacer una comprobación del número de Reynolds, esta condición es que, $Re < 0,5$. Caso contrario se realizará un reajuste al valor de Vs considerando la sedimentación de la partícula en régimen de transición mediante el término del diámetro y el término de velocidad de sedimentación de la ilustración presentada a continuación.

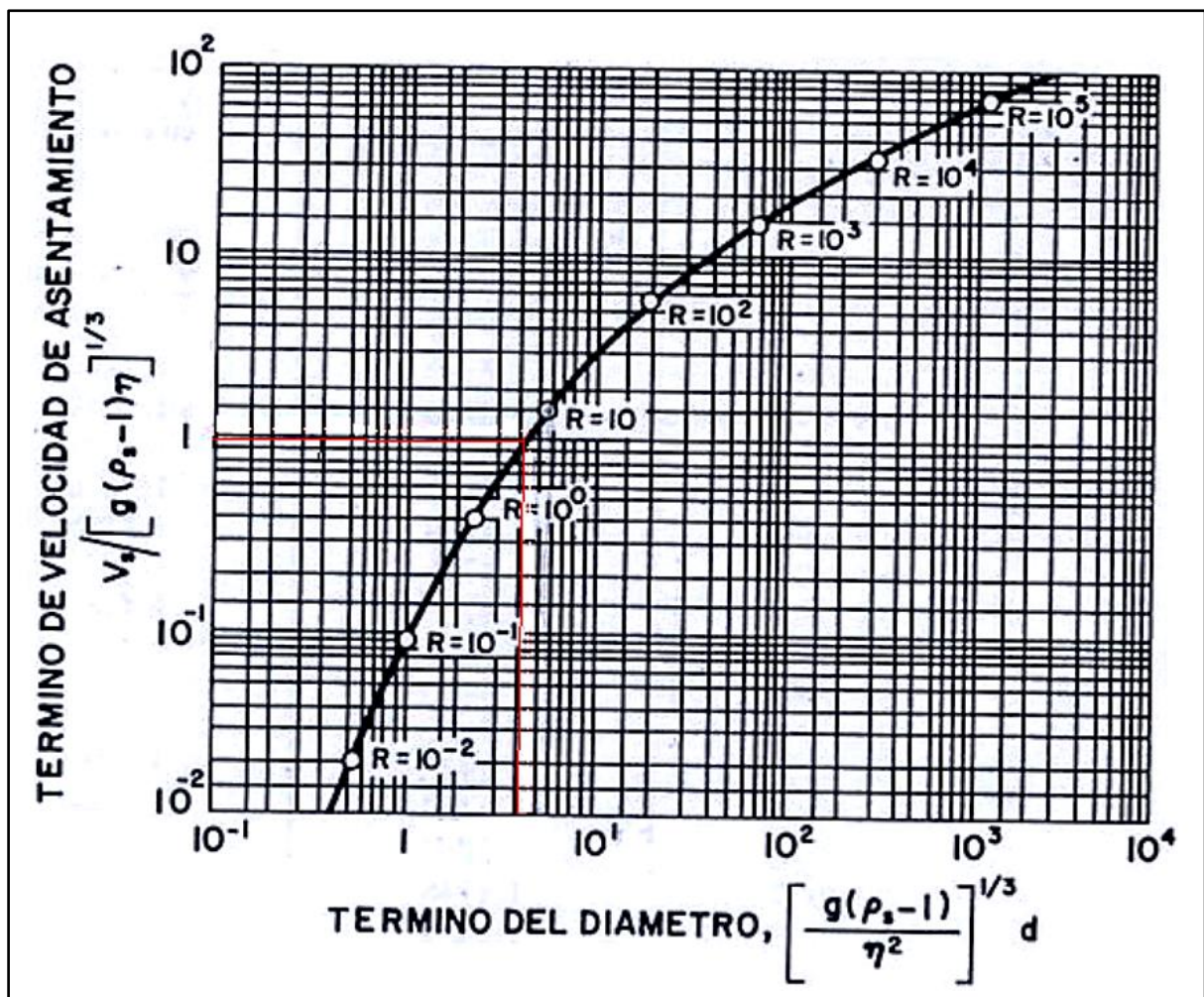


Ilustración 10: Valores de Sedimentación.

Fuente: (OPS, 2005)

Remplazando la velocidad de la partícula crítica (ecuación (19)) en la ecuación de Stokes, se tiene:

$$K * d^2 = \frac{Q}{A} \rightarrow d = \sqrt{\frac{Q}{K * A}} \quad (20)$$

Analizando la ecuación (20) se encuentra que, para un caudal dado, el diámetro de la partícula que ha de removerse en función del área superficial del tanque.

La remoción de partículas es también función de la profundidad del tanque, ya que si ésta se disminuye se retendrá la partícula con diámetro "d" en un tiempo menor, lo que equivale a decir que se retendrá un número mayor de partículas con Vs, menor que Vo.

La relación Q/A es llamada "carga hidráulica superficial (q)" y es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica, Vo. (López, 1995, pág. 158)

Por otra parte, la relación V/Q es llamada "períodos de retención hidráulicos, " y H/V, es el tiempo que tarda la partícula crítica en ser removida (t). En teoría, para remover esta partícula se debe cumplir que:

$$\frac{\frac{V}{Q}}{\frac{H}{V_o}} = 1 \quad (21)$$

En la realidad, el flujo no se distribuye uniformemente debido a la limitación de las pantallas difusoras, a que las velocidades no son constantes porque existen corrientes térmicas y zonas muertas, el viento crea contracorrientes en la superficie y, finalmente, existe la resuspensión de partículas que han llegado al fondo. Debido a que no se cumplen las suposiciones iniciales del desarrollo de la teoría, habrá partículas removidas con Vs, menores que Vo.

Se adopta entonces un factor de seguridad en función de:

1. Porcentaje de remoción de partículas con Vs < Vo:

$$\% \text{ remocion} = \frac{N^{\circ} \text{ partículas con } V_s < V_o}{N^{\circ} \text{ partículas con } V_s \geq V_o} = 100 \quad (22)$$

2. Grado del desarenador (n):

La calificación de la eficiencia de las pantallas deflectoras se hace a través del grado “n” del desarenador.

- **n 1:** Deflectores deficientes o sin ellos.
- **n 2:** Deflectores regulares.
- **n 3:** Deflectores buenos.
- **n 5 a 8:** Deflectores muy buenos.
- **n ∞:** Caso teórico.

La igualdad anterior queda así:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{\frac{V}{Q}}{\frac{H}{V_s}} = \frac{V_s * V}{H * Q} = V_s \frac{A}{Q} = \frac{V_s}{\frac{Q}{A}} = \frac{V_s}{V_o} \quad (23)$$

Siendo:

Vs= Velocidad de sedimentación efectiva.

Vo= Velocidad de sedimentación teórica =Q/A

Vs/Vo= Número de Hazen

El factor θ/t del número de Hazen se determina por medio de la **Tabla 7**, con el fin de operar adecuadamente el desarenador, se hacen las siguientes recomendaciones.

1. $Vh < 20 V_s$
2. $9 < \frac{Vh}{V_o} < 15$
3. La velocidad horizontal debe ser menor que la velocidad de arrastre de las partículas con el fin de evitar la resuspensión del sedimento.

$$V_h < V_r = \sqrt{\frac{8 * K}{f} * g(P_s - P)d} \quad (24)$$

Siendo:

K= factor de forma (0,04, arenas unigranulares no adheribles)

V_r= velocidad de recorrido (desplazamiento).

F= factor de rugosidad de la cámara.

G= gravedad (9.81)

Para el caso de sedimentación de arenas, el valor de “k” es igual a 0,04 y para sedimentación por la simple acción de la gravedad (no hay coagulación) el valor de “f” es igual a 0,03 (todos los demás términos como se definieron en la ecuación (17)). (López, 1995, pág. 160)

Tabla 7: Número de Hazen (Vs/Vo).

Tabla 9.3 Número de Hazen (Vs/Vo)								
Condiciones	Remoción (%)							
	87.5	80	75	70	65	60	55	50
n = 1	7.00	4.00	3.00	2.30	1.80	1.50	1.30	1.00
n = 3	2.75		1.66					0.76
n = 4	2.37		1.52					0.73
Máximo teórico	0.88		0.75					0.50

Fuente: (López, 1995)

2.3.6 Tratamiento para Agua de Consumo Humano.

2.3.6.1 Fuente de Agua.

El agua circula continuamente a través del interminable ciclo de precipitación o lluvia, escurrimiento, infiltración y así sucesivamente. Se conoce por fuente de abastecimiento de agua al punto o fase del ciclo natural del cual se desvía o aparta el

agua, temporalmente para ser usada, regresando finalmente a la naturaleza. (Guerrero, 2000)

2.3.6.2 *Propiedades del Agua.*

El agua químicamente es un líquido inodoro e insípido; incoloro y transparente en capas de poco espesor, toma un color azul cuando se mira a través de espesores entre seis y ocho metros, porque absorbe las radiaciones rojas. Sus constantes físicas sirvieron para marcar los puntos de referencia de la escala termométrica centígrada. A la presión atmosférica de 760mm/Hg, el agua hierve a una temperatura de 100°C y el punto de ebullición se eleva a 374°C, que es la temperatura crítica a que corresponde la presión de 217,5 atmosferas; en todo caso el calor de vaporización del agua asciende a 539 calorías/gramos a 100°C. (Guerrero, 2000).

El agua para consumo humano debe cumplir con ciertos requisitos físico-químico y microbiológico, los mismos que se encuentran detallados en la Norma Técnica Ecuatoriana INEN 1108 (Sexta edición 2020-4).

Tabla 8: Propiedades físicas del agua.

Propiedad	Valor
Estado físico	sólida, líquida y gaseosa
Color	Incolora
Sabor	Insípida
Olor	Inodoro
Densidad	1 g/ cm ³ a 4°C
Punto de congelación	0°C
Punto de ebullición	100°C
Presión crítica	217,5 atm
Temperatura crítica	374°C
Calor específico	1 caloría / g°C
Calor latente de evaporación	537 calorías/g
Calor latente de fusión	79 calorías /g
Densidad del agua líquida a 0 °C	0,99987 g / cm ³
Viscosidad a 4 °C	0,01568 g / cm.s

Fuente: (Sánchez, 2013)

2.3.6.3 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 ella. En resumen, es el proceso de introducir aire al agua. Las funciones más importantes de la aireación son: (Rojas, 1999, pág. 29)

- Transferir oxígeno al agua para aumentar el OD (Oxígeno Disuelto).
- Disminuir la concentración de CO₂ (Dióxido de Carbono)
- Disminuir la concentración de H₂S. (Ácido Sulfhídrico).
- Remover gases como metano, cloro y amoníaco.

- Oxidar hierro y manganeso.

2.3.6.4 Mezcla Rápida.

La mezcla rápida es una operación empleada en el tratamiento del agua con el fin de dispensar diferentes sustancias y gases. En plantas de purificación de agua el mezclador rápido tiene generalmente el propósito de dispensar rápida y uniformemente el coagulante a través de toda la masa o flujo de agua. La mezcla rápida puede efectuarse mediante turbulencia, provocada por medios hidráulicos o mecánicos, tales como: resaltos hidráulicos en canales, canaletas Parshall, vertederos rectangulares, tuberías de succión de bombas, mezcladores mecánicos en línea, rejillas difusoras, chorros químicos y tanques con equipo de mezcla rápida. (Rojas, 1999, pág. 49)

2.3.6.5 Floculación.

El termino floculación se refiere a la aglomeración de partículas coaguladas en partículas floculantes; es el proceso por el cual, una vez desestabilizados los coloides, se provee una mezcla suave de las partículas para incrementar la tasa de encuentros o colisiones entre ellas sin romper o disturbar los agregados preformados.

De la misma manera que la coagulación, la floculación es influenciada por fuerzas químicas y físicas tales como la carga eléctrica de las partículas, la capacidad de intercambio, el tamaño y la concentración del flóculo, el PH, la temperatura del agua y la concentración de los electrolitos. (Rojas, 1999, pág. 79)

2.3.6.6 Sedimentación.

Se designa por sedimentación la operación por la cual se remueven las partículas salidas de una suspensión mediante la fuerza de gravedad; en algunos casos se denomina clarificación o espesamiento. Dos son las formas de sedimentación usadas

en la purificación del agua: sedimentación simple y sedimentación después de coagulación y floculación o ablandamiento. (Rojas, 1999, pág. 119)

2.3.6.7 Filtración.

Aunque cerca del 90% de la turbiedad y el color son removidos por la coagulación y la sedimentación, una cierta cantidad de flóculo 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, grava y antracita.

En la planta de purificación la filtración remueve el material suspendido, medido en la práctica como turbiedad, compuesto de flóculo, suelo, metales oxidados y microorganismos. (Rojas, 1999, pág. 193)

2.3.6.8 Dosificación de Cloro.

La dosis de cloro que se emplean normalmente es de 1 mg/l a 2 mg/l; se obtiene residuales de cloro de orden de 0,5 mg/l para prevenir la contaminación posterior en la red de distribución. Para que el cloro actúe efectivamente, se debe dejar un tiempo de contacto de cloro con el agua, de 15 a 20 minutos. El cloro se encuentra en tres estados físicos: gaseoso, líquido o sólido. El equipo requerido para la dosificación del cloro depende del estado en que este se vaya a dosificar. (López, 1995, pág. 205)

Este procedimiento es también bastante efectivo y de uso generalizado en Estados Unidos y nuestro medio. Es un sistema de desinfección más económico que los métodos por medio de ozono y rayos ultravioleta.

2.3.6.8.1 Dosificación de Cloro Gaseoso en Solución Acuosa.

La dosificación de cloro se inicia donde el cilindro se conecta al clorador, o al múltiple de suministro de cloro si se conecta más de un cilindro. El sistema de dosificación termina en el punto en que la solución de cloro se mezcla con el agua que va a ser desinfectada.

Los componentes básicos del sistema de dosificación son: (Rojas, 1999, pág. 203)

- Báscula.
- Válvulas y tuberías.
- Clorador.
- Inyector o eyector y difusor.

Nota: este sistema generalmente se utiliza para grandes ciudades debido a que sus costos son elevados y se utiliza para grandes poblaciones.

2.3.6.8.2 *Aplicación Directa del Cloro Gaseoso.*

Este sistema de aplicación del cloro gaseoso se utiliza en instalaciones relativamente pequeñas, pero teniendo en cuenta que se requiere una cierta infraestructura y adiestramiento de los operarios. (López, 1995, pág. 205)

2.3.6.8.3 *Aplicación de Cloro Solido o Líquido.*

En poblaciones pequeñas resulta más económico y fácil el empleo del cloro en cualquiera de estos dos estados. Los hipocloritos (sales del ácido hipocloroso) pueden ser obtenidos comercialmente en cualquiera de estas formas. Algunos de ellos son: (López, 1995, pág. 205)

Hipoclorito de calcio: el hipoclorito de calcio más usado es el HTH (High Test Calcium Hypochlorite), el cual viene en forma granular, polvo o tabletas. Su aplicación puede ser directa o mediante la preparación previa de una solución acuosa. (López, 1995, pág. 205)

Hipoclorito de sodio: este hipoclorito viene en estado líquido (CLHO) en diferentes concentraciones. Por ejemplo, el Penclorito 130 (130 g/l). (López, 1995, pág. 205)

2.3.6.9 *Desinfección por Rayos Ultravioleta.*

Se hace pasar el agua en capas delgadas por debajo de lámparas de rayos ultravioleta. Para que la desinfección sea efectiva, el agua debe ser de muy baja turbiedad, lo cual limita su aplicación y adicionalmente no se obtiene una desinfección posterior. (López, 1995, pág. 203)

La luz solar es un buen desinfectante debido a la radiación ultravioleta (UV). La eficiencia del proceso depende de la penetración del rayo dentro del agua. La materia suspendida y las moléculas orgánicas disueltas absorben la energía UV interfiriendo su poder bactericida, por lo que su uso es difícil en sistemas de agua con materia articulada.

Los rayos UV son parte del espectro electromagnético, tienen longitud de onda de 10 – 400nm y se dividen en: (Cisneros, 2001, págs. 255,256)

- UV vacío 10 – 200 nm
- UV cercano (C) 200 – 280 nm
- UV medio (B) 280 – 315 nm
- UV lejano (A) 315 – 400 nm

2.4 Definición de Términos Básicos

A continuación, se presentan las definiciones de algunos términos que nos ayudarán a tener una mejor comprensión sobre el tema de investigación.

- **Captación.** Estructura que permite incorporar la cantidad necesaria de agua desde la fuente de abastecimiento hacia el sistema de agua potable. (IEOS, 2012, pág. 55)
- **Caudal de diseño.** Caudal necesario para atender la demanda al final del período de diseño. (IEOS, 2012, pág. 59)
- **Coloides:** Partículas muy pequeñas de 10 a 1000 Angstrom, que no se sedimentan si no son coaguladas previamente. (OPS, 2005, pág. 3)

- **Concentración en peso de los sedimentos.** Relación de peso de materia seca, en la mezcla agua sedimentos. Se mide en partes por millón (ppm). (IEOS, 2012, pág. 60)
- **Conducción.** Conjunto de conductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de la captación hasta los tanques de almacenamiento o la planta de tratamiento. (IEOS, 2012, pág. 55)
- **Conducción a gravedad.** Estructura que permite el transporte del agua utilizando la energía hidráulica. (IEOS, 2012, pág. 55)
- **Creciente anual.** Caudal que representa el máximo valor de un determinado año. (IEOS, 2012, pág. 59)
- **Desarenador.** Estructura hidráulica destinada a remover del agua las partículas acarreadas por ésta, con un diámetro mayor a determinado valor. (IEOS, 2012, pág. 55)
- **Desripiador.** Dispositivo para atrapar sedimentos de arrastre de fondo. (IEOS, 2012, pág. 55)
- **Dotación.** Caudal de agua potable consumido diariamente, en promedio, por cada habitante. Incluye los consumos doméstico, comercial, industrial y público. (IEOS, 2012, pág. 55)
- **Estiaje anual.** Caudal que representa el mínimo de un determinado año, hidrológico o calendario. (IEOS, 2012, pág. 59)
- **Fuente de abastecimiento.** Lugar desde donde se toma el agua para abastecer a los consumidores. Esta puede provenir de manantiales, capas acuíferas, ríos o lagos. (IEOS, 2012, pág. 60)

- **Materiales de arrastre de fondo.** Materiales que se desplazan por o cerca del fondo de un cauce, rodando, deslizándose, o por pequeños saltos. (IEOS, 2012, pág. 60)
- **Partícula discreta:** Partícula que no cambia de características durante la caída. (OPS, 2005, pág. 3)
- **Partículas:** Sólidos de tamaño lo suficientemente grande para poder ser eliminados por una filtración. (OPS, 2005, pág. 3)
- **Perímetro de protección sanitaria.** Es la línea cerrada ideal, materializada con una cerca que delimita la superficie de terreno que rodea al sitio de captación. (IEOS, 2012, pág. 60)
- **Período de diseño.** Lapso durante el cual una obra o estructura puede funcionar sin necesidad de ampliaciones. (IEOS, 2012, pág. 54)
- **Población futura.** Número de habitantes que se tendrá al final del período o etapa de diseño. (IEOS, 2012, pág. 55)
- **Rejillas.** Son los dispositivos instalados en las Captaciones destinados a impedir el ingreso de cuerpos flotantes y materiales gruesos de arrastre de fondo, hacia las subsiguientes partes del sistema. (IEOS, 2012, pág. 55)
- **Sedimentación simple:** Proceso de depósito de partículas discretas. (OPS, 2005, pág. 3)
- **Sedimentación:** Proceso de depósito y asentamiento por gravedad de la materia en suspensión en el agua. (OPS, 2005, pág. 3)
- **Sedimentador o Decantador:** Dispositivo usado para separar, por gravedad, las partículas en suspensión en una masa de agua. (OPS, 2005, pág. 3)

- **Sedimentos.** Partículas sólidas provenientes de rocas o de un medio biológico, que son o han sido transportadas por el agua u otro agente atmosférico. (IEOS, 2012, pág. 59)
- **Sólidos decantables o sedimentables:** Fracción del total de sólidos en el agua que se separan de la misma por acción de la gravedad, durante un periodo determinado. (OPS, 2005, pág. 3)
- **Toma.** Conjunto de dispositivos destinados a desviar el agua de la fuente hacia los elementos que constituyen la captación. (IEOS, 2012, pág. 55)
- **Turbiedad:** Claridad relativa del agua que depende, en parte, de los materiales en suspensión en el agua. (OPS, 2005, pág. 3)
- **Vertedero Sutro:** Dispositivo de control de velocidad (OPS, 2005, pág. 3)
- **Vertiente.** Afloramiento de agua subterránea que aparece en la superficie por diferentes causas. (IEOS, 2012, pág. 55)
- **Vida útil.** Lapso después del cual una obra o estructura puede ser reemplazada por inservible. (IEOS, 2012, pág. 55)

CAPITULO III

Marco Metodológico

3.1 Tipo de Estudio

3.1.1 Investigación Cuantitativa.

Plantea que una forma confiable para conocer la realidad es a través de la recolección y análisis de datos, con lo que se podría contestar las preguntas de la investigación.

(Suárez., 2016, pág. 11)

3.1.2 Diseño No Experimental.

No establecen, ni pueden probar relaciones causales directas entre dos variables o entre dos elementos. (Suárez., 2016, pág. 13)

El presente trabajo cuenta con un enfoque de investigación cuantitativo, diseño no experimental con estudios transversales y nivel descriptivo – explicativo. Ya que se realizará la recolección y análisis de datos en un corto periodo de tiempo, y en una sola ocasión.

3.2 Población, Muestra y Muestreo

El presente estudio está enfocado al sector de las captaciones y tratamiento de agua para el consumo humano.

Mas específicamente una captación para el servicio de la población del cantón Echeandía.

3.3 Métodos, Técnicas e Instrumentos

3.3.1 Método Deductivo.

Este método es cuando va de lo general a lo particular. (Briones, 2021)

En el presente proyecto se ha utilizado un método deductivo, conjunto con técnicas de análisis de documentos, entrevistas y recolección de datos. Se ha reunido la

información necesaria tanto del sector como la que nos ha brindado el GAD municipal del cantón Echeandía. De igual manera se realizaron ensayos de laboratorio para la obtención de datos del río a analizar.

3.4 Plan de Procesamiento y Análisis

3.4.1 Procesamiento.

Previo al diseño se realizó una recolección de información tanto en el GAD municipal como a la ciudadanía, posteriormente un cálculo de la población futura para un diseño óptimo. Luego iniciamos con la selección del río y el sector donde se asentará la captación.

Para escoger un tratamiento adecuado del agua, se llevarán a cabo estudios de laboratorio donde se analizarán las muestras, y los datos arrojados nos ayudarán a realizar un diseño adecuado para el agua captada.

Finalmente se dimensionarán los tanques de almacenamiento y repartición de caudal.

3.4.2 Análisis de Datos.

Una vez realizada la obtención de datos, tanto de laboratorio como In-situ pasamos a realizar cálculos en programas estadísticos (Excel) y de diseño asistido (Auto CAD), para posteriormente analizar resultados y de esta manera aplicar criterio de ingeniería para un correcto diseño del proyecto.

CAPITULO IV

Desarrollo del Tema

4.1 Caracterización de Agua

Se procedió a realizar una caracterización de agua obteniendo valores dentro de los límites permisibles que contempla la Norma Técnica Ecuatoriana INEN 1108 (Sexta edición 2020-04).

Los resultados obtenidos se muestran a continuación y en el **anexo 1**:

Tabla 9: Resultados de caracterización de agua del Río Payacacao.

Parámetro	Expresado como	Unidad	Resultado	Límite Máximo Permisible	Método
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días)	D.B.O.5	mg/l	5,1	100	5210 DPEE/UCCC/LA/09
Coliformes Totales		NMP	>23	Ausencia	INEN 1529-8 NMP
Coliformes Fecales		NMP	9,2	Ausencia	INEN 1529-8 NMP

Elaborado por: Walter Lara & Danilo Vallejo.

Nota: Los valores <1,1 NMP pueden ser interpretados como ausencia.

4.2 Cálculo de Población Futura

Para el cálculo de la población futura se trabajará con datos obtenidos del censo realizado por el INEC.

Población urbana actual: 6 710 hab.

Periodo de diseño: 25 años

A continuación, se presentan los resultados de la aplicación de los diferentes métodos para el cálculo de la población futura.

4.2.1 Método Aritmético.

Se obtienen de la aplicación de las ecuaciones (1) y (2), presentadas anteriormente en el capítulo 2.

Tabla 10: Resultados del método aritmético.

POBLACION PROYECTADA				
AÑO	POBLACIÓN	K	2021	2046
2001	4576	237,111	9318	15246
2010	6710			

Elaborado por: Walter Lara & Danilo Vallejo

4.2.2 Método Geométrico.

Se obtienen de la aplicación de las ecuaciones (3) y (4), presentadas anteriormente en el capítulo 2.

Tabla 11: Resultados del método geométrico.

POBLACIÓN PROYECTADA				
AÑO	POBLACIÓN	r	2021	2046
2001	4576	0,043	10713	31022
2010	6710			

Elaborado por: Walter Lara & Danilo Vallejo.

Método Logarítmico.

Se obtienen de la aplicación de las ecuaciones (5) y (6), presentadas anteriormente en el capítulo 2.

Tabla 12: Resultados del método logarítmico.

POBLACIÓN PROYECTADA				
AÑO	POBLACIÓN	k	2021	2046
2001	4576	0,043	77017	31023
2010	6710			

Elaborado por: Walter Lara & Danilo Vallejo

4.2.3 Método de Wappus.

Se obtienen de la aplicación de las ecuaciones (7) y (8), presentadas anteriormente en el capítulo 2.

Tabla 13: Resultados del método de Wappus.

POBLACIÓN PROYECTADA				
AÑO	POBLACIÓN	i	2021	2046
2001	4576	4,202	10744	48366
2010	6710			

Elaborado por: Walter Lara & Danilo Vallejo

4.2.4 Cuadro de Resultados.

A continuación, se presenta un recopilado de todos los métodos, mismos que fueron promediados para poder trabajar con dicho valor.

Tabla 14: Cuadro de resultados y promedio de todos los métodos empleados.

Método Aritmético.	15246
Método Geométrico	31022
Método Wappus	48366
Método Logarítmico	31023
PROMEDIO:	31414

Elaborado por: Walter Lara & Danilo Vallejo

4.3 Dotación y Caudales

Para el presente proyecto en base a los datos obtenidos de la población futura y con la **Tabla 2** de dotaciones, usaremos el valor de: **210 l/hab/día**.

4.3.1 Caudal Medio Diario.

Aplicando la ecuación (9), mencionada en el capítulo 2.

Pf = Población futura → **31414** hab.

Dot. = Dotación → **210** l/hab/día.

$$Q_m = \frac{Pf * Dot.}{86400}$$

$$Q_m = \frac{31414 \text{ hab.} * 210 \text{ l/hab/dia.}}{86400 \text{ s}}$$

$$Q_m = 76,3534 \text{ l/s}$$

4.3.2 Consumo Máximo Diario.

En base a lo mencionado en el capítulo 2, usaremos los valores presentes a continuación.

El valor 1.3 se utilizará para poblaciones grandes, mientras que el valor 1.5 para poblaciones pequeñas. En este caso usaremos el valor promedio de 1,4 para la ecuación (10).

$$Q_{\text{max. diario}} = (1.3 \text{ a } 1.5) Q_m.$$

$$Q_{\text{max. diario}} = 1.4 * 76,3534 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{max. diario}} = 106,8948 \text{ l/s}$$

4.3.3 Consumo Máximo Horario.

Aplicaremos la ecuación (11).

$$Q_{\text{max. horario}} = (2 \text{ a } 2.3) Q_m.$$

El valor 2 se utilizará para poblaciones grandes, mientras que el valor 2.3 para poblaciones pequeñas. En este caso usaremos el valor promedio de 2,2.

$$Q_{\text{max. horario}} = (2,2) * 76,3534 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{max. horario}} = 167,9774 \text{ l/s}$$

4.3.4 Caudal de Captación y Conducción.

Captación en bocatoma:

Será el 20% del caudal máximo diario, según la ecuación (12).

$$Q_{\text{cap.}} = 1.2 * 106,8948 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{cap.}} = 128,2737 \text{ l/s}$$

Conducción:

Será el 10% del caudal máximo diario, según la ecuación (13).

$$Q_{\text{diseño}} = 1.1 * 106,8948 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 117,584 \text{ l/s}$$

4.4 Captación**4.4.1 Diseño de la Presa o Azud.**

Siguiendo la recomendación de que el ancho de la presa no debe ser mayor al del río, se decidió adoptar el siguiente valor.

Ancho de presa: 2,50 m.

4.4.2 Área de Captación.

Velocidad en época de estiaje: 0,3478 m/s

Área promedio de flujo en estiaje: 0,856 m²

Caudal mínimo. (A*V): **297,7168 l/s** (0,2977168 m³/s)

Se pueden apreciar los perfiles del río en: **Anexo 2.**

4.4.3 Datos del Río.

$$\text{Ancho del Río} = 3,90 \text{ m}$$

$$Q_{\text{mínimo}} = 297,7168 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{medio}} = 558,478 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{máximo}} = 3376,99 \text{ l/s}$$

Teniendo en cuenta que la presa y garganta de la bocatoma se diseñan como un vertedero rectangular con doble contracción, se hace uso de su ecuación para hallar la altura de la lámina de agua sobre la presa/azud.

$$H_{\text{presa}} = \left(\frac{Qd}{1,84 * L} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (25)$$

$$H_{presa} = \left(\frac{0,1282737 \frac{m^3}{s}}{1,84 * 2,5m} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{presa} = 0,091957 \text{ mt.}$$

Una vez obtenido la altura de la lámina de agua, procedemos a realizar la corrección de la longitud de vertimiento por las contracciones laterales.

$$L'(m) = L(m) - 0,1 * n * H(m) \quad (26)$$

$$L'(m) = 2,5 - 0,1 * n * 0,091957$$

$$L'(m) = 2,4743 \text{ m}$$

Posteriormente se calcula el área mojada sobre la presa/azud.

$$A_{mojada}(m^2) = L'(m) * H(m) \quad (27)$$

$$A_{mojada}(m^2) = 2,4743 * 0,091957$$

$$A_{mojada}(m^2) = 0,227534 \text{ m}^2$$

“Y finalmente para la parte de la presa/azud, se halla la velocidad del río sobre la presa y esta debe estar entre un rango de 0,3 m/s y 3 m/s”. (López, 1995)

$$Vr \left(\frac{m}{s} \right) = \frac{Q_{diseño} \left(\frac{m^3}{s} \right)}{A_{mojada} (m^2)} \quad (28)$$

$$Vr \left(\frac{m}{s} \right) = \frac{0,12827376 \left(\frac{m^3}{s} \right)}{0,227534 (m^2)}$$

$$Vr \left(\frac{m}{s} \right) = 0,563755 \frac{m}{s} \quad OK - CUMPLE$$

4.4.4 Diseño de la Rejilla y del Canal de Aducción.

4.4.4.1 Ancho del Canal de Aducción.

Para determinar el ancho del canal de aducción debemos tener en cuenta el alcance del flujo de agua en la caída al canal, para poder diseñar y que de esta forma no haya caída en las paredes del canal y evitar así desgastes.

4.4.4.2 Alcance del Chorro.

$$\bullet \quad X_s(m) = 0,36 V r^{2/3} + 0,60 H^{4/7} \quad (29)$$

$$X_s(m) = 0,399107 \text{ m}$$

$$\bullet \quad X_i(m) = 0,18 V r^{4/7} + 0,74 H^{3/4} \quad (30)$$

$$X_i(m) = 0,253301 \text{ m}$$

$$\bullet \quad B(m) = X_s + 0,10 \quad (31)$$

$$B(m) = 0,499107 \text{ m}$$

4.4.5 Longitud de la Rejilla y Número de Barrotes.

Se escoge un diámetro de barras según el tipo de sedimentos que transporta el río y el tamaño de partículas que permitirá que filtren por medio de la rejilla.

Para este caso usaremos:

- Barrotes de $\emptyset$ (**b**): $3/4 = 0,0191 \text{ (m)}$
- Caudal de diseño: $0,1068948 \text{ m}^3/\text{s}$
- Separación (**a**): $0,05 \text{ m}$
- Se asumen una velocidad entre barras (**Vb**), menor a $0,2 \text{ m/s}$.

Procedemos a realizar el cálculo del área neta de la rejilla.

$$A_{\text{neta}}(\text{m}^2) = \left(\frac{Q_{\text{diseño}}}{0,9 * V_{\text{barras}}} \right) \quad (32)$$

$$A_{\text{neta}}(\text{m}^2) = 0,712632 \text{ m}^2$$

Longitud de rejilla.

$$L_{\text{Rejilla}}(\text{m}) = \left(\frac{A_{\text{neta}} * (a + b)}{a * B} \right) \quad (33)$$

$$L_{\text{Rejilla}}(\text{m}) = 1,97323 \text{ m}$$

Revisamos el área neta.

$$A_{Neta} (m^2) = \left(\frac{a * B * L_{Rejilla}}{a + b} \right) \quad (34)$$

$$A_{Neta} (m^2) = 0,712632 m^2$$

Se prosigue a calcular el número de orificios que deberá tener la rejilla.

$$N = \left(\frac{A_{Neta}}{a * B} \right) \quad (35)$$

$$N = 28,5562 \text{ orificios}$$

$$N = 29 \text{ orificios}$$

Se procede a hallar el área neta final y la velocidad entre barras, que debe cumplir que sea menor a 0,3 m/s.

$$A_{Neta} (m^2) = a * B * N \quad (36)$$

$$A_{Neta} (m^2) = 0,7237064 m^2$$

Velocidad entre barras.

$$V_{Barras} = \left(\frac{Q_{Diseño}}{0,9 * A_{neta}} \right) \quad (37)$$

$$V_{Barras} = 0,196939 \frac{m}{s} \text{ OK – CUMPLE}$$

Longitud de la rejilla

Debe ser menor o igual a 2,5 metros. Usamos la ecuación (33).

$$L_{Rejilla} = \frac{A_{neta} * (a + b)}{a * B}$$

$$L_{Rejilla} = 2,0039 m \text{ OK – CUMPLE}$$

4.4.6 Niveles en el Canal de Aducción.

Aguas abajo.

“Para que la entrega a la cámara de recolección se haga en descarga libre, se debe cumplir que: $h_e = h_c$ ”. (López, 1995) p.87.

Gravedad: 9,81

$$h_e h_c = \left(\frac{Q \text{ diseño}}{g * B^2} \right)^{1/3} \quad (38)$$

$$h_e h_c = 0,188830 \text{ m}$$

Se adopta una pendiente de $i=3\%$ y un espesor de muro de 0,30m.

Aguas arriba.

Se debe dejar un borde libre de 15 cm.

$$L_c = L_r + \text{espesor del muro} \quad (39)$$

$$L_c = 2,0039 + 0,30$$

$$L_c = 2,3039 \text{ m}$$

$$h_o = \left[2he^2 + \left(he - \frac{iL_c}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} * iL_c \quad (40)$$

$$h_o = 0,268248 \text{ m}$$

Altura Ho y He.

$$H_o = h_o + \text{borde libre} \quad (41)$$

$$H_o = 0,418248 \text{ m}$$

$$H_e = h_o + iL_c \quad (42)$$

$$H_e = 0,487365 \text{ m}$$

4.4.7 Velocidad del Agua al Final del Canal.

El rango de velocidad debe estar entre 0,3 m/s a 3 m/s. (López, 1995)

$$V_e = \left(\frac{Q \text{ diseño}}{B * h_e} \right) \quad (43)$$

$$V_e = 1,361039 \text{ m/s OK - CUMPLE}$$

4.4.8 Diseño de la Cámara de Recolección.

Usaremos las ecuaciones (29),(30) y (31), adaptadas a los valores de la cámara de recolección.

- $X_s(m) = 0,36 V e^{2/3} + 0,60 h e^{4/7}$

$$X_s(m) = 0,673591 m$$

- $X_i(m) = 0,18 V e^{4/7} + 0,74 h e^{3/4}$

$$X_i(m) = 0,426645 m$$

- $B \text{ camara} = X_s + 0,30$

$$B \text{ camara} = 0,973591 m$$

Nota: por facilidad de acceso y poder dar mantenimiento a la cámara de captación, adoptamos medidas para una cámara cuadrada de 1,5X1.5 metros. Se deja un borde libre de la cámara de 0.15 m.

4.4.9 Cálculo de la Altura de los Muros de Contención.

Q. máximo del río = 3,37699 m³/s. usaremos la ecuación (25), adaptada a las condiciones.

$$H(m) = \left(\frac{Q \text{ max.}}{1,84 * \text{ancho de presa}} \right)^{2/3}$$

$$H(m) = 0,813794 m$$

Dejando un borde libre de 0,39 m, entonces la altura final de los muros será de **1,20 m.**

4.4.10 Cálculo de Cotas en la Captación.

Tabla 15: Cuadro de cotas del proyecto.

COTAS DEL PROYECTO		
Datos topográficos del terreno		
COTAS DE PROYECTO		CORRECCIÓN
Cota de fondo del rio en la captación=		588,285
LAMINA DE AGUA SOBRE LA PRESA		
Diseño=	588,377	
Máxima=	589,099	
Promedio=	588,530	
CORONA EN LOS MUROS DE CONTENCION		589,489
CANAL DE ADUCCION		
Fondo aguas arriba=	587,867	
Fondo aguas abajo=	587,798	
Lamina aguas arriba=	588,135	
Lamina aguas abajo=	587,986	
CAMARA DE RECOLECCION		
Cresta del vertedero de exceso	587,648	
Fondo del vertedero de exceso	587,048	586,898
TUBERIA DE EXCESOS		
Cota de entrada=	587,048	
Cota del rio en la entrega=	585,5749	
Cota de salida=	585,725	

Elaborado por: Walter Lara & Danilo Vallejo

Nota: Se dispone de una distancia de **25 m** desde la captación hasta el punto de desfogue.

4.4.11 Caudales de Excesos.

Q . medio del río = 0,558478 m³/s. usaremos la ecuación (25), adaptada a las condiciones.

$$H = \left(\frac{Q \text{ medio.}}{1,84 * \text{ancho de presa}} \right)^{2/3}$$

$$H = 0,24518 \text{ m}$$

4.4.12 Caudal Captado.

Cd: coeficiente de descarga =0,3

G: gravedad= 9,81

$$Q. \text{cap} = Cd * A \text{ neta} * \sqrt{2gH} \quad (44)$$

$$Q. \text{cap} = 0,476192 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.4.13 Caudal de Exceso.

$$Q. \text{exceso} = Q. \text{captado} - Q. \text{diseño} \quad (45)$$

$$Q. \text{exceso} = 0,347918 \text{ m}^3/\text{s}$$

Usaremos la ecuación (25), adaptada a las condiciones.

$$H = \left(\frac{Q. \text{Exceso}}{1,84 * \text{ancho del rio}} \right)^{2/3}$$

$$H = 0,132962 \text{ m}$$

4.4.14 Velocidad.

$$V = \left(\frac{Q. \text{exceso}}{H. \text{Excesos} * B \text{ cámara}} \right) \quad (46)$$

$$V = 1,7444411 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.4.15 Alcance Superior del Chorro.

Usaremos la ecuación (29), adaptada a las condiciones.

$$Xs(m) = 0,36 Vex^{2/3} + 0,60 Hex^{4/7}$$

$$Xs(m) = 0,7111029 m$$

$$B = Xs + 0,30 = 1,01 m$$

El vertedero de excesos estará colocado a 1,05 m de la pared de la cámara de recolección.

4.4.16 Cálculo de la Tubería de Excesos.

$$i = \frac{c.entrada - c.salida}{longitud} * 100 \quad (47)$$

$$i = 5,29 \%$$

$$J = 0,05290 m/m$$

Para calcular el diámetro debemos despejar la ecuación (48), perteneciente a caudal. Y así obtener la ecuación (49) para el diámetro.

C: 150

Tabla 16: Coeficiente de rugosidad típicos.

Material de la tubería		C
Acero remachado	(nuevo)	110
Acero remachado	(usado)	85
Acero soldado	(nuevo)	130
Acero soldado	(usado)	90
Hierro fundido	(nuevo)	130
Hierro fundido	(15-20 años)	100
Hierro fundido	(> 20 años)	90
Concreto	(buena terminación)	130
Concreto	(terminación común)	120
Asbesto-Cemento		140
Plástico (PVC)		150

Fuente: (López, 1995)

$$Q = 0,2785 C * D^{2,63} * J^{0,54} \quad (48)$$

$$D = \left(\frac{Q}{0,2785 C * J^{0,54}} \right)^{1/2,63} \quad (49)$$

$$D = 0,29609 \text{ m}$$

$$D = 11,657362 \text{ ''}$$

Adoptamos un diámetro comercial, con su valor en metros de igual manera.

$$D = 12'' = 0,3048 \text{ m}$$

Se puede revisar el diseño correspondiente a la captación, en el **Anexo 3**.

4.5 Diámetros de Tubería de Conducción de la Bocatoma al Desarenador

No es recomendable que la ubicación del desarenador sea muy lejos de la captación, en el propósito de evitar una larga conducción de agua que pueda presentar problemas por la obstrucción debido a la sedimentación. Según (López, 1995) generalmente esta conducción está comprendida entre 50 y 300 metros.

4.5.1 Condiciones de Diseño.

Caudal de diseño: 0,117584 m³/s (según (IEOS, 2012, pág. 67)

CMD+10%)

Tubería de PVC (n): 0,009

Longitud de conducción: 78,8287 m

Cota desarenador: 585,151

$$S = \frac{c.entrada - c.salida}{longitud} * 100 \quad (50)$$

$$S = 2,41\%$$

$$J = 0,0241 \text{ m/m}$$

Aplicando la ecuación (16), perteneciente a diámetro.

$$D = 1.548 \left(\frac{n * Q}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 0,2385 \text{ m} = 9,39''$$

Adoptamos un diámetro comercial mayor, en este caso 10".

$$D = 10'' = 0,254 \text{ m}$$

Aplicamos la ecuación (15), para establecer las condiciones de flujo a tubo lleno.

$$Q. \text{ lleno} = 0,312 \left(\frac{D^{8/3} S^{1/2}}{n} \right) = 0,1391 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calculamos la velocidad a tubo lleno (19). Esta debe ir en un rango de 3 m/s a 5 m/s, con un mínimo de 0,6 m/s.

$$V. \text{ lleno} = \frac{Q. \text{ lleno}}{A. \text{ lleno}}$$

$$V. \text{ lleno} = 2,7458 \text{ m/s}$$

Sacamos la relación entre Q/Q. lleno. Con este valor ingresamos a la tabla de relaciones hidráulicas. **Tabla 4.**

$$\frac{Qo}{Vo} = 0,8451$$

De la tabla se obtiene las siguientes relaciones:

$$\frac{Vr}{V. \text{ ll}} = 0,999904 \quad y \quad \frac{d}{D} = 0,788061$$

Despejamos y calculamos Vr y d.

$$Vr = 0,999904 * 2,7679 = 2,743254$$

$$d = 0,788061 * 0,254 = 0,20017$$

Con estos valores recalculamos la altura real de la cámara usando la siguiente ecuación. Recordemos que asumimos un valor de 0,60m, pero esta debería ser la profundidad correcta.

$$d + 1,5 \frac{V^2}{2g} \tag{51}$$

$$0,186257 + 1,5 \frac{(2,6839)^2}{2(9,81)} = 0,7755 \text{ m}$$

4.5.2 Corrección de la Pendiente.

Bajando la cota de fondo de la cámara de recolección de 587,528 (cresta del vertedero menos 0,15 de borde libre) a 586,791 (fondo de la cámara) un total de 0,73697 m. Se realizan interacciones hasta obtener un valor muy cercano a la altura obtenida.

$$S = \frac{c.entrada - c.salida}{longitud} * 100$$

$$S = \frac{(587,648 - 0,7755) - 585,151}{78,8287} * 100$$

$$S = 2,18 \%$$

$$J = 0,021832 \text{ m/m}$$

Recalculamos el diámetro.

$$D = 1.548 \left(\frac{n * Q}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 0,24289 \text{ m} = 9,562''$$

Adoptamos un diámetro comercial mayor, en este caso 10".

$$D = 10'' = 0,254 \text{ m}$$

Aplicamos la ecuación (15), para establecer las condiciones de flujo a tubo lleno.

$$Q. \text{lleno} = 0,312 \left(\frac{D^{8/3} S^{1/2}}{n} \right) = 0,1325 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calculamos la velocidad a tubo lleno. Esta debe ir en un rango de 3 m/s a 5 m/s, con un mínimo de 0,6 m/s.

$$V. \text{lleno} = \frac{Q. \text{lleno}}{A. \text{lleno}}$$

$$V. \text{lleno} = 2,6257 \text{ m/s}$$

Sacamos la relación entre Q/Q . lleno. Con este valor ingresamos a la **Tabla 4:** Tabla de relaciones hidráulicas para conducción circular.

$$\frac{Q_o}{V_o} = 0,8871$$

De la tabla se obtiene las siguientes relaciones:

$$\frac{V_r}{V \cdot l} = 01,0138 \quad y \quad \frac{d}{D} = 0,81800$$

Despejamos y calculamos V_r y d .

$$V_r = 2,65200$$

$$d = 0,20777$$

$$0,19667 + 1,5 \frac{(2,5353)^2}{2(9,81)} = 0,7455 \text{ m}$$

Como el valor está un poco alejado, recalculamos.

$$S = \frac{c. entrada - c. salida}{longitud} * 100$$

$$S = 2,221 \%$$

$$J = 0,022213 \text{ m/m}$$

Recalculamos el diámetro.

$$D = 1.548 \left(\frac{n * Q}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 0,2421 \text{ m} = 9,5316"$$

Adoptamos un diámetro comercial mayor, en este caso 10".

$$D = 10" = 0,254 \text{ m}$$

Aplicamos la ecuación (15), para establecer las condiciones de flujo a tubo lleno.

$$Q. \text{ lleno} = 0,312 \left(\frac{D^{8/3} S^{1/2}}{n} \right) = 0,1336 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calculamos la velocidad a tubo lleno. Esta debe ir en un rango de 3 m/s a 5 m/s, con un mínimo de 0,6 m/s.

$$V. lleno = \frac{Q. lleno}{A. lleno}$$

$$V. lleno = 2,63847 \text{ m/s}$$

Sacamos la relación entre Q/Q. lleno. Con este valor ingresamos a la **Tabla 4**.

$$\frac{Q_o}{V_o} = 0,8795$$

De la tabla se obtiene las siguientes relaciones:

$$\frac{V_r}{V. ll} = 1,0108 \quad y \quad \frac{d}{D} = 0,81255$$

Despejamos y calculamos V_r y d .

$$V_r = 2,66697$$

$$d = 0,206389$$

$$0,2063 + 1,5 \frac{(2,5622)^2}{2(9,81)} = 0,7502 \text{ m}$$

Como el valor está un poco alejado, recalculamos.

$$S = \frac{c. entrada - c. salida}{longitud} * 100$$

$$S = 2,21 \%$$

$$J = 0,022153 \text{ m/m}$$

Recalculamos el diámetro.

$$D = 1.548 \left(\frac{n * Q}{S^2} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 0,242226 \text{ m} = 9,5364"$$

Adoptamos un diámetro comercial mayor, en este caso 10".

$$D = 10" = 0,254 \text{ m}$$

Aplicamos la ecuación (15), para establecer las condiciones de flujo a tubo lleno.

$$Q. lleno = 0,312 \left(\frac{D^{8/3} S^{1/2}}{n} \right) = 0,1335 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calculamos la velocidad a tubo lleno (19). Esta debe ir en un rango de 3 m/s a 5 m/s, con un mínimo de 0,6 m/s.

$$V. lleno = \frac{Q. lleno}{A. lleno}$$

$$V. lleno = 2,6349 \text{ m/s}$$

Sacamos la relación entre Q/Q. lleno. Con este valor ingresamos a la **Tabla 4**.

$$\frac{Qo}{Vo} = 0,88069$$

De la tabla se obtiene las siguientes relaciones:

$$\frac{Vr}{V.ll} = 1,0112 \quad y \quad \frac{d}{D} = 0,81348$$

Despejamos y calculamos Vr y d.

$$Vr = 2,6646$$

$$d = 0,2066$$

Verificación de la cota a la salida de la bocatoma:

$$0,2066 + 1,5 \frac{(2,6608)^2}{2(9,81)} = 0,7495 \text{ m}$$

Como el valor está un poco alejado, recalculamos.

$$S = \frac{c. entrada - c. salida}{longitud} * 100$$

$$S = 2,21 \%$$

$$J = 0,022162 \text{ m/m}$$

Recalculamos el diámetro.

$$D = 1.548 \left(\frac{n * Q}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 0,242207 \text{ m} = 9,5357"$$

Adoptamos un diámetro comercial mayor, en este caso 10".

$$D = 10" = 0,254 \text{ m}$$

Aplicamos la ecuación (15), para establecer las condiciones de flujo a tubo lleno.

$$Q. lleno = 0,312 \left(\frac{D^{8/3} S^{1/2}}{n} \right) = 0,13354 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calculamos la velocidad a tubo lleno (19). Esta debe ir en un rango de 3 m/s a 5 m/s, con un mínimo de 0,6 m/s.

$$V. lleno = \frac{Q. lleno}{A. lleno}$$

$$V. lleno = 2,6354 \text{ m/s}$$

Sacamos la relación entre Q/Q. lleno. Con este valor ingresamos a la **Tabla 4**.

$$\frac{Qo}{Vo} = 0,8805$$

De la tabla se obtiene las siguientes relaciones:

$$\frac{Vr}{V. ll} = 1,0112 \quad y \quad \frac{d}{D} = 0,813356$$

Despejamos y calculamos Vr y d.

$$Vr = 2,6649$$

$$d = 0,20659$$

Verificación de la cota a la salida de la bocatoma:

$$0,2065 + 1,5 \frac{(2,6608)^2}{2(9,81)} = 0,7496 \text{ m}$$

Realizando una interacción más, obtenemos un valor más aproximado de:
0,7496 m

Valor aproximado (considerando más decimales) a, **0,7496 m**. (interacción anterior).

Nota: una vez obtenido el valor real de la altura de la cámara se corrige en **Tabla 15**, valor de fondo del vertedero de excesos, ya que inicialmente fue asumido un valor de 0,6 m.

4.5.3 Caudal de Excesos.

El caudal de excesos máximo previsto será:

$$Q.\text{excesos} = Q.\text{lleno} - Q.\text{diseño} \quad (52)$$

$$Q.\text{excesos} = 0,133536 - 0,1175843$$

$$Q.\text{excesos} = 0,015952 \text{ m}^3/\text{s}$$

El caudal de excesos será tomado en cuenta en el diseño de la estructura de excesos del desarenador.

4.5.4 Cuadro de Cotas Definitivas y Condiciones Hidráulicas.

Tabla 17: Cotas definitivas de salida y llegada al desarenador.

COTAS DEFINITIVAS	
Cota batea a la salida de la bocatoma=	586,898
Cota clave a la salida de la bocatoma=	587,152
Cota batea a la llegada al desarenador=	585,151
Cota clave a la llegada al desarenador=	585,405
Cota de la lámina de agua a la llegada al desarenador=	585,358

Elaborada por: Walter Lara & Danilo Vallejo

4.6 Diseño de Desarenador

Condiciones de la tubería de entrada

$$Q.\text{diseño} = 0,1176 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_o = 0,1335 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_d = 2.6649 \text{ m/s} \quad V_o = 2,6354 \text{ m/s}$$

$$D = 10'' (0,2540 \text{ m}) \quad d = 0,2066 \text{ m}$$

4.6.1 Condiciones de Diseño del Desarenador.

Remoción de partículas de 0,05 mm de diámetro con un grado de remoción del 80%.

Tabla 18: Condiciones de diseño.

Temperatura	24	°C
Visc. Cinética	0,00917	Cm ² /s
Dimensión	1	3
H (altura útil)	2	m
Uc 10°C	0,01308	Cm ² /s
Ss (arenas)	2,65	
d. partícula	0,005	cm
% Remoción	80	%
n (condición de deflectores)	1	(deflectores deficientes o sin ellos).
Cota de la lámina de agua a la llegada del desarenador	585,358	msnm

Elaborada por: Walter Lara & Danilo Vallejo.

4.6.2 Cálculo de los Parámetros de Sedimentación.

Velocidad de sedimentación de las partículas, $d_s = 0,005$ cm.

Previamente debemos calcular la viscosidad cinemática, se puede obtener de la **Tabla 6**, para comparar este valor realizaremos el cálculo de la misma ya que está en función de la temperatura y usaremos como base el valor de 10°C= $\mu = 0,01308$ Cm²/s.

$$\mu_{24^{\circ}C} = \frac{Uc_{10^{\circ}C} * 33.333}{24^{\circ}C + 23.333} \quad (53)$$

$$\mu_{24^{\circ}C} = \frac{0,01308 * 33.333}{24^{\circ}C + 23.333}$$

$$\mu_{24^{\circ}C} = 0,009210995 \text{ Cm}^2/s$$

Nota: si obtenemos este valor de la **Tabla 6**, nos da un valor de 0,00917 cm²/s.

Procedemos a calcular la velocidad de sedimentación, utilizando la ecuación (17), presente en el capítulo 2.

$$Vs = \frac{981}{18} * \frac{(2,65 - 1)}{0,00921} * (0,005)^2$$

$$Vs = 0,2440 \text{ cm/s}$$

Se procede a una comprobación de número de Reynolds. Con la ecuación presentada a continuación.

Existe una condición a cumplir, es que $Re < 0,5$. Caso contrario se realiza un ajuste de V_s , mediante gráfico.

$$Re = \frac{V_s * d}{\mu} \quad (54)$$

$$Re = \frac{0,24406 * 0,005}{0,00921}$$

$$Re = 0,1324 \text{ OK} - \text{CUMPLE}$$

Se procede a la **Tabla 7**, de la cual se obtiene para $n=1$ y remoción del 80%.

$$\frac{\theta}{t} = 4$$

Suponiendo la profundidad útil de sedimentación H , igual a 3 m, el tiempo que tardaría la partícula de diámetro igual a 0,005 cm en llegar al fondo sería de:

$$t = \frac{H}{V_s} \quad (55)$$

$$t = \frac{2 \text{ m} * 100}{0,24406 \text{ cm/s}}$$

$$t = 819,438 \text{ seg.}$$

El periodo de retención hidráulico será de:

$$\theta = N^{\circ} \text{ Hazen} * t \quad (56)$$

$$\theta = 4 * 819,438 \text{ seg}$$

$$\theta = 3277,752 \text{ seg.}$$

$$\theta = 0,9105 \text{ horas. } (0,5 \text{ h} < \theta < 4 \text{ h.})$$

$$\text{OK} - \text{CUMPLE}$$

El volumen del tanque será obtenido de la siguiente manera.

$$V = \theta * Q \quad (57)$$

$$V = 3277,752 * 0,1176 \text{ m}^3$$

$$V = 385,4121 \text{ m}^3$$

El área superficial del tanque es:

$$As = \frac{V}{H} \quad (58)$$

$$As = \frac{385,4121 \text{ m}^3}{2 \text{ m}}$$

$$As = 192,706 \text{ m}^2$$

Para el dimensionamiento del tanque será una relación 3:1 = L:B.

$$B = \sqrt{\frac{As}{3}} \quad (59)$$

$$B = \sqrt{\frac{192,706}{3}}$$

$$B = 8,0147 = 8,10 \text{ m}$$

Longitud:

$$L = B * 3$$

$$L = 8,0147 * 3$$

$$L = 24,0441 = 24,10 \text{ m}$$

Se corrige el As, con los valores adoptados: $8,1 \times 24,1 = As^* = 195,21 \text{ m}^2$

Carga superficial hidráulica:

$$Vo = q = \frac{Q}{As} \quad (60)$$

$$Vo = q = \frac{0,1176 \text{ m}^3}{195,21 \text{ m}^2}$$

$$Vo = q = 0,000602 \text{ m}^3/\text{m}^2.s$$

$$Vo = q = 52,0428 \text{ m}^3/\text{m}^2.d \quad (15 \text{ a } 80) \text{ OK} - \text{CUMPLE}$$

Como se demostró anteriormente, la carga hidráulica superficial es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica en condiciones teóricas, V_o , la cual debe corresponder a la de un diámetro menor.

$$V_o = q = 0,060235 \text{ cm/s}$$

Se realiza una verificación, comparando la relación $V_s/V_o = N^\circ$ de Hazen.

$$\frac{V_s}{V_o} = \frac{0,2440697}{0,060235} = 4,0$$

$$\frac{V_s}{V_o} = 4 = N^\circ \text{ Hazen} = 4 \quad \text{OK} - \text{CUMPLE}$$

V_o corresponde a la de un diámetro menor (d_o).

$$d_o = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \mu}{g * (\rho_s - \rho)}} \quad (61)$$

$$d_o = \sqrt{\frac{0,060235 * 18 * 0,00921}{g * (2,65 - 1)}}$$

$$d_o = 0,00248 \text{ cm}$$

$$d_o = 0,0248 \text{ mm}$$

$$(d = 0,005 > d_o = 0,00248) \text{ OK} - \text{CUMPLE}$$

Bajo condiciones teóricas se removerían partículas hasta un diámetro igual a d_o .

Pero al tener en consideraciones reales como flujo no uniforme, corrientes de densidad, cortos circuitos, zonas muertas, velocidad h variable, entre otros. El diámetro máximo posible para remover aumenta a $d=0,05 \text{ mm}$.

La velocidad horizontal será:

$$V_h = \frac{Q}{W} = \frac{V_o * L}{H} \quad (62)$$

$$V_h = \frac{0,1176 \text{ m}^3}{2\text{m} * 8,1}$$

$$V_h = 0,00726 \text{ m/s}$$

$$V_h = 0,72583 \text{ cm/s}$$

La velocidad horizontal máxima es:

$$V_h (\max) = 20 V_s \quad (63)$$

$$V_h (\max) = 20 (0,244069)$$

$$V_h (\max) = 4,88139 \text{ cm/s}$$

$$V_h < 20 V_s \quad \text{OK} - \text{CUMPLE}$$

La velocidad de resuspensión máxima es:

K= 0,04 (arenas).

F= 0,03 (no hay coagulante).

$$V_r = \sqrt{\frac{8 \cdot k}{f} * g(\rho_s - \rho)d} \quad (64)$$

$$V_r = \sqrt{\frac{8 * (0,04)}{0,03} * 9,81(2,65 - 1)0,005}$$

$$V_r = 0,929128 \text{ cm/s}$$

Condiciones a cumplir:

$$V_h < V_r$$

$$0,725829 < 0,929129 \quad \text{OK} - \text{CUMPLE}$$

$$\frac{V_h}{V_o} = \text{entre 9 y 15}$$

$$\frac{V_h}{V_o} = 12,05 \text{ cm/s} \quad \text{OK} - \text{CUMPLE}$$

4.6.3 Cálculos de los Elementos del Desarenador.

4.6.3.1 Vertedero de Salida.

4.6.3.1.1 Altura de la Lámina de Agua (H_v).

Adaptando la ecuación (25), calculamos la altura de agua.

$$H_v = \left(\frac{Q}{1,84 * B} \right)^{2/3}$$

$$H_v = \left(\frac{0,1176}{1,84 * 8,1} \right)^{2/3}$$

$$H_v = 0,03963 \text{ m}$$

4.6.3.1.2 Velocidad de Agua en el Vertedero (V_v).

Adaptando la ecuación (28), calculamos la velocidad del vertedero.

$$V_v = \frac{Q}{B * H_v}$$

$$V_v = \frac{0,1176}{8,1 * 0,03963}$$

$$V_v = 0,36629 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$(V_v > 0,3) \text{ OK} - \text{CUMPLE}$$

La velocidad sobre la cresta del vertedero debe ser en teoría mayor de 0.3 m/s para poder aplicar en rigor la ecuación del alcance horizontal de la vena vertiente.

(López, 1995) P.163.

Usaremos la ecuación (29), adaptada a las condiciones, obteniendo:

$$X_s = 0,36(V_v)^{\frac{2}{3}} + 0,60(H_v)^{4/7}$$

$$X_s = 0,36(0,3662)^{\frac{2}{3}} + 0,60(0,03963)^{4/7}$$

$$X_s = 0,27915 \text{ m}$$

4.6.3.1.3 Longitud del Vertedero de Salida.

Usaremos la ecuación (31), adaptada a las condiciones, obteniendo:

$$Lv = Xs + 0,1$$

$$Lv = 0,27915 + 0,1$$

$$Lv = 0,37915 \text{ m} = 0,38 \text{ m}$$

Pantalla de salida:

Profundidad= $H/2=$	1,0	m
Distancia al vertedero de salida $15 \cdot Hv=$	0,594459	m

Pantalla de entrada:

Profundidad= $H/2=$	1,0	m
Distancia a la cámara de aquietamiento= $L/4=$	6,025	m

Almacenamiento de lodos:

Profundidad máxima	0,40	m
Distancia al punto de salida a la cámara de aquietamiento= $L/3=$	8,03	m
Distancia al punto de salida al vertedero salida= $2L/3=$	16,07	m
Pendiente transversal $St= 0,4/B=$	4,94	%
Pendiente longitudinal (en $L/3$) =	4,98	%
Pendiente longitudinal (en $2L/3$) =	2,49	%

Cámara de aquietamiento

Profundidad= $H/3=$	0,70	m
Ancho= $B/3=$	2,70	m
Largo (adoptado)=	1,50	m

4.6.3.1.4 Rebose de la Cámara de Aquietamiento.

Usando la ecuación (52), calculamos el caudal de excesos.

$$Q. \text{excesos} = Q. ll - Q$$

$$Q. \text{excesos} = 0,1176 - 0,1335$$

$$Q. \text{excesos} = 0,015953 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q. \text{excesos} = 15,9526 \text{ l/s}$$

Usaremos la ecuación (25), adaptada a las condiciones, obteniendo:

$$He = \left(\frac{Q. \text{excesos}}{1,84 * Le} \right)^{2/3}$$

$$He = \left(\frac{0,015953}{1,84 * 1,5} \right)^{2/3}$$

$$\mathbf{He = 0,032207 \text{ m}}$$

Usaremos la ecuación (25), adaptada a las condiciones, obteniendo:

$$Ve = \frac{Q. \text{excesos}}{He * Lv}$$

$$Ve = \frac{0,015953}{0,032207 * 1,5}$$

$$\mathbf{Ve = 0,330211 \text{ m}}$$

Alcance de choro con la ecuación (29), obtenemos.

$$Xs = 0,36(0,3302)^{\frac{2}{3}} + 0,60(0,032207)^{4/7}$$

$$\mathbf{Xs = 0,256234 \text{ m}}$$

Comparamos valores y adoptamos el mayor, entre:

$$\mathbf{Xs + BL = 0,35623 \text{ m}}$$

$$\frac{B - \text{Ancho}}{2} = \mathbf{2,700 \text{ m (ADOPTADO)}}$$

Perfil hidráulico

Según (López, 1995) p.164, se debe tener en consideración las pérdidas por ampliación de secciones y por el paso por debajo de las pantallas.

Pérdidas a la entrada de la cámara de aquietamiento: Tomando $k = 0.1$ debido a la disminución de velocidad.

$$hm = k * \frac{\Delta V^2}{2g} \quad (65)$$

Sabiendo que:

$$\mathbf{V1 = Vd = 2,6649 \text{ m/s}}$$

$$V2 = \frac{Q}{\frac{H}{3} * M.adoptado} \quad (66)$$

$$V2 = \frac{0,1176 \text{ m}^3}{0,66667 \text{ m} * 2,700 \text{ m}}$$

$$V2 = 0,06532 \text{ m/s}$$

$$V1 * = V2 = 0,06532 \text{ m/s}$$

$$V2 * = Vb = \frac{Q}{H * L} \text{ m/s} \quad (67)$$

$$V2 * = Vb = \frac{0,1176 \text{ m}^3}{2 \text{ m} * 24,1 \text{ m}}$$

$$V2 * = Vb = 0,002439 \text{ m/s}$$

Perdidas menores hm.

$$hm = 0,1 * \frac{(2,6649)^2 - (0,06532)^2}{2(9,81)}$$

$$hm = 0,03617 \text{ m}$$

Perdidas a la entrada de la zona de sedimentación.

$$hm = 0,1 * \frac{(0,06532)^2 - (0,002439)^2}{2(9,81)}$$

$$hm * = 0,000021719 \text{ m}$$

Perdidas por pantallas inicial y final, casi despreciable, entonces consideramos 0 (cero).

4.6.4 Cálculo de Diámetro de Tubería de Excesos y Lavado.

4.6.4.1 Tubería de Excesos.

Debido a la magnitud de los caudales, esta tubería resulta siempre de un diámetro mínimo, igual a 6" (15 cm).

$$\begin{aligned} d &= 10'' \\ d &= 25,4 \text{ cm} \\ d &= 0,254 \text{ m} \end{aligned}$$

4.6.4.2 Tubería de Lavado.

Además del funcionamiento hidráulico de esta tubería, un criterio importante para la selección del diámetro es el tiempo de vaciado del tanque:

Cota de entrega del desagüe del lavado (supuesta)=	581,141
Cota de la lámina de agua sobre la tubería=	585,321
Longitud tubería de drenaje=	52,25
Altura disponible=	4,180
J=H/L	0,08000766

4.6.4.3 Perdidas en la Conducción (en Longitud Equivalente).

Tabla 19: Perdidas por instrumentos en la condición.

Perdidas en la conducción (<i>longitud equivalente</i>)	Long. EQ en N.º de diámetro. (m)	Cantidad.	Total
Entrada normal=	4,5	2	9
Tee paso lat. =	16	3	48
Válvula compuerta=	1,7	1	1,7
Codo de 90=	7,9	1	7,9
Tubería=	52,25	1	52,25
LONGITUD EQUIVALENTE (LE)=			118,85

Elaborada por: Walter Lara & Danilo Vallejo

Nota: se asume un valor cerrado, **LE= 119 m.**

$$J = \frac{H}{L.E} \quad (68)$$

$$J = \frac{4,180 \text{ m}}{119 \text{ m}}$$

$$J = 0,035129$$

Caudal inicial

Usaremos la ecuación (48), adaptada a las condiciones, obteniendo:

$$Q.inicial = 0,2785 C * D^{2,63} * J^{0,54}$$

$$Q.inicial = 0,2785 (150) * (0,1524)^{2,63} * (0,035129)^{0,54}$$

$$Q.inicial = 0,04862 \text{ m}^3/\text{s}$$

Velocidad inicial

$$V = \frac{4 * Q.inicial}{\pi * d^2} \quad (69)$$

$$V = \frac{4 * 0,048621}{\pi * (0,254)^2}$$

$$V = 0,95955 \text{ m/s}$$

$$\frac{V^2}{2g} = Vi \quad (70)$$

$$\frac{V^2}{2g} = 0,04692 \text{ m}$$

El tiempo de vaciado se determina a partir de la ecuación de descarga de un orificio. El coeficiente de descarga del tanque, teniendo en cuenta la tubería de desagüe, será la ecuación (44):

$$Q = Cd * Ao * \sqrt{2gH}$$

Despejamos.

$$Cd = \frac{Q}{Ao * \sqrt{2 * g * H}} \quad (71)$$

$$Cd = \frac{0,048621 * 4}{\pi * (0,254)^2 * \sqrt{2 * 9,81 * 4,180}}$$

$$Cd = 0,105953$$

$$dt = \frac{As}{Cd * Ao * \sqrt{2g}} * h^{\frac{1}{2}} * dh \quad (72)$$

$$t = \frac{2 * As}{Cd * Ao * \sqrt{2g}} * H^{1/2} \quad (73)$$

$$dt = \frac{2 * 195,21}{0,105953 * \frac{\pi * 0,254^2}{4} * \sqrt{2(9,819)}} * (4,180)^{1/2}$$

$$t = 33\,567,63291 \text{ seg.}$$

$$t = 559,4605 \text{ min}$$

$$t = 9,32434 \text{ horas}$$

4.6.5 Cuadro de Cotas para el Diseño del Desarenador.

Tabla 20: cuadro de cotas del desarenador.

COTAS DEL DESARENADOR	
COTA BATEA EN LA TUBERIA DE ENTRADA=	585,151
COTA DE LA LAMINA DE AGUA A LA ENTRADA	585,358
COTA DE LA LAMINA DE AGUA EN LA CAMARA DE AQUIETAMIENTO=	585,321
COTA DE LA LAMINA DE AGUA EN EL DESARENADOR=	585,321
COTA DE LA LAMINA DE AGUA EN LA CAMARA DE RECOLECCION=	585,082
COTA DE LA CORONA DE LOS MUROS DEL DESARENADOR=	585,658
COTA DE FONDO DE LA CAMARA DE AQUIETAMIENTO=	584,658
COTA BATEA DE LA TUBERIA DE LAVADO A LA SALIDA=	582,958
CORONA DEL VERTEDERO DE SALIDA=	585,282
COTA DE FONDO DE LA CAMARA DE RECOLECCION (PROF ASUMIDA 0,5) =	584,582
COTA DE ENTREGA DE DESAGUE Y TUBERIA DE LAVADO=	581,141

Elaborada por: Walter Lara & Danilo Vallejo.

Para el diseño del desarenador, revisar **Anexo 4**.

4.7 Diámetros de Tubería Desarenador – Planta de Tratamiento

Partimos con un cuadro de cotas previamente calculadas, mismo que se presenta a continuación.

El valor del punto “B” es dato obtenido por medio de la utilización de GPS. Y la longitud de tubería fue trazada y calculada por medio de la herramienta de AutoCAD.

Tabla 21: Cuadro de cotas para tubería desarenador - PTAP.

A	COTA DE LA LAMINA DE AGUA A LA SALIDA EN EL DESARENADOR=	585,082
B	COTA DE LLEGADA A LA CAMARA DE AQUIETAMIENTO (PTAP)=	359,600
	LONGITUD DE TUBERIA (PUNTO A HASTA B) =	8573,66
	ALTURA DISPONIBLE=	225,482

Elaborada por: Walter Lara & Danilo Vallejo

Pendiente.

$$J = \frac{H. disponible}{L. total}$$

$$J = \frac{225,482 \text{ m}}{8573,66 \text{ m}}$$

$$J = 0,02629$$

$$S = 2,6 \%$$

Diámetros

Se procede a calcular por medio de la fórmula de Manning.

$$D = 1,54 \left(\frac{n * Q}{s^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 1,54 \left(\frac{0,009 * 0,1176}{0,02629^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 0,234559 \text{ m}$$

$$D = 9,2346 \text{ in} = D = 10''$$

Recomendación:

Para la línea de conducción realizar el debido diseño para la ubicación de ventosas en las partes altas que lo requiera y purgas en las partes bajas de la tubería, además se deben considerar los accesorios adecuados y su correcta ubicación en la red de conducción para minimizar en lo posible el efecto “golpe de ariete” lo que produce sobrepresiones y sub-presiones en la red de conducción.

4.8 Diseño Planta de Tratamiento

Se realizo análisis de caracterización de agua del río que fue seleccionado para nuestra captación, para poder determinar los tratamientos adecuados para el agua cruda captada.

Los resultados fueron comparados con la Norma Técnica Ecuatoriana INEN 1108 (sexta y quinta revisión), y los valores obtenidos se encuentran dentro de los límites permitidos para agua de consumo humano.

Se realizaron diferentes ensayos y además test de jarra en condiciones normales y simulando una situación invernal.

Durante los ensayos se presentó una interrogante debido al clima del sector, entonces nos dimos a la tarea de realizar una prueba In-situ, y se llegó a la conclusión de que el agua de río presenta temperaturas muy bajas (hasta 17°C) en ciertas épocas del año (verano), descartando así el uso de químicos como lo son los coagulantes aniónicos, ya que no reaccionan a temperaturas bajas.

Luego de analizar los resultados y la situación, se llegó a la conclusión que se debe realizar un tratamiento de filtración y cloración.

4.8.1 Cámara de Repartición de Caudales.

Se diseña una cámara de aquietamiento con el 30% de la altura de la cámara de entrada, mas 0,20 m de borde libre, la profundidad presente a continuación.

$$P. \text{cámara} = 1m(0,3) + 0,20m$$

$$P. \text{cámara} = 0,5 m$$

Datos:

- Q. diseño: 0,1176 m³/s
- Q. cada filtro: 0,039194 m³/s
- N° de filtros: 3 en uso (2 en standby)
- Cresta de entrada: 1m (asumido)

Nota: primero se realizó el cálculo de Filtración, pero se decidió poner en el mismo orden que va el diseño, en el documento.

Altura de diseño

$$H = \left(\frac{0,1176 \text{ m}^3/\text{s}}{1,84 * 1 \text{ m}} \right)^{2/3}$$

$$H = 0,15984 \text{ m}$$

Ancho de cada vertedero (L).

$$L = \left(\frac{0,03919 \text{ m}^3/\text{s}}{1,84 * 0,1598 \text{ m}} \right)^{3/2}$$

$$L = 0,333 \text{ m}$$

Cámara de entrada

Con las ecuaciones vistas previamente calculamos:

$$\textit{Velocidad} = 0,735633$$

$$X_s = 0,5038001$$

$$X_i = 0,3507423$$

$$B = 0,8038001 \text{ m}$$

$$L = 1 \text{ m}$$

$$\textit{Profundidad} = 1 \text{ m (asumido)}$$

Cámara de salida

Con las ecuaciones vistas previamente calculamos:

$$\textit{Velocidad} = 0,735633$$

$$X_s = 0,5038001$$

$$X_i = 0,3507423$$

$$B = 0,8038001 \text{ m}$$

$$L = 0,333 \text{ m}$$

$$\textit{Profundidad} = 0,8 \text{ m (1m menos 0,2 de BL)}$$

Tabla 22: Cotas de diseño de cámara.

COTA A LA LLEGADA DE LA CAMARA DE AQYUIETAMIENTO=	359,600
FONDO DE LA CAMARA DE AQUIETAMIENTO=	358,900
CRESTA DEVERTEDERO PRINCIPAL=	359,400
COTA DE LAMINA DE AGUA EN LA CRESTA PRINCIPAL	359,560
CRESTA DEVERTEDERO SECUNDARIO=	359,200
COTA DE LAMINA DE AGUA EN CRESTA SECUNDARIA	359,360
COTA A LA SALIDA DE LA CAMARA DE REPARTICION DE Q=	358,240

Elaborada por: Walter Lara & Danilo Vallejo

Revisar la cámara de repartición de caudales en el **Anexo5**.

4.8.2 Filtración.

Numero de filtros

$$Q. \text{Diseño} = 0,1176 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q. \text{Diseño} = 0,1176 \text{ m}^3/\text{s} * 86400 \text{ s}$$

$$Q. \text{Diseño} = 10\,159,2817 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$N^{\circ} \text{ filtros} = 0,044 * \sqrt{Q. \text{diseño}} \quad (74)$$

$$N^{\circ} \text{ filtros} = 4,4349$$

$$N^{\circ} \text{ filtros} = 5 \text{ filtros}$$

De los 5 filtros tres estarán en uso y dos para emergencia o mantenimiento.

Dimensiones de un filtro

$$Q_u = \frac{Q}{N} \quad (75)$$

$$Q_u = 3386,42 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_u = 39,19 \text{ l/s}$$

Área del filtro

$$A = \frac{Q_u}{CS} \quad (76)$$

$$A = \frac{3386,42 \text{ m}^3/\text{d}}{300 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * d}$$

$$A = 11,2881 \text{ m}^2$$

Tabla 23: Criterios generales de diseño de filtros.

PARÁMETRO	VALOR
CRITERIOS GENERALES	
CARGA SUPERFICIAL tasa de filtración (CS) $\text{m}^3/\text{m}^2*\text{d}$	120 - 360
Velocidad óptima de lavado	0.8 – 1.2 m/min 13 – 20 mm/s
Tiempo de lavado T1	5 – 15 min
PARA FILTROS LENTOS EN ARENA:	
Tasa de filtración	2 - 12 2.4 – 7.2 m/d (RAS 200)
Duración de la carrera	20 – 60d
Profundidad del medio	0.6 – 1m 0.8 – 1 m(RAS 200)
Profundidad de la grava	0.3 m
Pérdida de carga	< 1.2 m < 1 m (RAS 2000)
CRITERIOS PARA FILTROS RÁPIDOS	
Tasa de filtración	120 - 480 m/d (RAS 200)
Duración de la carrera	12 – 36 h
Profundidad del medio	0.6 – 0.75m 0.4 -0.6m de antracita y 0.15- 0.3 m de arena
Profundidad de la grava	0.3 -0.45 m
Pérdida de carga	2.4 – 3m >2.0 m (RAS 2000)
Porcentaje de agua de lavado	2 – 6%
Separación entre canaletas	1.5 – 2.1 m

Fuente: (UNAD, 2013)

Dimensión de los filtros

Se asume una relación L/B= 3

$$B = \sqrt[3]{(A/3)}$$

$$B = 1,9397 \text{ m} = 2\text{m}$$

$$L = 2 * 3 = 6,0 \text{ m}$$

$$L = 6,0 \text{ m}$$

Dimensiones de los lechos filtrantes

Según la **Tabla 23** se determinó que el medio filtrante estará compuesto de la siguiente manera:

Antracita	0,50 m
Arena	0,25 m
Grava	0,40 m

Canaletas de lavado

Asumimos un total de 3 canaletas por filtro. **NC= 3**

Distancia entre canaleta centro a centro:

$$Distancia = \frac{L}{NC} \quad (77)$$

$$Distancia = \frac{5,8193 \text{ m}}{3}$$

$$Distancia = 1,93 \text{ m OK (1.5 a 2m)}$$

Entonces estarán diseñadas cuatro canaletas de 2,0 m de longitud cada una separada por 2,0 m de centre a centro (eje), quedando las canaletas laterales a 0,85 m de la pared del filtro.

Caudal de lavado

$$Vl = 1 \text{ m/min (tabla 21))}$$

$$Vl = 0,01666 \text{ m/s}$$

$$Q. lavado = \frac{Vl}{A}$$

$$Q. lavado = 0,1881 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q. \text{una canaleta} = 0,1881/3 = 0,06271 \text{ m}^3/\text{s}$$

Asumiremos un ancho de canaleta de 0,30 m, y procedemos al cálculo de su altura de agua.

$$H_o = \left(\frac{0,062 \text{ m}^3/\text{s}}{1,84(0,30)} \right)^{2/3}$$

$$H_o = 0,2345 \text{ m} = 0,24 \text{ m}$$

Volumen de lavado

El tiempo lo sacamos de la **Tabla 23**, de 5 a 15min (usamos 10 min = 600 s).

$$VL = Ql * Ti$$

$$VL = 0,1881 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 600 \text{ s}$$

$$VL = 112,88, \text{m}^3$$

Volumen de agua filtrada en 24 horas.

$$Vf = \frac{Qf \left(\frac{\text{m}^3}{\text{d}} \right)}{Tf \text{ (d)}}$$

$$Vf = 3386,4272 \text{ m}^3$$

Porcentaje de agua filtrada requerida para el lavado

$$\% = \frac{Vl}{Vf} * 100 \quad (78)$$

$$\% = 3,333 \% \text{ OK} - \text{CUMPLE (2 a 6\%)}$$

Con respecto a los diámetros para pasar a la cloración, salimos conservando los mismos diámetros que venimos usando (10") y continuamos con el sistema de cloración.

Revisar el diseño de los filtros en el **Anexo5**.

4.8.3 Cloración.

Volumen del tanque de cloración.

Según la normativa del SENAGUA / MAE (5.10.1.3 b) (IEOS, 2012, pág. 241) el tiempo de retención va de 20 min a 30 min, usaremos un valor de 25 min.

$$T_{\text{tiempo de retención}} = 25 \text{ min} = 1500 \text{ s}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 0,11758 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{\text{volumen}} = Q_{\text{diseño}} * T_{\text{ret.}}$$

$$V_{\text{volumen}} = 176,3764 \text{ m}^3$$

Altura del talque de cloración

Asumiremos un área de $6 \times 6 = 36 \text{ m}^2$.

$$H_{\text{liquido}} = \frac{\text{volumen}}{\text{area asumida}}$$

$$H_{\text{liquido}} = \frac{176,376 \text{ m}^3}{36 \text{ m}^2}$$

$$H_{\text{liquido}} = 4,89 \text{ m} = 4,9 \text{ m}$$

Para la altura final se toma en cuenta un borde libre de 0,3 m por normativa.

$$H_{\text{liquido}} = 5,2 \text{ m}$$

Peso del cloro en Kg.

Dosis necearía: 0,3 a 1,5 mg/l (usaremos 1 mg/l).

Tiempo de almacenamiento: 8 horas = 28 800 seg.

Porcentaje de cloro (I): 70%

$$P = \frac{Q * D * T}{1000 * I} \quad (79)$$

Dónde:

- Q: caudal
- D: dosis de cloro necesaria
- T: tiempo de almacenamiento de la solución
- I: porcentaje del cloro (70%= 0,7)

$$P = \frac{117,58 \frac{l}{s} * 1 \frac{mg}{l} * 28800 s}{0,7(1000)}$$

$$P = 4837,75 gr$$

$$P = 4,8377 Kg.$$

Cálculo de la concentración

Según SENAGUA (IEOS, 2012, pág. 239):

$$C = \left(\frac{K}{t} \right)^{\frac{1}{0,86}} \quad (80)$$

Donde:

- C: concentración de cloro libre mg/l
- K: constante (tabla siguiente)
- T: tiempo de contacto en minutos.

Tabla 24: Valores de k para dosificación de cloro.

ORGANISMO INDICE	DESINFECTANTE		
	HOCl	OCl ⁻	NH ₂ Cl
Escherichia coli	0,24	15,6	66
Virus de poliomielitis	1,2	---	---
Virus coxsackie A2	6,3	---	---

Fuente: (IEOS, 2012)

$$C = \left(\frac{15,6}{25 min} \right)^{\frac{1}{0,86}}$$

$$C = 0,5778 mg/l$$

Volumen de hipoclorito de calcio

$$V = \frac{P (Kg)}{5 * C} \quad (81)$$

$$V = \frac{4,837 Kg}{5 * 0,5778}$$

$$V = 1,67429 \text{ m}^3$$

$$V = 1674,2918 \text{ l}$$

Se diseña un tanque para una capacidad de 1700 litros, que permitirá dosificar 1,0 mg/l de hipoclorito de calcio, durante el día dicha dosificación será automática y para la noche se buscará almacenar la solución utilizada en la desinfección durante las 8 horas mencionadas.

Revisar el diseño de los tanques de cloración en el **Anexo 6**.

4.9 Cálculo de Volumen de Tanque de Reserva

Según (IEOS, 2012, págs. 67,68), indica lo siguiente:

$$V.\text{total de reserva} = VR + VE + VI + VPT \quad (82)$$

Donde:

- VR: volumen de regulación
- VE: volumen de emergencia
- VI: volumen de incendios
- VPT: volumen en la planta de tratamiento

Datos:

$$Q.PTAP = 0,1176 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C.\text{diario} = 6.596,94 \text{ l/hab.} \cdot d$$

Entonces:

$$VR = 25\% \cdot \text{consumo diario} \quad (83)$$

$$VR = 1.649,235 \text{ m}^3$$

$$VE = 25\% \cdot VR \quad (84)$$

$$VE=412,308 \text{ m}^3$$

$$VI = 100\sqrt{P} \quad (85)$$

- P: población en miles de habitantes

$$VI = 100\sqrt{31,414}$$

$$VI = 560,48 \text{ m}^3$$

$$VPT = CMD + 10\% \quad (86)$$

$$VPT = 0,1176 \text{ m}^3$$

Entonces el volumen final será:

$$V. \text{ total de reserva} = VR + VE + VI + VPT$$

$$V. \text{ total de reserva} = 2.622,14 \text{ m}^3$$

4.9.1 Dimensionamiento.

Según (López, 1995, pág. 223), se tiene la siguiente fórmula para el cálculo de altura del líquido, de igual manera con la tabla de constante k.

$$h = \frac{V}{3} + k \quad (87)$$

Donde:

- H: profundidad (m)
- V: capacidad (cientos de m³)
- K: constante en función de la capacidad

Tabla 25: constante de la capacidad del tanque de almacenamiento.

V (cientos de m ³)	k
<3	2
4-6	1,8
7-9	1,5
10-13	1,3
14-16	1
>17	0,7

Fuente: (López, 1995)

Elaborado por: Walter Lara & Danilo Vallejo

Se realizará el diseño para dos tanques, por ese motivo se dividirá en caudal entre 2, quedando así:

$$V(\text{cientos de m}^3) = \frac{26,221433 \text{ m}^3}{2}$$

$$V(\text{cientos de m}^3) = 13,1107 \text{ m}^3$$

Según la **Tabla 25**, estamos en el rango de 10 a 13, por ello usaremos un valor de $k=1,3$.

Entonces:

$$h = \frac{13,1107}{3} + 1,3$$

$$h = 5,7 \text{ m usaremos } 5,9 \text{ m (factor de seguridad)}$$

Para nuestro volumen de diseño asumimos un área, sabiendo:

$$A * h = 1.311,0716 \text{ m}^3$$

A nuestra altura se le considera un borde libre de 0,6 m, quedando así un total de:

h=6,5 m. Entonces:

$$A = \frac{1.311,0716 \text{ m}^3}{6,5 \text{ m}}$$

$$A = 201,70 \text{ m}^2$$

Asumimos un área mayor para un mejor dimensionamiento, quedando así un **A=210 m²**.

Entonces calculamos el volumen real con las medidas de:

$$V. \text{ calculado} = 15 \text{ m} * 14 \text{ m} * 6,5$$

$$V. \text{ calculado} = 1.365 \text{ m}^3$$

Se tienen como condición que:

$$V. \text{ diseño} < V. \text{ volumen calculado}$$

$$1.311,07 \text{ m}^3 < 1.365 \text{ m}^3 \text{ OK} - \text{CUMPLE}$$

Revisar diseño en **Anexo 7**.

4.10 Tanque de Almacenamiento

Datos:

- $T.residencia = 25 \text{ min} = 1500 \text{ s}$
- $Q.diseño = 0,11758 \text{ m}^3/\text{s}$

4.10.1 Volumen del Tanque.

$$Volumen = Q * Tr$$

$$Volumen = 0,11758 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 1500 \text{ s}$$

$$Volumen = 176,37 \text{ m}^3$$

Entonces se contará con un total de dos tanques de almacenamiento de 180 m³ cada uno, de esta manera mientras uno se llena el otro está en funcionamiento hasta su descarga, funcionan en conjunto.

4.10.2 Dimensionamiento.

Se decidió hacer un tanque circular, para ello adoptamos un diámetro **D= 8m**, para el cálculo del área.

$$D = 8 \text{ m}$$

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (88)$$

$$A = \frac{\pi * 8^2}{4}$$

$$A = 50,265 \text{ m}^2$$

Para la altura será la relación entre el volumen y el área, entonces:

$$H = \frac{176,3764 \text{ m}^3}{50,265 \text{ m}^2}$$

$$H = 3,509 \text{ m OK} - \text{CUMPLE (2,5 mínimo.)}$$

Para el diseño del tanque de almacenamiento se recomienda un borde libre de 0,3 m.

$$H. final = 3,509 m + 0,3 m$$

$$H. final = 3,809 m$$

Revisar diseño en **Anexo 7**.

CAPITULO V

Conclusiones y Recomendaciones

5.1 Conclusiones

- Los análisis del agua de río indican que los parámetros de: pH, conductividad, color, turbiedad, STD, sulfatos, fosfatos, hierro, manganeso, nitratos, nitritos, cloro residual, flúor, dureza, se encuentran dentro de los límites permisibles según normativa INEN 1108 (sexta edición y quinta edición). Los análisis microbiológicos de coliformes fecales y totales sobrepasan los límites permisibles para el uso de consumo humano.
- Los procesos para el tratamiento de agua cruda son: desarenador, filtración, cloración las pruebas In-situ con químicos (coagulante aniónico) y estos no reaccionan debido a las bajas temperaturas del sector, por ello se realizará un diseño de tratamiento no convencional usando tres desarenadores y cinco filtros por gravedad con retro lavado, mismos que nos ayudarán en épocas invernales a eliminar color, turbiedad y material sólido, de igual manera se diseñará un sistema de cloración con un tiempo de residencia de 25 min para eliminar los coliformes totales y fecales.
- El diseño de planta de tratamiento está conformado por un sistema de captación con un caudal de 0,12827 m³/s, debido a perdidas en la captación según la normativa, se dirige 0,11758 m³/s por una tubería de 10 pulgadas de diámetro a dos desarenadores que estará en funcionamiento en época de verano y uno estará en standby, mientras que en invierno trabajarán los tres en caso de ser necesario, pasando luego a una cámara repartidora de caudal, misma que envía caudal repartido a cinco filtros por gravedad formado de tres capas, 0,5 m de antracita, 0,25 m de arena y 0,4 m de grava,

cabe mencionar que cada filtro cuenta con su respectivo retro lavado, posteriormente da paso a una cloración en un tanque de 1,68 m³ con un tiempo de residencia de 25 min para de ahí continuar al tanque de reserva de 2.623 m³ y posteriormente a dos tanques de almacenamiento y repartición de 180 m³ cada uno.

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda realizar análisis del agua tratada semanalmente, para determinar la calidad del agua de consumo humano.
- Se recomienda realizar un mantenimiento trimestral del sistema dependiendo de la saturación de los filtros, análisis de entrada y salida para determinar los porcentajes de remoción de los procesos, mantener los tiempos de residencia para eliminar los microorganismos patógenos.
- Capacitar al personal para el manejo de la planta de tratamiento en baja carga y alta carga, debido a las altas precipitaciones que se dan en épocas invernales, de igual manera contar con un personal técnico especializado encargado del laboratorio, ya que este es el punto de control de la calidad de agua.
- Se recomienda este estudio al GAD, para que sea contemplado para las mejoras de la calidad del agua de consumo del sector.

Bibliografía

- Cisneros, B. E. (2001). La contaminación ambiental en México. En B. E. Cisneros, *La contaminación ambiental en México: causas, efectos y tecnología apropiada*. (págs. 255,256). México: LIMUSA, S.A. DE CV.
- Falcones, C. F., & Valdez, J. F. (marzo de 2021). "Rediseño de la obra de captación, línea de conducción, reservorio y planta de tratamiento para el sistema de agua potable de la Comunidad San Vicente de Andoas, cantón Pedro Vicente Maldonado, provincia de Pichincha". *"Rediseño de la obra de captación, línea de conducción, reservorio y planta de tratamiento para el sistema de agua potable de la Comunidad San Vicente de Andoas, cantón Pedro Vicente Maldonado, provincia de Pichincha"*. Quito, Pichincha, Ecuador: Universidad Politecnica Salesiana.
- Google. (2021). *Google Earth Pro*. Obtenido de Google Earth Pro: <https://earth.google.com/web/>
- Google. (2021). *Google Maps*. Obtenido de Google Maps: <https://www.google.com.ec/maps/@-0.1081339,-78.4699519,18z?hl=es>
- Guerrero, R. (2000). Manual de tratamiento de aguas residuales. *Manual de tratamiento de aguas residuales*. Ciudad de Mexico, Mexico.
- IEOS. (04 de Enero de 2012). Código Ecuatoriano de la Construcción de Parte IX OBRAS SANITARIAS CO 10.07 - 601. *Normas Para Estidio y Diseño de Sistema de Agua Potable Y Disposicion De Aguas Residuales Para Poblaciones Mayores A 1000 Habitantes*. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Lara, W., & Vallejo, D. (2021). *Ensayos Bacteriológico*. Guayaquil.
- López, C. R. (1995). *Elementos de Diseño Para Acueductos y Alcantarillados*. Santa fe de Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.

- Mariño, A. M., & Balseca, D. A. (2012). Diseño De La Captación De Agua Del Rio Atacames Y Conducción para el Abastecimiento De Agua De La Cabecera Parroquial De La Unión, De Atacames. *Diseño De La Captación De Agua Del Rio Atacames Y Conducción para el Abastecimiento De Agua De La Cabecera Parroquial De La Unión, De Atacames*. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Mosqueda, B. K. (2018). "Diseño de un sistema de abastecimiento para agua potable mediante la captación del manantial de fondo concentrado, San Juan de Pumayacu, Yurimaguas – 2018" . *"Diseño de un sistema de abastecimiento para agua potable mediante la captación del manantial de fondo concentrado, San Juan de Pumayacu, Yurimaguas – 2018"*. Trujillo , Victor Larco, PERÚ.
- OPS. (2005). Guía para el Diseño de Desarenadores y Sedimentadores. *Guía para el Diseño de Desarenadores y Sedimentadores*. LIMA, PERU.
- Ortega, G. B. (1993). Criterios Básicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable y alcantarillado. En G. Burbano, *Criterios Básicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable y alcantarillado* (pág. 5). Quito.
- Rojas, J. A. (1999). *Potabilización del agua*. Mexico: Alfaomega Grupo Editor, S.A.
- Sánchez, C. I. (2013). Diseño De Un Sistema De Tratamiento De Agua Potable Para La Parroquia Sanisidro Del Cantón Guano. *Diseño De Un Sistema De Tratamiento De Agua Potable Para La Parroquia Sanisidro Del Cantón Guano*. Riobamba, Chimborazo, Ecuador: ESPCH.
- Suárez., M. B. (2016). Metodología de la investigación científíica para ingenieros. *Metodología de la investigación científíica para ingenieros*. Chiclayo.
- UNAD. (2013). 358040 – Diseño de Plantas Potabilizadoras. *358040 – Diseño de Plantas Potabilizadoras*. Bogotá, Colombia: UNAD.

ANEXOS

ANEXO 1
Ensayos de Laboratorio
Demanda Bioquímica de Oxígeno

	 UNIDAD DE CONTROL DE CALIDAD LABORATORIOS AGUAS PETRÓLEO Y MEDIO AMBIENTE Facultad de Ingeniería Química Universidad de Guayaquil Cda. Universitaria Salvador Allende Teléfono: 2292949 - FAX: 2294772 Guayaquil - Ecuador	LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO POR EL SAE CON ACREDITACIÓN N° OAE LE C 08-003
---	---	--

INFORME DE ANALISIS FISICO - QUIMICO

INFORME N°: LA / 072 / 21

SOLICITADO POR:	DANILO VALLEJO		
EMPRESA:	-		
DIRECCIÓN:	-		
Fecha de inicio de análisis:	2021 / 07 / 08		Fecha de recepción:
Fecha de culminación de análisis:	2021 / 07 / 13		2021 / 07 / 08

IDENTIFICACIÓN DE LOS ANÁLISIS TABULADOS

A: MUESTRA, AGUA DE RIO (PAYACACAO).

TIPO DE MUESTRA: PUNTUAL⁽¹⁾

FECHA DE MUESTREO: 2021 / 07 / 08⁽¹⁾

Parámetros	Expresado como	Unidad	Resultados	incert. U (k=2)	Limites Máximos Permisibles ⁽²⁾	Método
			A			
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días)	D.B.O. ₅	mg/l	5.1	-	100	5210 D PEE/UCC/LA/09

OBSERVACIONES:

Los ensayos marcados () NO están incluidos en el alcance de la Acreditación del SAE.

**Rango de acreditación: DBO: 100 - 500 mg/l.

⁽¹⁾ Dato proporcionado por la empresa.

El laboratorio no se responsabiliza de la información proporcionada por el cliente o de las condiciones en que se reciben las muestras y que puedan afectar la validez de los resultados.

⁽²⁾ Legislación Ambiental para descargas a un cuerpo de agua dulce. Acuerdo Ministerial N° 083B; 097-A; 140. Noviembre 2015.



Autorizado por:
ING. MARLON RAMIREZ
DIRECTOR TÉCNICO

Fecha de emisión:
2021 / 07 / 19

Los análisis fueron realizados de acuerdo al STANDARD METHODS FOR THE
EXAMINATION OF WATER, SEWAGE AND INDUSTRIAL WASTE 23RD EDITION

* Los resultados obtenidos en este informe son exclusivos de la Muestra sometida a ensayo.

Nota: * Queda prohibido la reproducción parcial o total de este informe sin previa autorización de esta Unidad.

Coliformes Fecales y Totales



LA-IIT-UG LABORATORIO DE ALIMENTOS UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL

Cda. Universitaria, Ave. Kennedy y Francisco Boloña - Teléfono (593) (04) 622024S
Guayaquil, Ecuador

Guayaquil, 22 de Julio del 2021

INFORME DE ENSAYOS REALIZADOS

EPIQ-038-2021

DATOS DEL CLIENTE						
Nombre	Danilo Vallejo					
Dirección	Av. 24 de Mayo y Carrión santa rosa					
DATOS DE LA MUESTRA						
Tipo de muestra	AGUA		Cantidad		Aprox. 100 ml	
No. de muestras	4 (n=2)		Lote		Agua de consumo humano	
Presentación	Frasco de Vidrio		Fecha de recepción		13 de julio del 2021	
Colecta de muestra	Realizado por el CLIENTE		Fecha colecta de muestra		13 de julio del 2021	
CONDICIONES DEL ANALISIS						
Temperatura (°C)	4		Humedad (%)		50.4	
Fecha de Inicio de Análisis			12 de julio del 2021			
Fecha de Finalización del análisis			19 de julio del 2021			
RESULTADOS						
Código Cliente	Código Interno	Parámetros	Método	Resultados	Unidad	Límite De Cuantificación
LA07221	2	COLIFORMES TOTALES	INEN 1 529-8 NMP	>23	NMP	Índice del NMP con 95% de límite de confianza
LA07221	2	COLIFORMES FECALES	INEN 1 529-8 NMP	9,2	NMP	Índice del NMP con 95% de límite de confianza

Nota: Los valores <1,1 NMP pueden ser interpretados como ausencia.

Realizado por:

Ing. Carmen Emperatriz Llerena Ramírez, MSc.
Laboratorio LA-IIT-UG

El contenido de este informe solo afecta al objeto sometido a ensayo.
Este informe solo puede ser reproducido en su totalidad y con autorización de LA-IIT-UG

Análisis Físico – Químico



UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE CIENCIAS MATEMATICAS Y FISICAS
LABORATORIO DE SANITARIA



LABORATORIO DE ANALISIS DE AGUA

Fecha: 08 de Julio del 2021

Informe N°: 1

Hora: 13:00 horas (1 de la tarde).

Departamento:

Muestra: Río Payacacao - Echeandía.

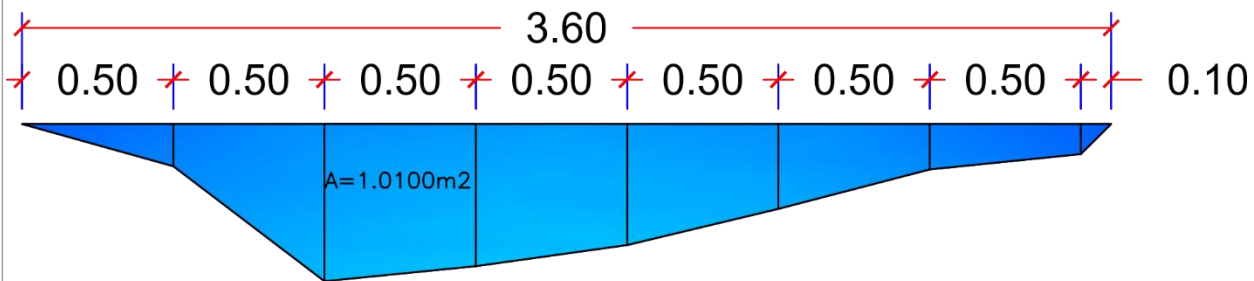
IDENTIFICACION DE LOS ANALISIS

1							
2							
Parametros	Expresado	1 Vernao	2 Invierno	3	4	5	Limite permisible
PH	pH	7,3	7				6,5 - 8,5
Temperatura	°C	-	-				C. natural +/- 3°
Conductividad	us/cm	86	98				-
Color	Pt-Co	13	1200				15
Turbiedad	NTU	3	1000				5
STD	mg/l	54,18	61,74				1000
Sulfatos	mg/l	0	0,1				200
Fosfatos	mg/l	0,3	0,2				-
Hierro	mg/l	0,19	0,2				0,3
Manganeso	mg/l	0,003	0,003				0,1
Nitratos (NO3)	mg/l	0,3	0,3				10
Nitritos (NO2)	mg/l	0	0				0
Cloro residual	mg/l	0	0				0,3-1,5
Nitrogeno Amoniacal (N-NH3)		-	-				1
Fluor (F)		-	-				1,5
Dureza		51	62				300

Nota: La muestra 2, es una simulación en condiciones invernales.

CAUDAL MÍNIMO

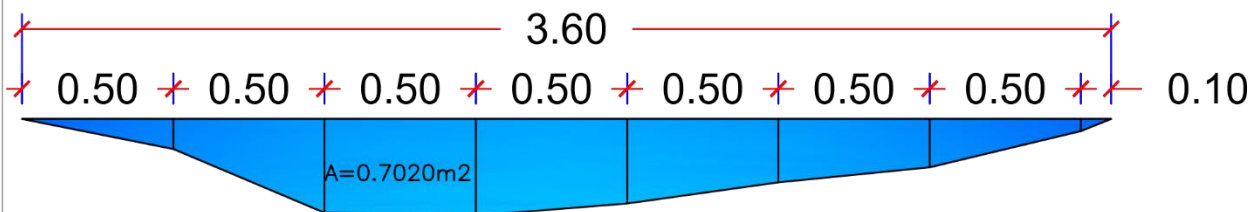
AGUAS ARRIBA.



$Q=0,2977168\text{ m}^3/\text{s}$

$Q=297,7168\text{ L/s}$

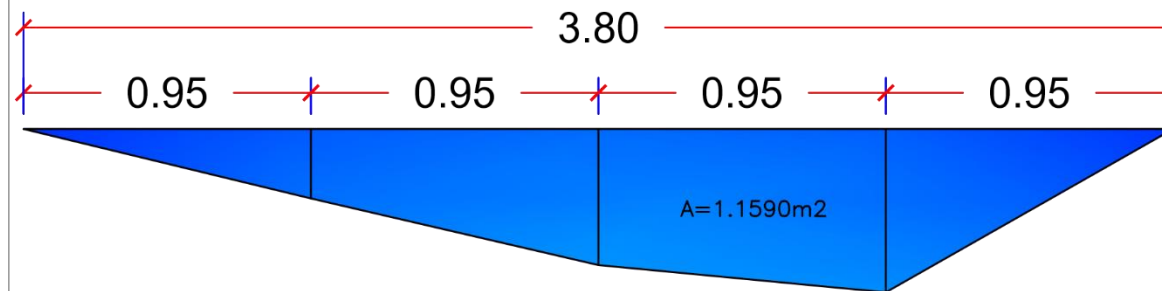
AGUAS ABAJO.



PERFIL CAUDAL MÍNIMO
ESCALA 1:25

CAUDAL MEDIO

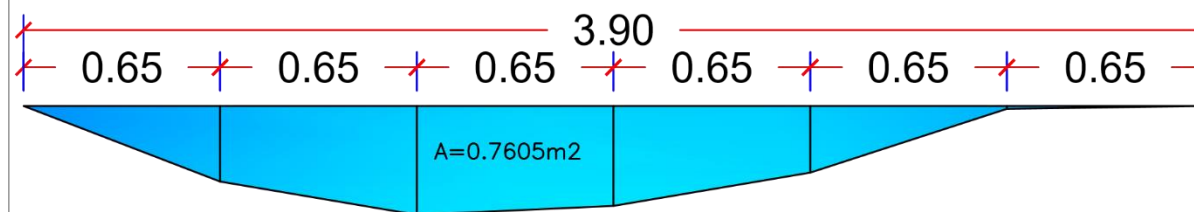
AGUAS ARRIBA.



AGUAS ABAJO.

$Q=0,558478\text{ m}^3/\text{s}$

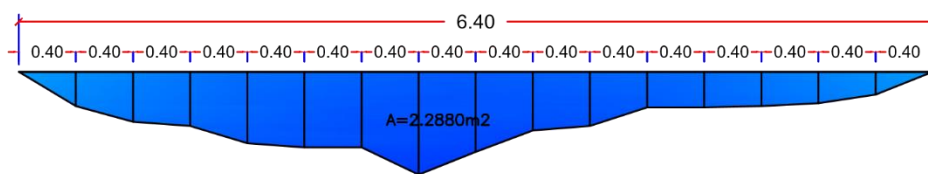
$Q=558,478\text{ L/s}$



PERFIL CAUDAL MEDIO
ESCALA 1:25

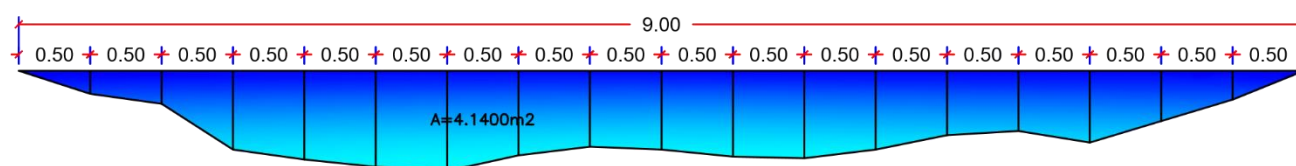
CAUDAL MÁXIMO

AGUAS ARRIBA.



AGUAS ABAJO.

$Q=3,37699\text{ m}^3/\text{s}$
 $Q=3,376,99\text{ L/s}$



PERFIL CAUDAL MÁXIMO
ESCALA 1:50



TEMA DEL PROYECTO:

DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LA CAPTACIÓN DEL RÍO PAYACACAO DEL SECTOR PAYACACAO DEL CANTÓN ECHEANDÍA PROVINCIA BOLÍVAR.

UBICACIÓN DEL PROYECTO:



ELABORADO POR:

LARA CHICO WALTER FABRICIO

VALLEJO FEIJOO DANILO ALEXANDER

CONTIENE:

PERFILES Y ÁREAS DEL RÍO PARA CAUDALES: MÍNIMO Y MEDIO.

ESCALA:

1:25

FECHA:

AGOSTO DEL 2021

LAMINA:

ARQ -1/6

ANEXO:

2

TEMA DEL PROYECTO:

DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LA CAPTACIÓN DEL RÍO PAYACACAO DEL SECTOR PAYACACAO DEL CANTÓN ECHEANDÍA PROVINCIA BOLÍVAR.

UBICACIÓN DEL PROYECTO:



ELABORADO POR:

LARA CHICO WALTER FABRICIO

VALLEJO FEIJOO DANILO ALEXANDER

CONTIENE:

BOCATOMA DE FONDO Y CORTE LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL.

ESCALA:

1:25 1:75

FECHA:

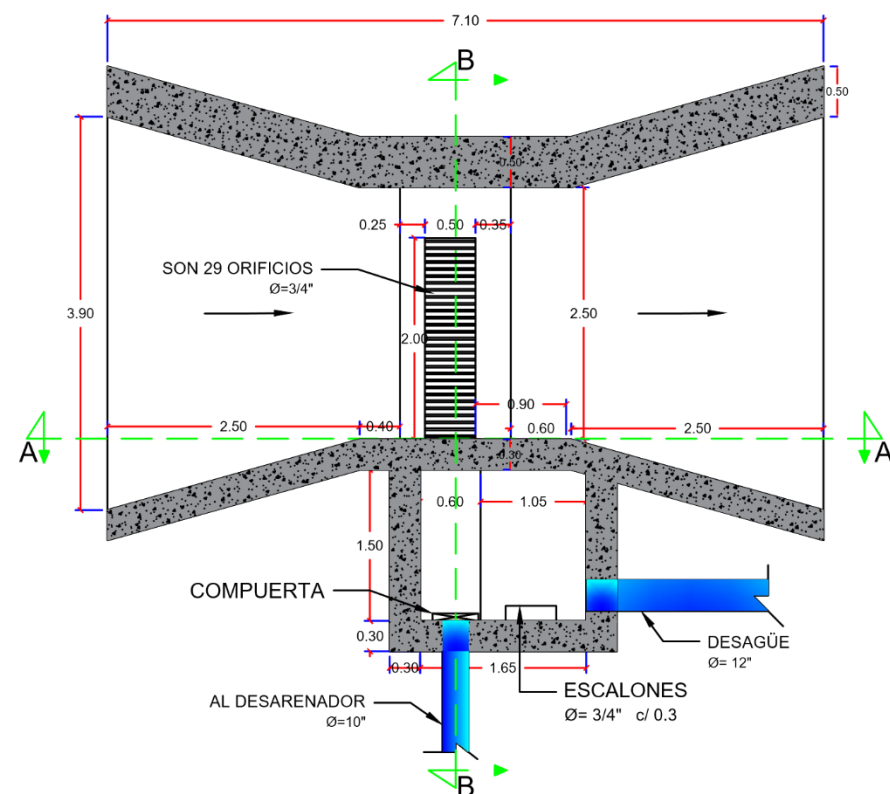
AGOSTO DEL 2021

LAMINA:

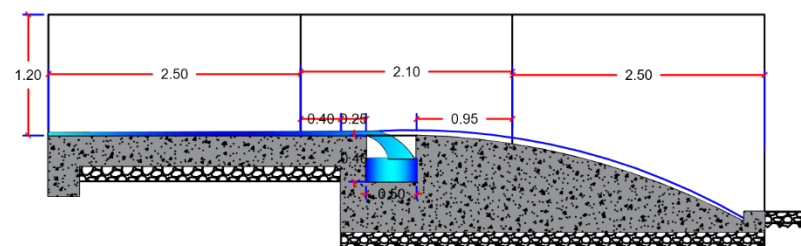
ARQ -2/6

ANEXO:

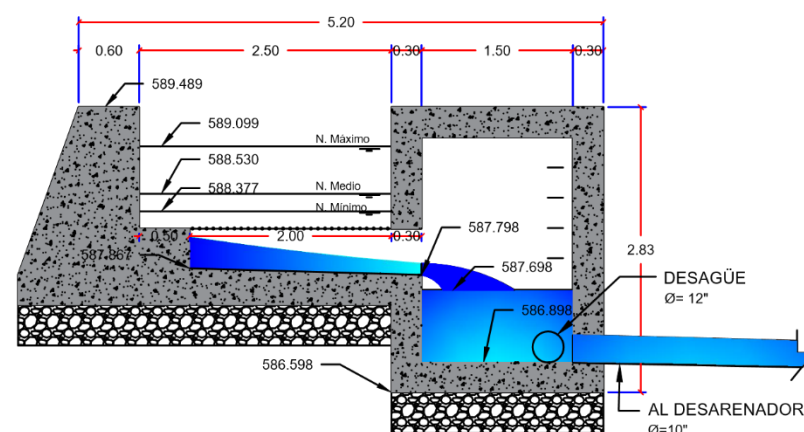
3



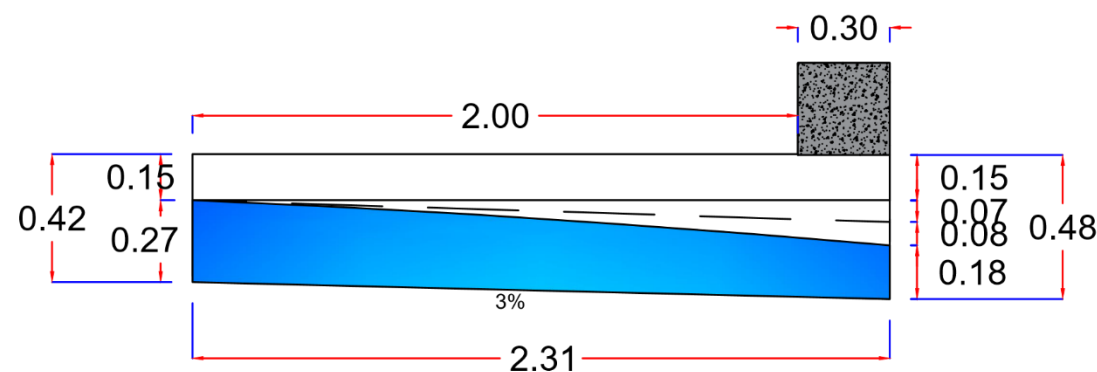
BOCATOMA DE FONDO (PLANTA).
ESCALA 1:75



CORTE A-A
ESCALA 1:75



CORTE B-B
ESCALA 1:75



PERFIL CANAL DE ADUCCIÓN
ESCALA 1:25

TEMA DEL PROYECTO:

DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LA CAPTACIÓN DEL RÍO PAYACACAO DEL SECTOR PAYACACAO DEL CANTÓN ECHEANDÍA PROVINCIA BOLÍVAR.

UBICACIÓN DEL PROYECTO:



ELABORADO POR:

LARA CHICO WALTER FABRICIO

VALLEJO FEIJOO DANILO ALEXANDER

CONTIENE:

DESARENADOR: PLANTA, CORTE TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL.

ESCALA:

VARIADA

FECHA:

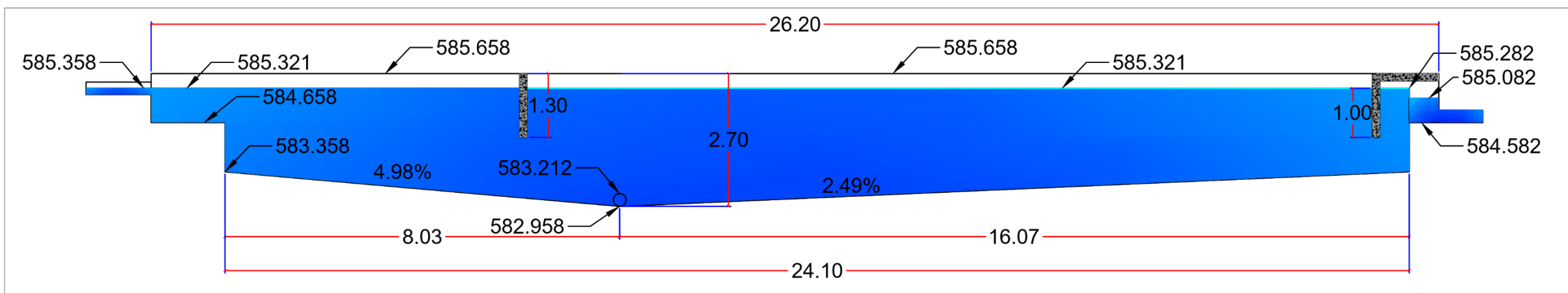
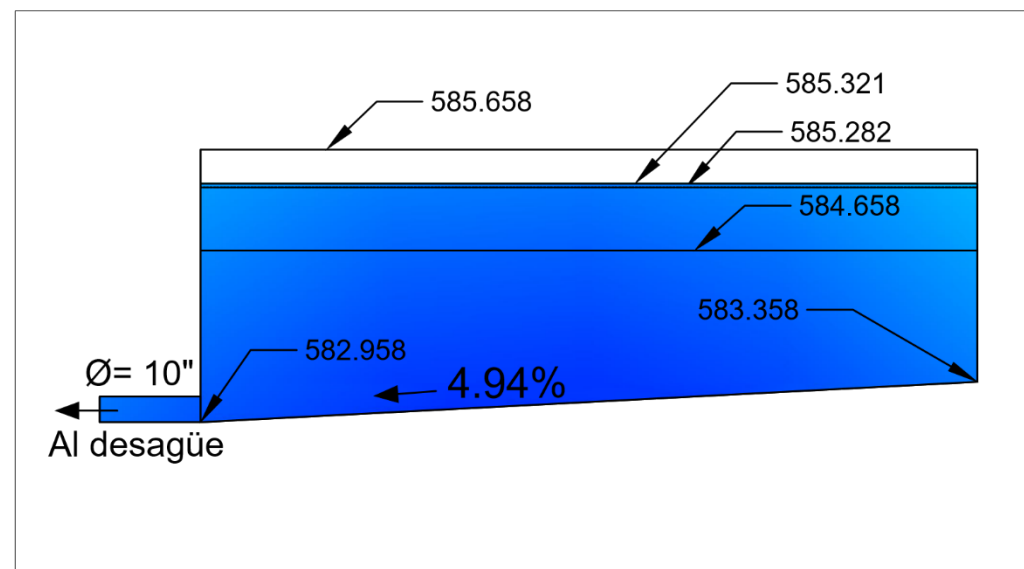
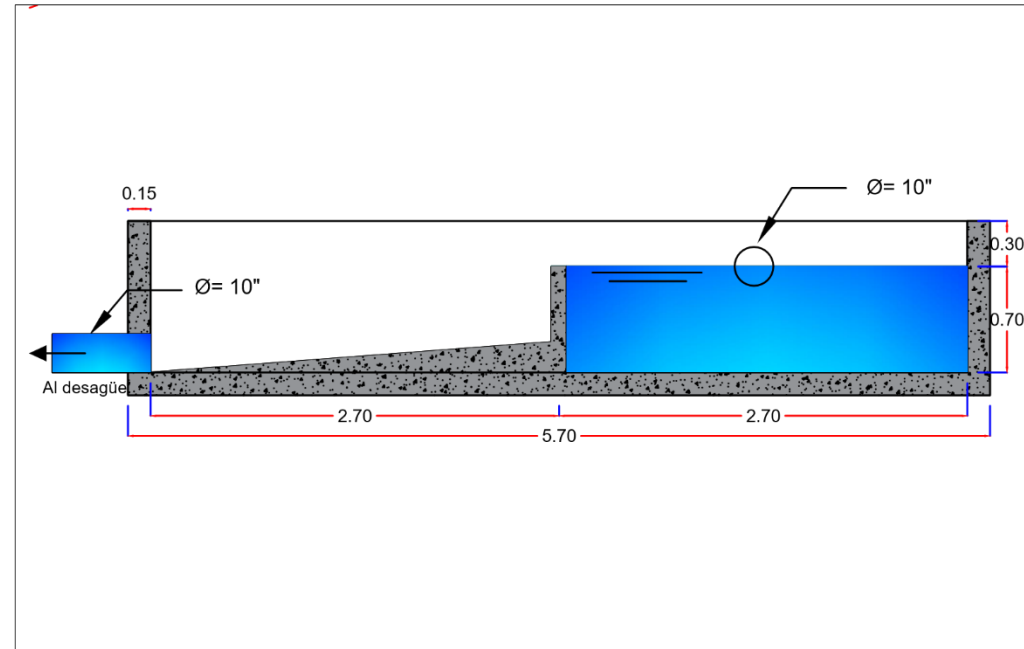
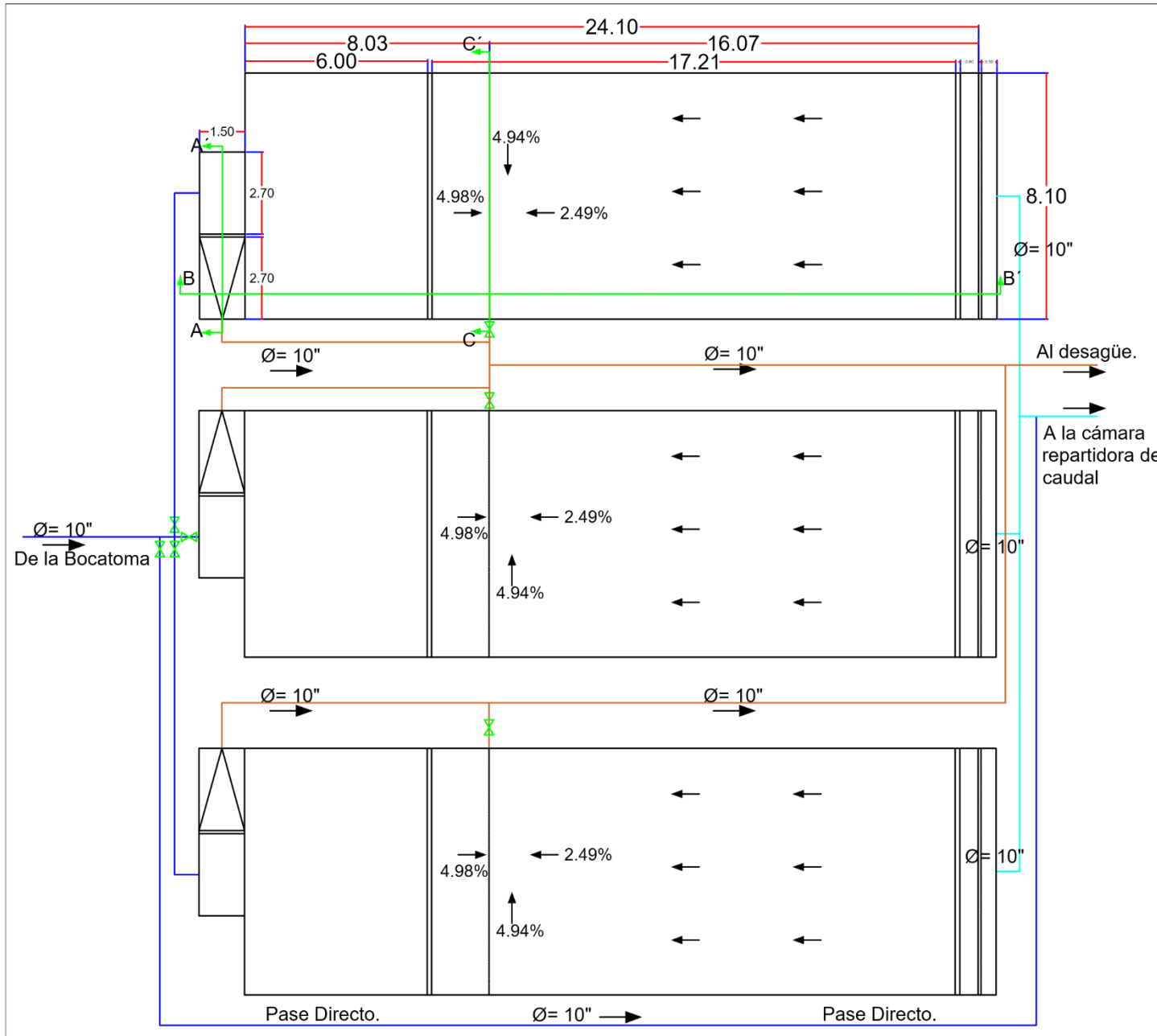
AGOSTO DEL 2021

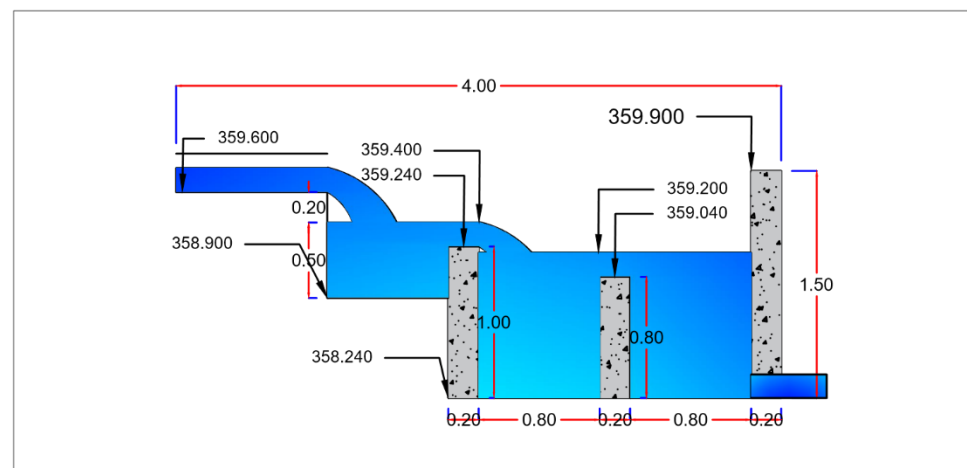
LAMINA:

ARQ - 3/6

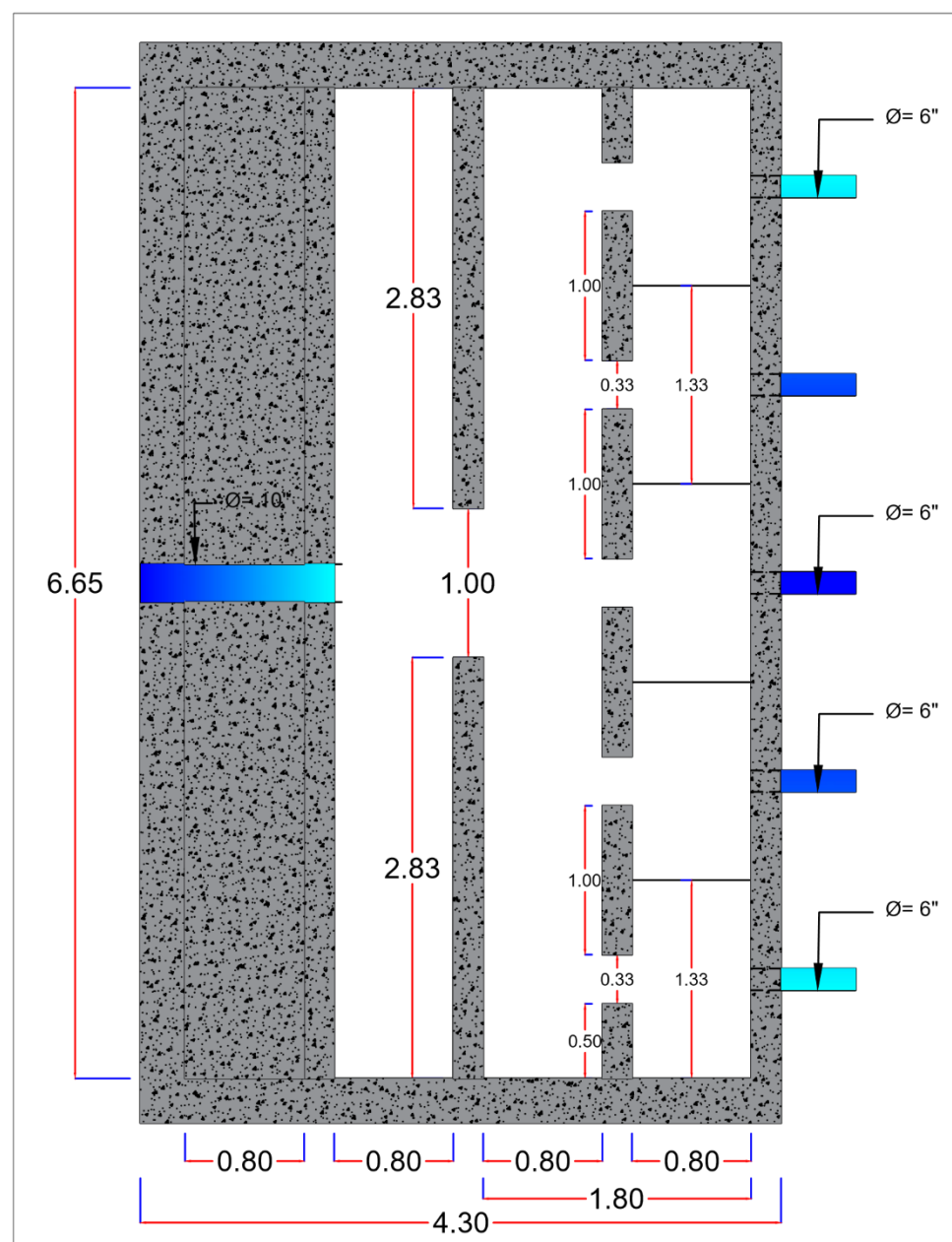
ANEXO:

4

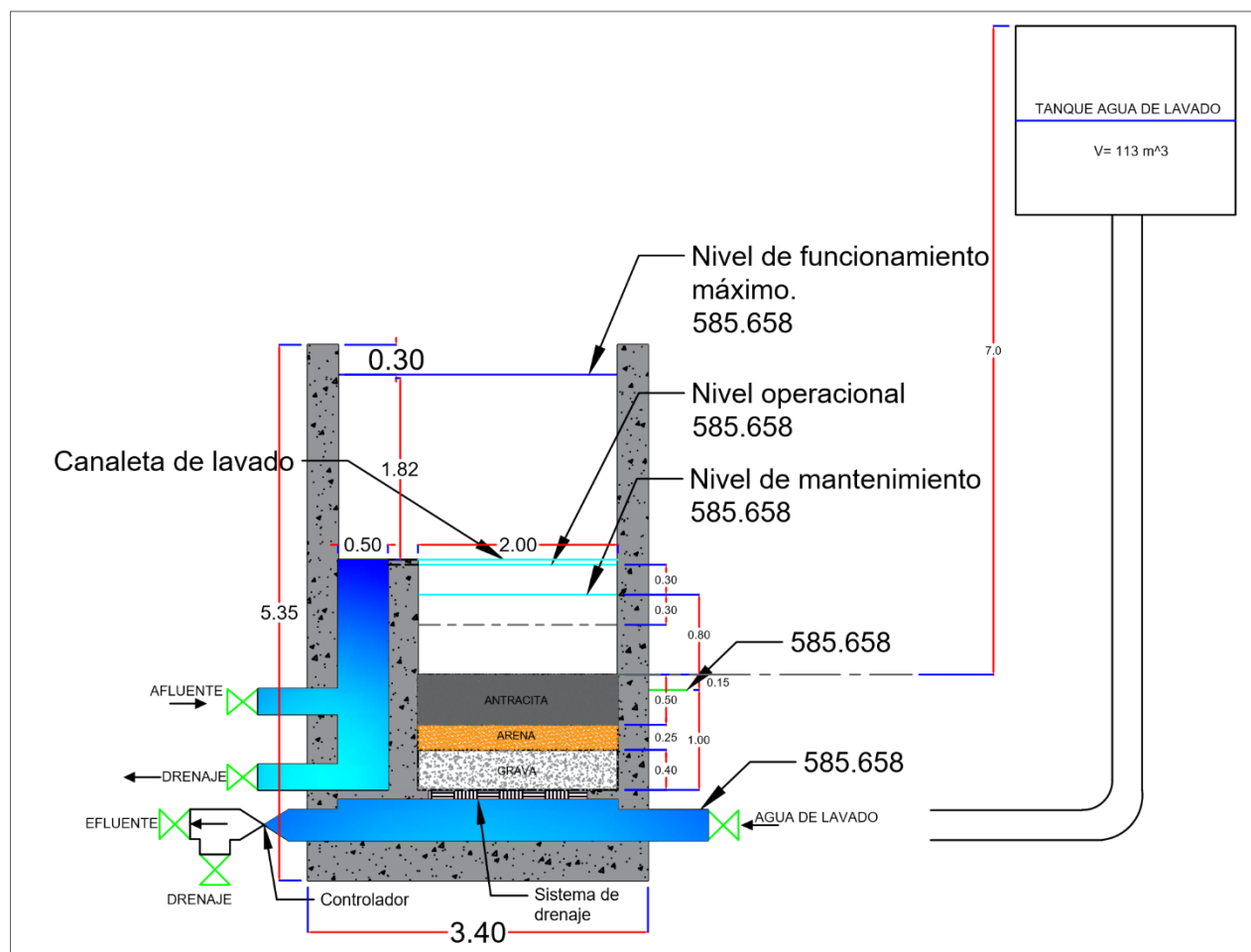




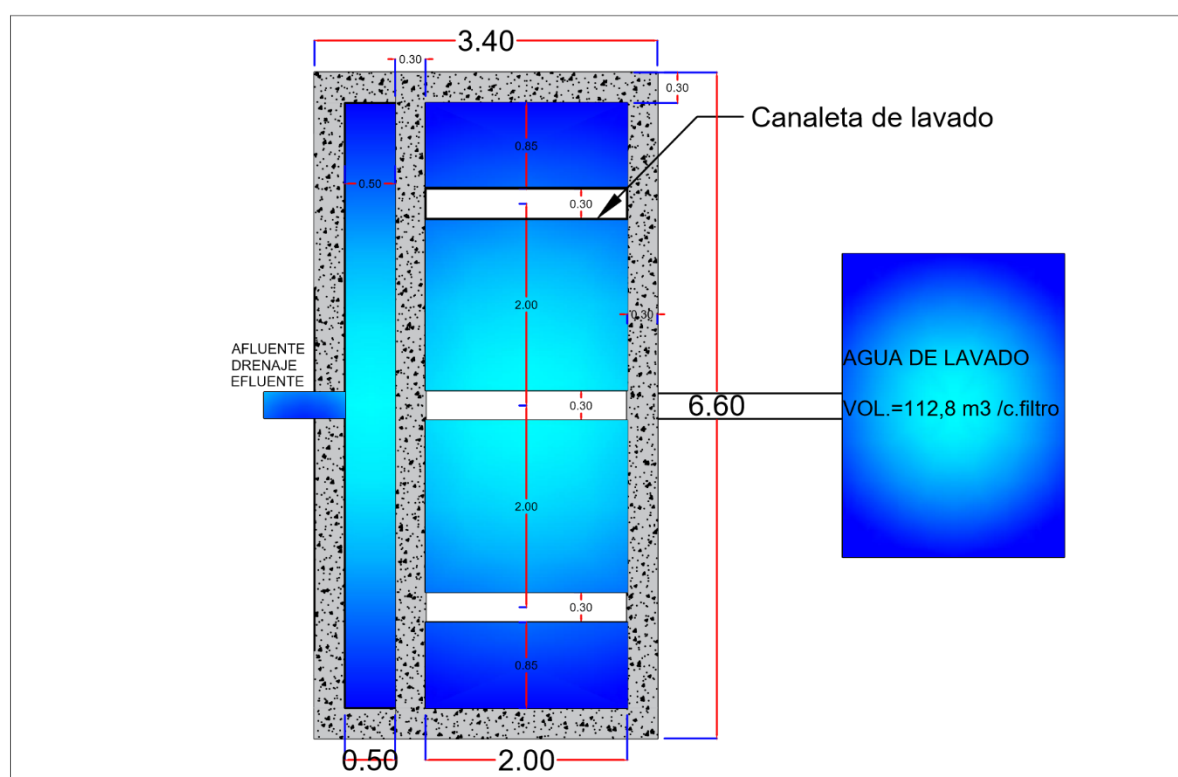
C. REPARTIDORA DE CAUDAL (PERFIL)
ESCALA 1:50



C. REPARTIDORA DE CAUDAL (PLANTA)
ESCALA 1:50



FILTRO EN CORTE
ESCALA 1:75



FILTRO EN PLANTA
ESCALA 1:75

TEMA DEL PROYECTO:

DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LA CAPTACIÓN DEL RÍO PAYACACAO DEL SECTOR PAYACACAO DEL CANTÓN ECHEANDÍA PROVINCIA BOLÍVAR.

UBICACIÓN DEL PROYECTO:



ELABORADO POR:

LARA CHICO WALTER FABRICIO

VALLEJO FEIJOO DANILO ALEXANDER

CONTIENE:

CÁMARA REPARTIDORA DE CAUDAL Y FILTROS DE GRAVEDAD CON RETRO-LAVADO

ESCALA:

1:50 1:75

FECHA:

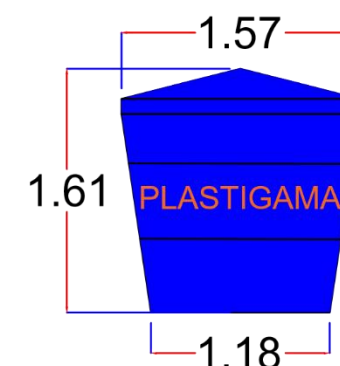
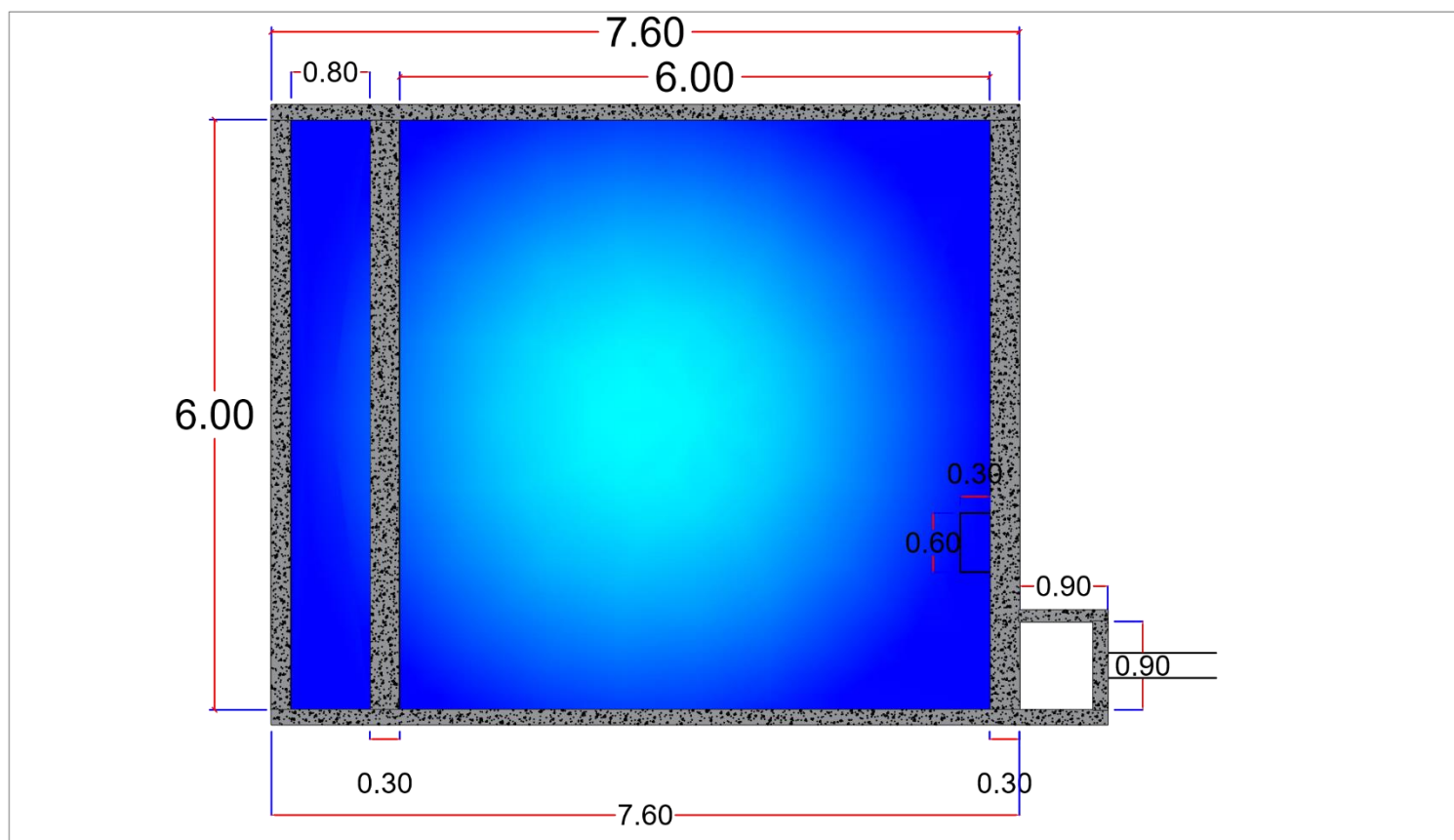
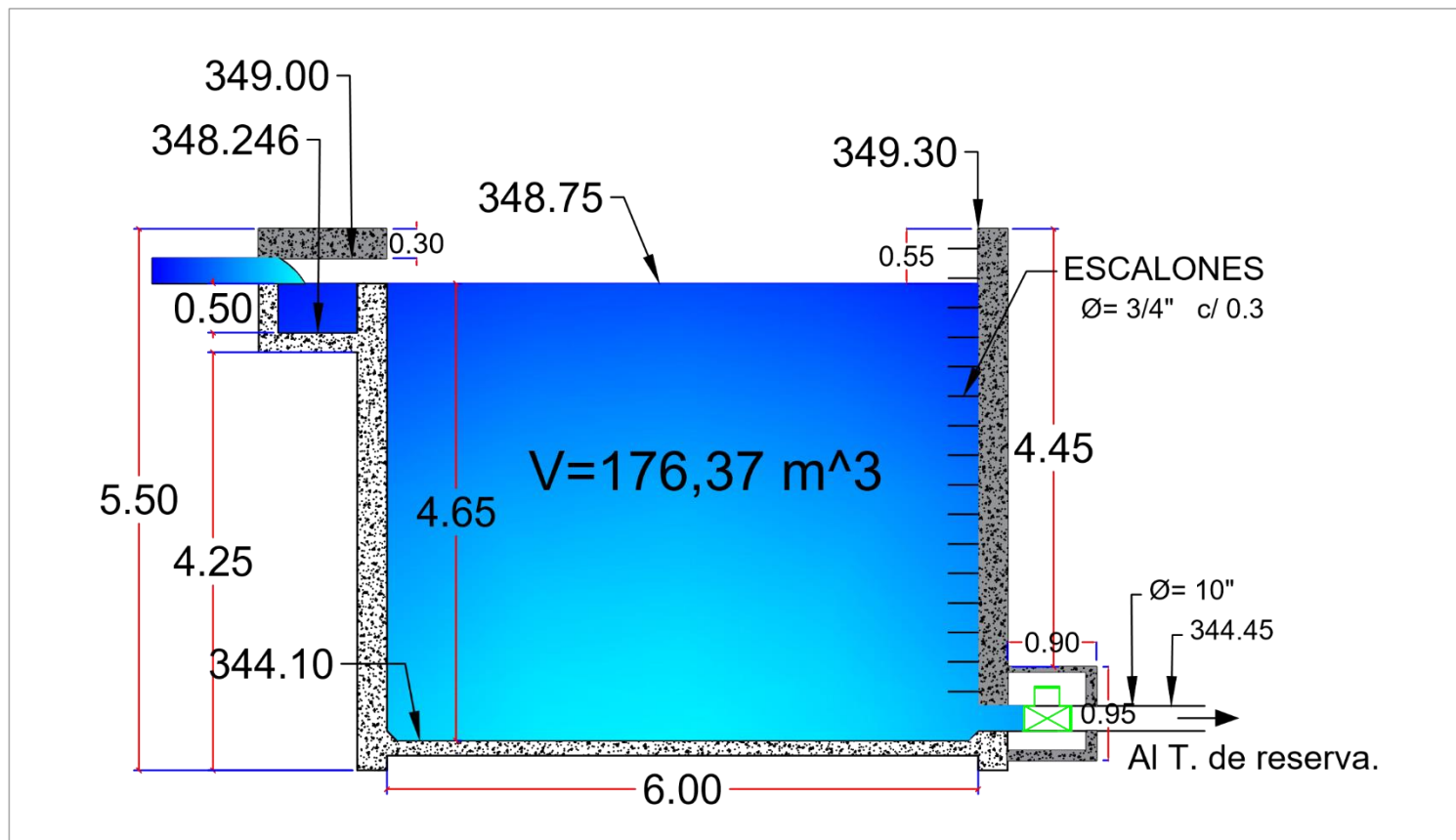
AGOSTO DEL 2021

LAMINA:

ARQ - 4/6

ANEXO:

5



TANQUE HIPOCLORADOR

CAPACIDAD (LITROS)	A1	A2	H (CON TAPA)
	mm	mm	mm
2000	1570	1180	1610

TANQUE HIPOCLORADOR (PVC)
ESCALA 1:50

TEMA DEL PROYECTO:

DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LA CAPTACIÓN DEL RÍO PAYACACAO DEL SECTOR PAYACACAO DEL CANTÓN ECHEANDÍA PROVINCIA BOLÍVAR.

UBICACIÓN DEL PROYECTO:



ELABORADO POR:

LARA CHICO WALTER FABRICIO

VALLEJO FEIJOO DANILO ALEXANDER

CONTIENE:

TANQUE DE CLORACIÓN

ESCALA:

1:75

FECHA:

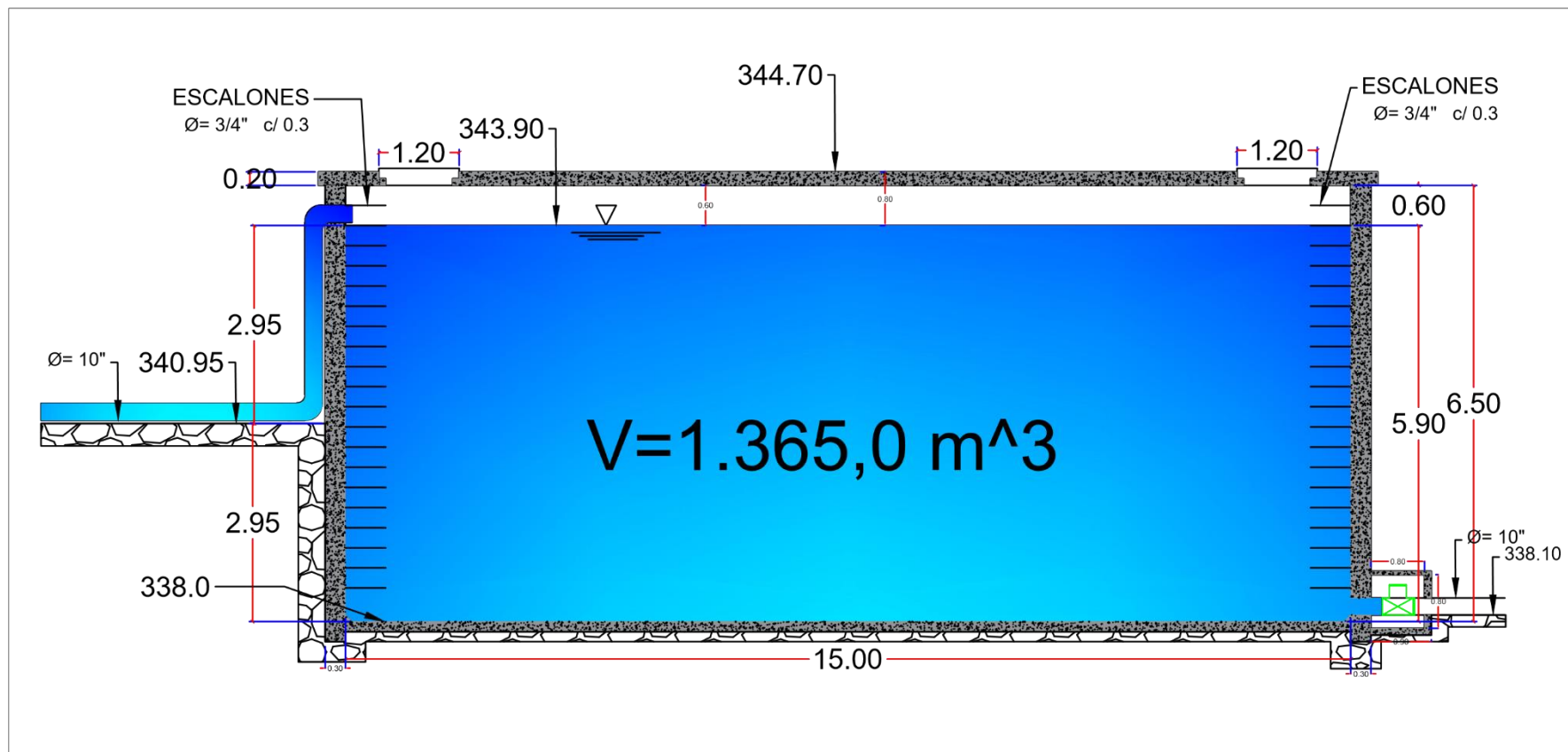
AGOSTO DEL 2021

LAMINA:

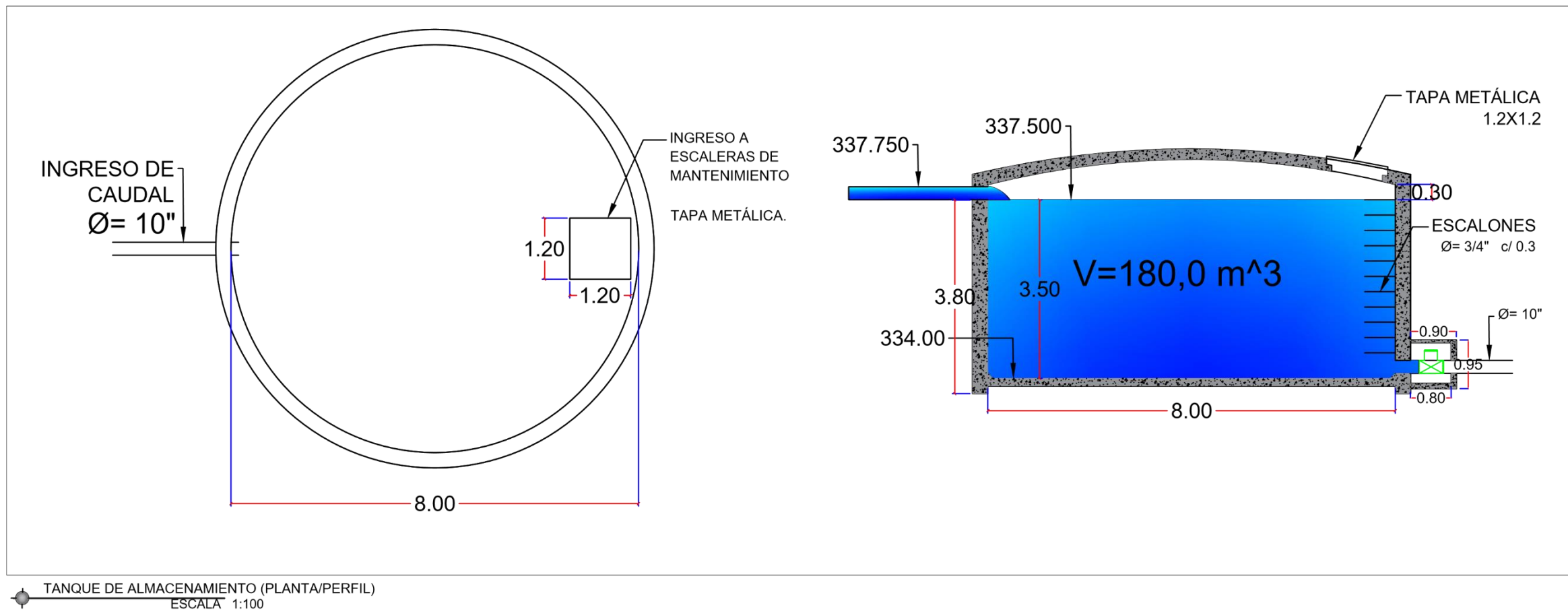
ARQ - 5/6

ANEXO:

6



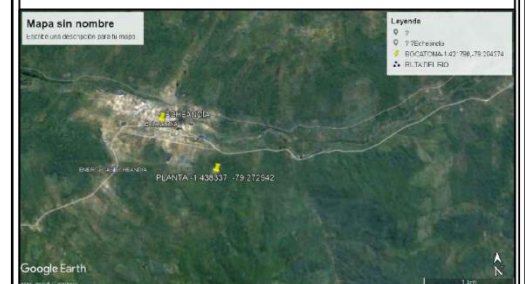
NOTA: Se realizara 2 tanques de reserva y 2 de almacenamiento y distribución.



TEMA DEL PROYECTO:

DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LA CAPTACIÓN DEL RÍO PAYACACAO DEL SECTOR PAYACACAO DEL CANTÓN ECHEANDÍA PROVINCIA BOLÍVAR.

UBICACIÓN DEL PROYECTO:



ELABORADO POR:

LARA CHICO WALTER FABRICIO

VALLEJO FEIJOO DANILO ALEXANDER

CONTIENE:

TANQUE DE RESERVA
TANQUE DE ALMACENAMIENTO Y REPARTICIÓN

ESCALA:

1:100

FECHA:

AGOSTO DEL 2021

LAMINA:

ARQ - 6/6

ANEXO:

7

FICHA DE REGISTRO DE TRABAJO DE TITULACIÓN



REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA

FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE GRADUACIÓN

TÍTULO Y SUBTÍTULO:	DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LA CAPTACIÓN DEL RÍO PAYACACAO DEL SECTOR PAYACACAO DEL CANTÓN ECHEANDÍA PROVINCIA BOLÍVAR		
AUTOR(ES)	Walter Fabricio Lara Chico – Danilo Alexander Vallejo Feijoo		
REVISOR(ES)/TUTOR(ES)	Ing. Manuel Gómez de la Torre, M. Sc / Ing. Judith Chalen Medina, M. Sc		
INSTITUCIÓN:	Universidad de Guayaquil		
UNIDAD/FACULTAD:	Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas		
MAESTRÍA/ESPECIALIDAD:			
GRADO OBTENIDO:			
FECHA DE PUBLICACIÓN:	Octubre del 2021	No. DE PÁGINAS:	94
ÁREAS TEMÁTICAS:	Diseño y tratamiento de agua potable.		
PALABRAS CLAVES/ KEYWORDS:	< DISEÑO – CAPTACIÓN – TRATAMIENTO – AGUA POTABLE – PARAMETROS >		

RESUMEN: Se diseñó un sistema de tratamiento de agua potable, para en cantón Echeandía ubicado en la provincia Bolívar, mismo que mejorara la calidad de agua en la población. Para el diseño de la planta de tratamiento se realizó análisis de caracterización de agua. Los resultados ayudaron a la identificación de los procesos a emplearse, también se consideró una dotación de 210 L/h/d, para una población de 31414 proyectada a 25 años, captando un caudal de 0,4761 m³/s, entregando a la planta de tratamiento un caudal de 0,11758 m³/s, determinándose tres desarenadores sin pantalla deflectora con una capacidad de 385,41 m³ cada uno y una carga hidráulica de 52,04 m³/m²*d, tendremos una cámara repartidora de caudales que repartirá y transportará caudales a los filtros que estarán en operación, se contará cinco filtros rápidos a gravedad con una tasa de filtración de 300 m³/m²*d, con un volumen de 112,88 m³ para su auto lavado, obteniendo un volumen filtrado de 3.386,42 m³ al día por cada filtro, se diseñó un tanque hipo-clorador con un volumen de 1,674 m³ para la solución madre, este tanque contará con un sistema regulador de caudal que dosificará durante 8 horas al tanque de cloración que cuenta con un volumen de 176,37 m³ y un tiempo de residencia de 25 minutos, luego se traslada a un tanque de reserva de 2622,14 m³ y finalmente se pasa a dos tanques de almacenamiento y distribución de 180 m³ cada uno, donde se conectará a la red de distribución ya existente

ADJUNTO PDF:	☒ SI	☐ NO
CONTACTO CON AUTOR/ES:	Teléfono: 0999142898 - 0995155715	E-mail: walterlara1704@gmail.com - ito_avf@hotmail.com
CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN:	Nombre: FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS	
	Teléfono: (04)2-283348	
	E-mail: fmatematicas@ug.edu.ec	