



Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil
Carrera de Ingeniería Civil

**Diseño de una planta de tratamiento de agua potable para
el barrio La Merced – Tambillo en el Cantón Mejía**

Autor: Evelyn Elizabeth Caza Suintaxi

Tutor: Ing. Hugo Marcelo Otáñez Gómez, Mag.

Quito, febrero 2022.



DECLARACIÓN JURAMENTADA

Yo, EVELYN ELIZABETH CAZA SUNTAXI, con cédula de ciudadanía número 175154846-0, declaro bajo juramento que el trabajo aquí desarrollado es de mi autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado a calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración, cedo mis derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo a la UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.



Evelyn Elizabeth Caza Suntaxi

C.C. 175154846-0

DECLARATORIA

El presente Trabajo de Titulación titulado:

“Diseño de una planta de tratamiento de agua potable para el barrio La Merced – Tambillo en el Cantón Mejía”

Realizado por:

Evelyn Elizabeth Caza Sntaxi

Como requisito para la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Ha sido dirigido por el profesor

Ing. Hugo Marcelo Otáñez Gómez, Mag.

Quien considera que constituye un trabajo original de su autor.

Ing. Hugo Marcelo Otáñez Gómez, Mag.

TUTOR

DECLARATORIA DE PROFESORES INFORMANTES

Los profesores informantes:

Ing. Luis Alberto Soria Núñez, Msc.

Arq. Néstor Andrés Llorca Vega, Msc.

Después de revisar el trabajo presentado,

Lo han calificado como apto para su defensa oral ante el tribunal
examinador

Ing. Luis Alberto Soria Núñez

Arq. Néstor Andrés Llorca Vega

DEDICATORIA

Con inmenso amor y gratitud dedico este trabajo de titulación a mis queridos padres Diego Caza y Ruth Sntaxi, quienes son el pilar fundamental de mi vida, por todo su amor, paciencia y apoyo incondicional durante toda mi etapa estudiantil, por siempre estar pendientes de que no me falte nada y por enseñarme buenos valores como la responsabilidad, respeto, sencillez y humildad.

A mi querida hermana Lisbeth quien ha sido parte de este proceso, por su ayuda cuando más la necesite, por la compañía de cada día y el cariño a lo largo de nuestras vidas.

A mi abuelita Alicia Asimbaya que fue una mujer fuerte, determinada y trabajadora que estuvo a mi lado gran parte de mi vida, quien supo brindarme su cariño y paciencia.

A mi ingeniero Ángel Báez, por su gran amor y paciencia cada vez que ya no podía más, por no dejar que me rinda, dándome la fuerza y el valor necesario para continuar hasta alcanzar nuestros sueños, porque sin él estuviera perdida.

Evelyn Caza

AGRADECIMIENTO

Agradezco principalmente a Dios por el obsequio de la vida, la salud y la perseverancia que me dio para poder culminar uno de mis sueños.

A mis padres mi eterno agradecimiento por todos sus esfuerzos diarios, por las pocas horas de descanso, por todo su apoyo económico a lo largo de toda mi vida estudiantil y a mi hermana por alegrar mis días de tristeza y estar cuando más la necesito.

A mi novio, a quien conocí durante mi carrera, quien fue mi apoyo durante todo este tiempo en la realización de este trabajo, por las malas noches de estudio, por ser parte importante de mi vida y por estar siempre a mi lado y no dejarme sola.

A mi Julietita, que alegra cada día de mi vida desde que llego, quien estuvo a mi lado acompañándome hasta altas horas de la noche para que no estuviera sola.
¡Gracias infinitas a todos y cada uno de ustedes, los amo!

Evelyn Caza

RESUMEN

En este trabajo se realizó el estudio y diseño de todos los procesos que intervienen en una planta de tratamiento de agua potable, para poder dar solución a la calidad de agua que consumen los habitantes del barrio La Merced, de la parroquia de Tambillo en el cantón Mejía.

Se analizaron los estudios de la calidad del agua obtenidos por parte de la Junta Administradora de Agua Potable de La Merced, para dar solución a los problemas más evidentes que son el olor, color y sabor desagradables que presenta este tipo de agua cruda proveniente de un acuífero subterráneo.

Se optó por el diseño de una planta de tratamiento convencional que consiste en el proceso de aireación, coagulación, floculación, sedimentación, filtración, cloración y el almacenamiento del agua.

Para este diseño se tomó en cuenta un periodo de diseño de 30 años. La población futura del sector, así como el crecimiento poblacional fueron obtenidos del INEC. Además, los cálculos realizados en cada proceso se los hizo en base a las normas ecuatorianas vigentes, libros y notas de clase.

PALABRAS CLAVE

Planta de tratamiento, Calidad de agua, Dotación,
Diseño hidráulico, Caudal máximo diario (QMD).

ABSTRACT

In this thesis made the study and design of all process that are part of a drinking water treatment plant, and give solution to water quality that people consume in “La Merced” neighborhood, in Tambillo in Mejía.

The water quality studies presented for the Drinking Water Administration of “La Merced” was analyzed for give solution to the more common problems, how for example; the smell, the color and the flavor distasteful that present this kind of raw water, because this comes from underground aquifer.

The design was made for a conventional drinking water treatment plant that have different process, such as; aeration, coagulation, flocculation, sedimentation, filtration, chlorination and water storage.

In this design the design period is 30 years. The future population of the sector, and the population growth were obtained of the INEC. The calculations in each process was made taking into account Ecuadorians norms, books and classes notes.

Tabla de contenido

CAPÍTULO I.....	16
1.1 Antecedentes	16
1.2 Título	19
1.3 Planteamiento del problema	20
1.4 Definición de variables	20
1.5 Justificación	20
1.6 Objetivos	21
1.6.1 Objetivo Principal	21
1.6.2 Objetivos Secundarios.....	21
1.7 Alcance	22
1.8 Limitaciones	22
CAPÍTULO II.....	22
MARCO TEÓRICO.....	22
2.1 Definición de una planta de tratamiento de agua	23
2.2 Tipos de plantas de tratamiento	24
2.2.1 Planta convencional	24
2.2.2 Planta de filtración rápida	25
2.2.3 Planta de filtración en línea.....	25
2.3 Definición de agua cruda.....	26
2.4 Definición de agua potable	26
2.5 Propiedades físicas del agua	26
2.5.1 Color	26
2.5.2 Turbidez.....	27
2.5.3 Olor y sabor	27
2.5.4 Temperatura.....	27
2.6 Propiedades químicas del agua.....	27
2.6.1 Potencial hidrógeno (pH)	27
2.6.2 Dureza	28
2.7 Captación.....	28
2.7.1 Aguas superficiales.....	28
2.7.2 Aguas subterráneas.....	31
2.8 Componentes principales de una planta de tratamiento	31
2.8.1 Aireación	31

2.8.2	Coagulación y Floculación	34
2.8.3	Sedimentación.....	36
2.8.4	Filtración.....	40
2.8.5	Cloración.....	42
2.9	Dotación	43
2.10	Crecimiento poblacional	43
2.11	Caudal medio diario (Qmd)	45
2.12	Caudal máximo diario (QMD).....	45
2.13	Caudal máximo horario (QMH)	46
2.14	Parámetros de diseño para la planta de tratamiento	46
2.14.1	Tanque repartidor de caudales	46
2.14.2	Bomba del tanque repartidor de caudales	46
2.14.3	Aireación	51
2.14.4	Coagulación o Mezcla rápida	52
2.14.5	Floculación.....	58
2.14.6	Desarenador	61
2.14.7	Filtración rápida	69
2.14.8	Cloración.....	71
2.14.9	Tanque de almacenamiento.....	72
CAPÍTULO III.....		72
LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN.....		72
3.1	Estudio de la calidad del agua.....	73
CAPÍTULO IV.....		74
CALCULOS Y RESULTADOS.....		75
4.1	Diseño hidráulico de la planta de tratamiento	75
4.1.1	Población futura.....	75
4.1.2	Caudal medio diario (Qmd).....	77
4.1.3	Caudal máximo diario (QMD).....	77
4.1.4	Caudal máximo horario (QMH)	77
4.1.5	Tanque repartidor de caudales	77
4.1.6	Aireación	79
4.1.7	Coagulación	80
4.1.8	Floculación.....	83
4.1.9	Desarenador	84
4.1.10	Filtración rápida	89
4.1.11	Cloración.....	90

4.2	Diseño del tanque de almacenamiento	90
CAPÍTULO V		94
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		94
BIBLIOGRAFÍA.....		96
ANEXOS		97
Anexo 1.....		97
Anexo 2.....		99
Anexo 3.....		100
Anexo 4.....		101
Anexo 5.....		102
Anexo 6.....		103
Anexo 7.....		104
Anexo 8.....		105

Índice de Tablas

Tabla 1. Proceso de purificación de agua	23
Tabla 2. Variables principales en el diseño de filtros	40
Tabla 3. Principales características de filtros	42
Tabla 4. Diámetro de tubería para flujo de cloro líquido	42
Tabla 5. Dotaciones recomendadas.....	43
Tabla 6. Vida útil sugerida para los elementos de un sistema de agua potable	43
Tabla 7. Coeficiente de Hazen Williams para diferentes materiales.....	48
Tabla 8. Longitudes equivalentes de válvulas y varios tipos de accesorios	49
Tabla 9. Parámetro de diseño para el floculador.....	58
Tabla 10. Velocidades de diseño para tuberías de filtros.....	70
Tabla 11. Dosis de cloro aplicadas en plantas potabilizadoras.....	71
Tabla 13. Temperatura del agua obtenida “in situ”	73
Tabla 14. Estudio de la calidad del agua.....	73
Tabla 15. Población de Tambillo según censos realizados anteriormente.....	75
Tabla 16. Población futura obtenida.....	76
Tabla 17. Perdida por accesorios.....	78
Tabla 18. Diseño de aireador	80
Tabla 19. Dimensiones del tanque desarenador.....	85
Tabla 20. Dimensiones de la filtración	89
Tabla 21. Tubería de los filtros.....	90
Tabla 22. Cálculos del volumen del tanque de almacenamiento	91

Índice de Figuras

Figura 1. Mapa político del Ecuador	17
Figura 2. Mapa político de Pichincha	17
Figura 3. Mapa político del cantón Mejía.....	17
Figura 4. Mapa de Tambillo	18
Figura 5. Mapa del Barrio La Merced y ubicación virtual de la planta de tratamiento	18
Figura 6. Planta de coagulación y filtración convencional	25
Figura 7. Planta de filtración rápida.....	25
Figura 8. Planta de filtración directa	26
Figura 9. Trayectoria de un chorro de agua	32
Figura 10. Aireador de Bandejas múltiples.....	33
Figura 11. Aireador de cascada y vertedero.....	33
Figura 12. Esquema de vertedero para aireación.....	34
Figura 13. Mezcladores mecánicos.....	35
Figura 14. Mezcladores hidráulicos.....	35
Figura 15. Configuración del resalto en un vertedero rectangular	36
Figura 16. Diagrama Paragenético.....	36
Figura 17. Sedimentación de la partícula discreta en reposo.....	37
Figura 18. Zonas hipotéticas en un tanque sedimentador rectangular.....	37
Figura 19. Sedimentación de partículas discretas	38
Figura 20. Trayectoria de sedimentación	39
Figura 21. Columna para análisis de sedimentación	39
Figura 22. Tipos de filtros	40
Figura 23. Medios de Filtración.....	41
Figura 24. Esquema de la altura estática de bombeo	47
Figura 29. Gráfico del crecimiento poblacional	76

Índice de Ecuaciones

Ecuación 1. Población futura (método aritmético)	44
Ecuación 2. Población futura (método exponencial).....	44
Ecuación 3. Tasa de crecimiento	45
Ecuación 4. Caudal Medio Diario	45
Ecuación 5. Caudal Máximo Diario.....	45
Ecuación 6. Caudal Máximo Horario	46
Ecuación 7. Volumen del tanque.....	46
Ecuación 8. Diámetro de tubería	47
Ecuación 9. Altura estática de bombeo	47
Ecuación 10. Perdidas por fricción	48
Ecuación 11. Perdida por accesorios	49
Ecuación 12. Altura dinámica de bombeo	50
Ecuación 13. Potencia dinámica de la bomba.....	50
Ecuación 14. Área de las bandejas	52
Ecuación 15. Tiempo de exposición	52
Ecuación 16. Caudal	53
Ecuación 17. Coeficiente de descarga	53
Ecuación 18. Coeficiente de descarga en el caudal.....	54
Ecuación 19. Perímetro mojado	54
Ecuación 20. Área de flujo.....	54
Ecuación 21. Radio hidráulico del flujo.....	54
Ecuación 22. Coeficiente de Chezy.....	55
Ecuación 23. Velocidad media de flujo.....	55
Ecuación 24. Longitud entre el vertedero y caída del chorro	55
Ecuación 25. Caudal unitario.....	55
Ecuación 26. Profundidad crítica.....	56
Ecuación 27. Carga de velocidad.....	56
Ecuación 28. Energía total	56
Ecuación 29. Energía total teórica.....	57
Ecuación 30. Segunda profundidad conjugada.....	57
Ecuación 31. Longitudes de resalto	58
Ecuación 32. Longitud de recorrido del flujo en el tanque.....	59

Ecuación 33. Área transversal de flujo en los canales	59
Ecuación 34. Profundidad de flujo en los canales	59
Ecuación 35. Altura total de la estructura	60
Ecuación 36. Distancia entre la pared del tanque y el baffle	60
Ecuación 37. Longitud de baffles	60
Ecuación 38. Número de baffles	61
Ecuación 39. Longitud de baffle	61
Ecuación 40. Caudal de diseño para desarenador.....	62
Ecuación 41. Viscosidad del agua.....	63
Ecuación 42. Velocidad de sedimentación	63
Ecuación 43. Número de Reynolds	63
Ecuación 44. Tiempo de sedimentación.....	64
Ecuación 45. Volumen del tanque sedimentador	64
Ecuación 46. Carga hidráulica en vertedero de excesos	65
Ecuación 47. Área total de orificio	65
Ecuación 48. Área de orificio.....	65
Ecuación 49. Número de orificios.....	66
Ecuación 50. Ancho de la zona de entrada	66
Ecuación 51. Profundidad de la zona de entrada.....	66
Ecuación 52. Área bruta de zona de entrada	66
Ecuación 53. Profundidad de la zona de salida.....	67
Ecuación 54. Área bruta de zona de salida	67
Ecuación 55. Carga hidráulica en vertedero de salida	67
Ecuación 56. Longitud de zona de salida.....	67
Ecuación 57. Longitud total del tanque	68
Ecuación 58. Longitudes de las secciones de la zona de lodos.....	68
Ecuación 59. Volumen total de la estructura desarenadora	68
Ecuación 60. Caudal de evacuación o desagüe del desarenador.....	69
Ecuación 61. Área de tubería de evacuación o desagüe	69
Ecuación 62. Diámetro de tubería de evacuación o desagüe	69
Ecuación 63. Número de capas filtrantes.....	70
Ecuación 64. Volumen del tanque de cloración.....	71
Ecuación 65. Longitud del tanque de cloración	71
Ecuación 66. Volumen de regulación	72

Ecuación 67. Volumen total de un tanque de almacenamiento.....72

CAPÍTULO I

1.1 Antecedentes

El barrio “La Merced” está ubicado dentro de la parroquia de Tambillo en el cantón Mejía, fundado en el año 1 997 con una superficie territorial de 188 821.07 metros cuadrados. Desde su creación el barrio no contaba con alcantarillado y solamente se evacuaba las aguas servidas por medio de pozos sépticos, por otra parte, tampoco se contaba con el servicio de agua potable. (GAD Tambillo, 2021)

Actualmente el barrio “La Merced” obtiene agua proveniente de una vertiente, que es captado en un tanque, clorado y distribuido a los habitantes. (Sanchez, 2021)

Además, partiendo con la información del estudio de la calidad de agua otorgado por parte de la Junta Administradora de Agua Potable del barrio La Merced en Tambillo.

Este estudio es de gran importancia ya que beneficiará a la población de 1 532 habitantes con un recurso natural tratado, potabilizado y apto para el consumo humano, evitando así enfermedades a corto y/o largo plazo. (Sanchez, 2021)

Ubicación

Provincia: Pichincha

Cantón: Mejía

Parroquia: Tambillo

Barrio: La Merced

El sitio para realizar el diseño de la planta de tratamiento es un terreno baldío de 684 m², ubicado tras la Casa Barrial del barrio La Merced, aproximadamente a unos 25 km del sur de Quito, en la parroquia de Tambillo.

Limites

Norte: Parroquia de Cutuglagua

Noreste: Parroquia de Uyumbicho

Suroeste: Parroquia de Alóag

Sureste: Parroquia de Machachi (Estrella, 2015)

Figura 1. Mapa político del Ecuador



Fuente: Adaptado de *Mapa político del Ecuador*, por brenp, 2020, <https://brenp.com/mapa-politico-del-ecuador-conocelo/>

Figura 2. Mapa político de Pichincha



Fuente: Adaptado de *Mapa político del Pichincha*, por Ecuador Noticias, 2015, <https://ecuadornoticias.com/mapa-de-la-provincia-de-pichincha/>

Figura 3. Mapa político del cantón Mejía



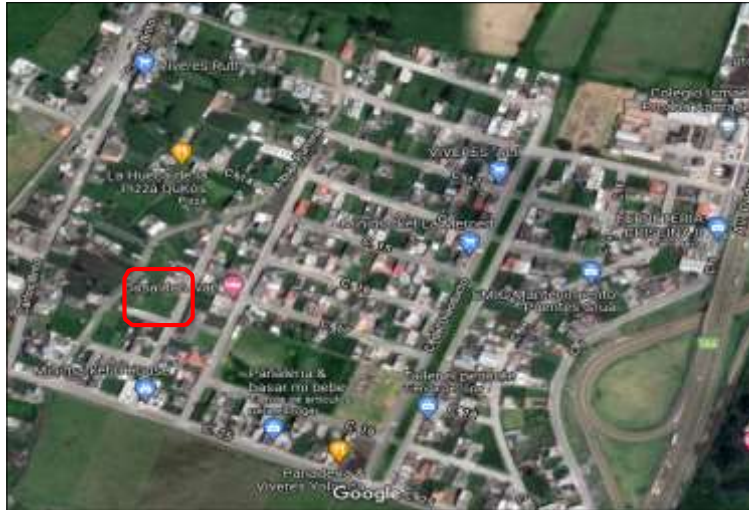
Fuente: Adaptado de *Mapa político del cantón Mejía*, por (Estrella, 2015)

Figura 4. *Mapa de Tambillo*



Fuente: Adaptado de *Google Maps*, 2021

Figura 5. *Mapa del Barrio La Merced y ubicación virtual de la planta de tratamiento*



Fuente: Adaptado de *Google Maps*, 2021

Clima

El clima del sitio es húmedo templado, con frecuentes lluvias en septiembre, octubre y noviembre, con una temperatura media anual de 18,1 °C y precipitaciones anuales de 1500 mm en promedio. (Estrella, 2015)

Topografía

La topografía de la parroquia Tambillo forma una especie de callejón formado por el este con el Pasochoa y al oeste Tambillo Alto y el Atacazo. Esta parroquia se encuentra ubicada en el Bosque Montano Bajo, se destacan las zonas de bosque secundario y primario. (Estrella, 2015)

Demografía

En la parroquia de Tambillo existe una población de 8 319 habitantes, de los cuales se encuentran en mayor proporción en el área urbana, la población restante se ubica en el área rural de forma dispersa que ocupa la mayor extensión del territorio. La proyección del número de habitantes elaborada por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC) para el año 2020 es de 10858. (Estrella, 2015)

En el barrio “La Merced” a la presente fecha de elaboración de esta tesis existen 1532 habitantes. (Junta Administradora de Agua Potable “La Merced”)

1.2 Título

“Diseño de una planta de tratamiento de agua potable para el barrio La Merced –

Tambillo en el Cantón Mejía”.

1.3 Planteamiento del problema

El agua no potabilizada correctamente no es adecuada para el consumo de los habitantes, ya que puede ocasionar algún tipo de problema en la salud de la población y por ende un déficit en el desarrollo de la misma.

El interés de realizar este trabajo de titulación se debe a que, en la población del barrio La Merced – Tambillo en el Cantón Mejía se consume agua no potabilizada, siendo solamente agua cruda captada de un acuífero subterráneo ubicado en la Hacienda Tambillo Alto, la que posteriormente que se clora y distribuye a los habitantes. (Sanchez, 2021)

Por lo tanto, se pretende mejorar la calidad del agua que consumen sus habitantes con el diseño de una planta de tratamiento, partiendo de la captación directa desde la fuente natural.

1.4 Definición de variables

Variables Independientes:

- Calidad de agua cruda
- Dotación
- Población

Variables Dependientes:

- Diseño hidráulico de la planta de tratamiento para mejorar la calidad del agua.
- Dimensionamiento de tanques.
- Diseño estructural de un tanque de almacenamiento.

1.5 Justificación

“El agua contaminada y el saneamiento deficiente están relacionados con la

transmisión de enfermedades como la diarrea, el cólera, la disentería, la fiebre tifoidea y la poliomielitis, además se calcula que la contaminación del agua potable provoca más de 502 000 muertes por diarrea al año”. (OMS, 2019)

Por ende una de las razones por las cuales se pretende realizar este proyecto es para mejorar la calidad del agua que consumen los habitantes del barrio La Merced – Tambillo en el Cantón Mejía, con el diseño de una planta de tratamiento de agua potable, partiendo ya desde la existencia de un tanque de captación ubicado en la hacienda Tambillo Alto a unos 1 000 metros del lugar en el que se ubicará la planta de tratamiento, para evitar así futuros problemas de salud en los habitantes ya sea a corto o largo plazo.

Además, la ubicación, así como los factores climatológicos producen una constante contaminación de la captación de agua natural existente, esto ocasiona que un tratamiento con cloro no sea suficiente para remover: sedimentos, color y olor. Por lo tanto, una planta de tratamiento de agua potable puede contribuir de gran manera en la purificación adecuada del líquido y así permitir que los habitantes del Barrio “La Merced” consuman agua potable de calidad.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo Principal

Realizar el diseño hidráulico de una planta de tratamiento de agua potable en el Barrio La Merced, parroquia de Tambillo en el Cantón Mejía, mediante el análisis de estudios realizados anteriormente, de manera que permita llevar a la práctica su construcción para mejorar la calidad de agua que consumen los habitantes del lugar.

1.6.2 Objetivos Secundarios

- Estudiar los diversos procesos de potabilización mediante la investigación de libros, trabajos de titulación y normas, para poder dar solución en la mejora de la calidad del agua para los habitantes.
- Analizar la calidad del agua mediante el estudio de la información recopilada para ser usada como base para el diseño de la planta de tratamiento en el barrio La Merced – Tambillo.
- Realizar el diseño hidráulico de la planta de tratamiento mediante el análisis

de todos los datos obtenidos para que se pueda llevar a cabo el mejoramiento de la calidad del agua en el sector.

1.7 Alcance

El alcance del presente estudio es realizar el diseño de una planta de tratamiento y un tanque de almacenamiento en el barrio La Merced de Tambillo en el Cantón Mejía, además se realizará los planos respectivos.

1.8 Limitaciones

Dentro del diseño de la planta de tratamiento de agua potable y sus diferentes fases no se tomará en cuenta los productos químicos necesarios para la potabilización del agua cruda, tales como: algicidas, floculantes, desinfectantes, entre otros, de la misma forma no se tomará en cuenta un presupuesto y un cronograma de actividades destinado para la construcción de dicha planta. Debido a que la planta de tratamiento es solo una propuesta de diseño, no se contará con el diseño de un plan de manejo de impacto ambiental ni de un sistema operacional.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1 Definición de una planta de tratamiento de agua

“La planta de tratamiento de agua es un conjunto de procesos, equipos y materiales necesarios para poder mejorar la calidad del agua cruda que es captada en fuentes superficiales o subterráneas, convirtiéndola en agua apta para el consumo humano”. (CO10.7-601, 1992)

Una planta de tratamiento de agua potable es un elemento o conjunto de elementos estructurales y/o químicos que permiten un procesamiento del agua cruda en agua apta para el consumo humano. Dicho proceso debe cumplir con varios objetivos, entre los más importantes se encuentran: mitigación de existencia de microorganismos, filtración de sedimentos, mitigación de la turbidez del agua.

La importancia de la potabilización del agua cruda, tal como lo expresa la Comisión Nacional del Agua en el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de México (2007), se debe a la existencia de dos tipos de enfermedades relacionadas con el agua contaminada; las producidas por agentes biológico-infeccioso (microorganismos) y las producidas por agentes químicos (elementos químicos). Dichas enfermedades pueden evitarse gracias al correcto procesamiento del agua cruda mediante una planta de tratamiento.

Tabla 1. *Proceso de purificación de agua*

PROCESO	PROPOSITO
TRATAMIENTO PRELIMINAR	
Cribado	Remoción de desechos grandes que pueden obstruir o dañar los equipos de la planta.
Pretratamiento químico	Remoción eventual de algas y otros elementos acuáticos que causan sabor, olor y color.
Presedimentación	Remoción de grava, arena, limo y otros materiales sedimentables.

Aforo	Medidas del agua cruda por tratar.
TRATAMIENTO PRINCIPAL	
Aireación	Remoción de olores y gases disueltos; adición de oxígeno para mejorar sabor.
Coagulación/floculación	Conversión de sólidos no sedimentables en sólidos sedimentables.
Sedimentación	Remoción de sólidos sedimentables.
Ablandamiento	Remoción de dureza.
Filtración	Remoción de sólidos finos, flóculo en suspensión y la mayoría de los microorganismos.
Adsorción	Remoción de sustancias orgánicas y color.
Estabilización	Prevención de incrustaciones y corrosión.
Fluoruración	Prevención de caries dentales.
Desinfección	Exterminio de organismos patógenos

Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.18), por J.A. Romero, 2000.

2.2 Tipos de plantas de tratamiento

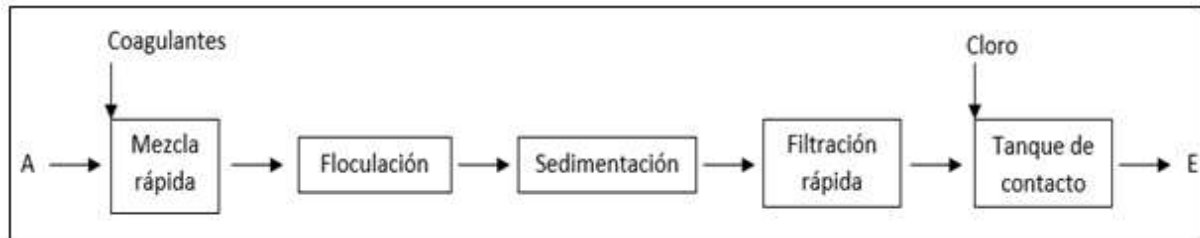
Existen algunos tipos de tratamiento para potabilizar el agua y depende de la calidad del agua cruda para poder elegir un tratamiento adecuado ya que existe un grado de complejidad diferente en cada tratamiento.

Debido a que cada fuente natural consta de diferentes características físico-químicas, calidades de agua y además de acuerdo a las necesidades específicas de la comunidad se deben mencionar los diferentes tipos de plantas de tratamiento. Cabe mencionar que, a pesar de existir varios tipos de plantas, todas estas comparten dos fases en común que son la de filtración y cloración. Mientras que en su gran mayoría comparten la fase de tanque de contacto, este último es utilizado para el agua que se encontrará en contacto con algún agente desinfectante.

2.2.1 Planta convencional

En este tipo de planta es adecuada para el agua que tiene un alto porcentaje de turbiedad, por lo que este proceso consta de la coagulación, floculación, sedimentación y filtración, es un excelente removedor de color, turbidez y de microorganismos.

Figura 6. *Planta de coagulación y filtración convencional*

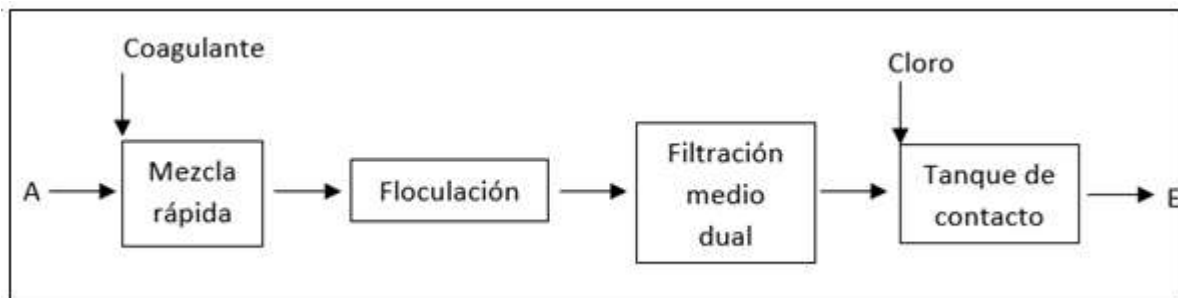


Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.22), por J.A. Romero, 2000.

2.2.2 Planta de filtración rápida

Este tipo de planta es adecuada para el agua que tiene un porcentaje medio de turbiedad, por lo que su proceso consta de coagulación, floculación y filtración.

Figura 7. *Planta de filtración rápida*

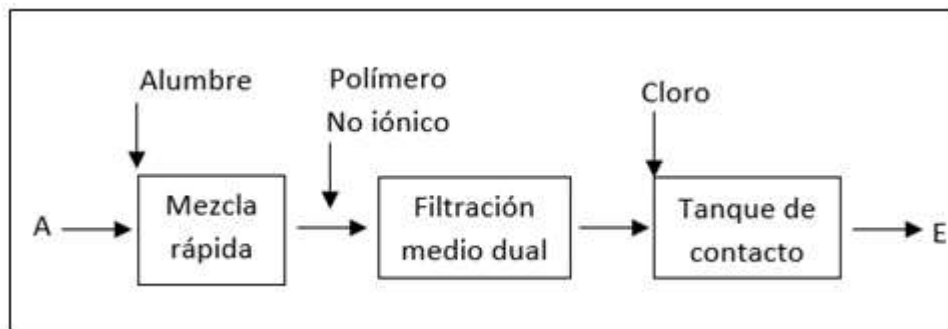


Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.23), por J.A. Romero, 2000.

2.2.3 Planta de filtración en línea

Este tipo de planta es adecuada para el agua que tiene un bajo porcentaje de turbiedad, por lo que su proceso consta de coagulación, filtración y cloración.

Figura 8. *Planta de filtración directa*



Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.23), por J.A. Romero, 2000.

2.3 Definición de agua cruda

El agua cruda o también conocida como agua natural es aquella que no ha recibido ninguna clase de tratamiento y proviene de diferentes fuentes de abastecimiento como puede ser aguas superficiales o aguas subterráneas las cuales se encuentran en ríos, cascadas, lagunas, ojos de agua, túneles subterráneos, etc.

Muchas de las veces el consumo de agua cruda, por parte de los habitantes del sector e incluso por los animales puede causar problemas serios de salud a corto o largo plazo, por tal motivo es indispensable brindar un tratamiento previo a su consumo.

2.4 Definición de agua potable

Agua potable es aquella que ya está destinada para el consumo humano la cual debe estar libre de microorganismos que puedan producir enfermedades y de elementos o sustancias que pueden causar fisiológicos perjudiciales, y debe cumplir con ciertos requisitos. (CO10.7-601, 1992)

El agua potable es agua cruda que proviene de diferentes fuentes de abastecimientos, que ha pasado por cierto proceso mecánico y/o químico y se ha convertido en agua de buena calidad para el uso y consumo humano.

2.5 Propiedades físicas del agua

2.5.1 Color

El color del agua es una de las propiedades físicas que se puede apreciar a simple vista y se debe a la presencia de elementos orgánicos como son las sustancias húmicas o ya sea por algunos metales como el hierro, manganeso o cobre que se encuentran disueltas.

La presencia de la materia orgánica también depende de la fuente de abastecimiento que proviene el agua como por ejemplo de túneles subterráneos o de ríos, lagos, e incluso de los ojos de agua.

2.5.2 Turbidez

La turbidez es cuando el agua natural pierde su transparencia y se vuelve opaca o amarillenta por la presencia de sólidos suspendidos, tanto vegetales como sedimentos de suelo o roca.

Esta propiedad es muy importante si se habla de la calidad del agua tanto para el consumo humano como animal, ya que dependiendo el alto grado de turbidez que tiene el agua puede llegar a presentar grandes y serios problemas de salud por la presencia de bacterias o microorganismos en la misma.

2.5.3 Olor y sabor

El olor y el sabor del agua es un problema causado por las algas, bacterias e incluso por productos químicos, produciendo así un olor a moho, tierra o cloro.

La forma ideal de eliminar el mal olor en el agua natural es mediante la implementación de varias charolas de aireación en el proceso del tratamiento del agua.

2.5.4 Temperatura

La temperatura del agua depende del clima en la zona y de la turbidez del agua, siendo esta una propiedad física muy importante ya que de la temperatura del agua dependerá la absorción del oxígeno, los tiempos de conservación en los procesos de mezcla rápida, floculación, sedimentación y filtración. (Cárdenas, 2017)

2.6 Propiedades químicas del agua

2.6.1 Potencial hidrógeno (pH)

Es una medida de acidez o alcalinidad de una solución, además existen varias formas para medir el pH entre una de ellas se usa una escala numérica en la que para medir la acidez se usa entre cero a siete y para medir la alcalinidad se usa de siete a catorce y por lo general las aguas naturales oscilan entre 6.5 y 8.5, siendo el número siete para indicar que el líquido es neutral. (Caicedo, 2018)

Para medir de forma precisa el pH se lo puede realizar con la ayuda de un potenciómetro conocido como pH metro y para medir de forma aproximada es usando

indicadores como son sustancias químicas, ácidos que pueden cambiar el color de la disolución al modificar el pH.

Al obtener el pH muy bajo puede producir irritaciones y picazón en los ojos además de corroer las tuberías metálicas, y al tener un pH muy alto puede causar la producción de incrustaciones de cal, además de bloquear las ventajas del cloro en la desinfección.

2.6.2 Dureza

La dureza del agua depende del potencial hidrogeno (pH) y de la alcalinidad, ya que se debe a la concentración de minerales de sales de manganeso y calcio.

El agua dura puede causar problemas de precipitaciones e incrustaciones de calcio si el pH no se controla adecuadamente, reduciendo así el diámetro de las tuberías de conducción del agua, además de causar problemas de reseca en la piel y el cabello. (Carbotecnia, 2021)

2.7 Captación

El proceso de captación es la recolección del agua de diferentes fuentes como ríos, quebradas, lagos o acuíferos que va a ser llevada a la planta de potabilización para su posterior tratamiento y así poder abastecer a la población.

La captación del agua muchas de las veces no es suficiente de un solo lugar, ya que al no poder cumplir con el caudal necesario requerido para satisfacer a la población se debe buscar más fuentes de abastecimiento de agua cruda.

2.7.1 Aguas superficiales

Obras de captación por derivación directa

Este tipo de captación también conocida como captación sin presa, se las ubica en tramos rectos de los ríos tomando en cuenta que los niveles de agua de los ríos deben guiar a los niveles de agua en la conducción.

Los elementos que conforman este tipo de captaciones son, el canal de conducción; paso entre el canal y la estructura de control a la entrada; estructura de control con compuertas y el paso a la toma; umbral de entrada y orificio de toma; finalmente una rejilla para la retención de grandes sedimentos o basuras. (CO10.7-601, 1992)

Tomas por bombeo

Las captaciones de tomas por bombeo son utilizadas en ríos que no poseen suficiente carga hidráulica para ser aprovechadas en la conducción, además tomando en cuenta que se usa para abastecer a poblaciones menores de 5 000 habitantes.

En las tomas por bombeo se debe considerar por lo menos dos unidades de bombeo para garantizar el flujo constante de agua a los habitantes, es decir sin interrupciones por mantenimiento.

Por lo general deben contar con pozo de captación; muro frontal y de seccionamiento con orificios en distintos niveles, además con rejas gruesas para evitar el ingreso de basuras y en contacto directo a la fuente; pozo de succión en el cual se encuentra la bomba; bomba de elevación. (CO10.7-601, 1992)

Captaciones desde embalses

Las captaciones desde embalses se ubican a nivel del terreno evitando el oleaje, es decir fuera de los límites del agua evitando las corrientes de las orillas, además se debe colocar drenajes en el fondo del tanque para garantizar la limpieza.

Este tipo de captación debe tener torre de captación con orificios de toma a distintos niveles; rejas gruesas en los orificios; compuertas para mantenimiento y operación; finalmente guías para la instalación de tabloncillos. (CO10.7-601, 1992)

Captaciones con azudes de derivación

La captación con azudes de derivación se debe utilizar en lugares donde existen periodos de sequía, en los cuales bajan completamente los caudales. Al realizar estas captaciones se debe considerar estructuras de regulación a la entrada, desarenadores y destripadores.

Estas captaciones en función de la forma en la que controlan los sedimentos se clasifican en tomas laterales que poseen "elementos de evacuación y limpieza de sedimentos a las orillas o en el cuerpo del azud de derivación, tomas laterales que poseen galerías de limpieza en el cuerpo de la presa o en la orilla, tomas frontales con orificios de captación en el cuerpo de la presa; tomas con orificios de captación en el cuerpo del azud y protegidos con rejillas de fondo". (CO10.7-601, 1992)

Tomas laterales

Las tomas laterales deben ser capaces de captar el caudal de diseño en lo posible

evitando el ingreso de sedimentos ya que se encuentra con un ángulo de inclinación fijo en la dirección al flujo, además este tipo de tomas puede situarse a un lado o a los dos lados del río, pero en tramos rectos.

Este tipo de captaciones se recomienda cuando el caudal del río no es tan fuerte y transporta pocas cantidades de sedimentos rocosos.

Por lo general estas tomas tienen elementos como azud o presa de derivación; umbral de entrada; pilas y muros que forman orificios; pantalla ubicada sobre el umbral de toma; reja gruesa para la protección de la entrada, equipos de limpieza; desarenadores y desripiadores. (CO10.7-601, 1992)

Tomas laterales con flujo transversal

Las captaciones de tomas laterales con flujo transversal, aprovechan el efecto de las corrientes transversales logrando captar aguas más limpias y al mismo tiempo dejan circular sedimentos de fondo aguas abajo.

Este tipo de tomas se debe ubicar en orillas cóncavas y se debe usar umbrales de captación con salientes hacia aguas arriba.

Tomas frontales en tramos rectos

Las tomas frontales en tramos rectos se recomiendan en caudales que se dividen en partes iguales hacia las orillas, que poseen poco arrastre de materiales vegetales de gran tamaño.

Este tipo de tomas consta de azud móvil en la parte central del río; desripiador frontal en el cauce del río; pilas y muros; pantalla sobre el umbral de toma; galerías de limpieza y desarenadores.

Tomas con rejillas de fondo

La captación de tomas con rejillas de fondo se utiliza especialmente en ríos de montaña en los que transporta gran cantidad de sedimentos de fondo y crecientes de pequeñas duraciones, además este tipo de captaciones se los deben elegir en ríos al pie de una cascada natural.

Estas tomas tienen azud de derivación; canal desripiador lateral conectado a una zanja de captación; umbral de toma ubicado tangencialmente al canal desripiador; compuertas de control al final del desripiador y a la entrada de la toma; desarenadores. (CO10.7-601, 1992)

2.7.2 Aguas subterráneas

Captación de vertientes

En este tipo de captaciones se necesita la construcción de una cámara para poder proteger el agua de los afloramientos que descargan libremente y evitar así los problemas de contaminación. Estos afloramientos no deben ser forzados ni tampoco se deberá alterar las condiciones hidráulicas ya existentes.

La captación de vertientes consta de malla delgada en la entrada de la tubería; vertedero de exceso o tubería de desborde; desagüe; tapa sanitaria y calcula de control. (CO10.7-601, 1992)

Galerías filtrantes

Las galerías filtrantes se usan cuando el afloramiento no es concentrado, sino disperso, es decir proviene de algunos puntos cercanos, para lo cual se deberá usar tuberías perforadas o con ranuras para que puedan captar el agua y la transporten al tanque de captación.

Este tipo de galerías filtrantes se ubican en dirección al flujo de agua para su fácil y rápida captación.

Pozos excavados

Este tipo de captación se utiliza en caudales moderados, dependiendo de las características que presente el acuífero, además estos pozos excavados por lo general son realizados de forma circular, con revestimiento de hormigón o mampostería en el interior y en el fondo un filtro de arena y grava.

2.8 Componentes principales de una planta de tratamiento

2.8.1 Aireación

El proceso de aireación consiste en colocar el agua en contacto directo con el aire, con el objetivo de eliminar las aglomeraciones de materia volátil que se encuentran en agua y este proceso puede ser ejecutado por medio de bandejas de aireación.

La aireación puede ser mediante toberas, cascadas, canales inclinados y más comúnmente con aireadores de bandejas, teniendo en cuenta que los factores importantes en el diseño de los aireadores es el tiempo de aireación, la relación del área de contacto con el volumen y una ventilación adecuada.

Las funciones más importantes de la aireación son:

- Oxigenar al agua.
- Disminuir la concentración de CO₂ y de H₂S.
- Remoción de hierro y manganeso.
- Eliminar compuestos orgánicos volátiles.
- Eliminar sustancias volátiles causantes de malos olores y sabores.

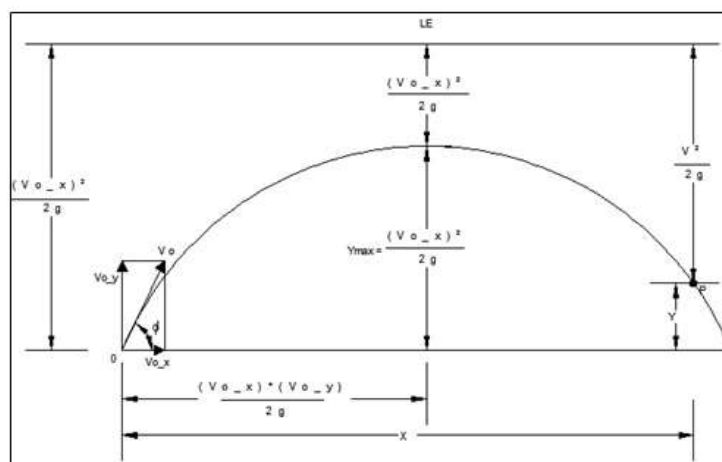
Este proceso se lo puede realizar tanto en aguas subterráneas como superficiales, pero mayormente se recomienda realizar este proceso en las aguas que provienen de fuentes subterráneas ya que por el hecho de venir por debajo del suelo no tiene ningún tipo de aireación, a lo contrario de lo que sucede con las aguas que provienen de fuentes superficiales como son los ríos.

Aireadores de fuente o surtidores

El aireador de fuente consiste en una serie de toberas fijas, sobre una malla de tuberías que ayudan a dirigir el agua en diferentes sentidos ya sea vertical o inclinado, obligando al agua a disgregarse en pequeñas gotas, logrando así la oxigenación del agua y también la remoción de CO₂.

Este tipo de aireadores son llamativos por su estética, pero la desventaja de usarlos es que se necesita un área grande para su ubicación, además de consumir alta energía hidráulica.

Figura 9. Trayectoria de un chorro de agua



Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.34), por J.A. Romero, 2000.

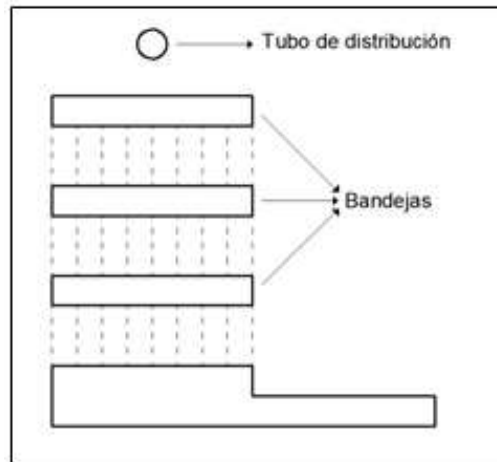
Aireadores de bandejas múltiples

Este tipo de aireadores consiste en pasar el agua a través de varias bandejas o charoles que tienen perforaciones o ranuras en la base, para permitir el paso del agua

de una bandeja a otra cumpliendo así su objetivo principal que es la oxigenación del agua y la remoción de gases.

Con este tipo de aireadores por lo general se usa de 3 a 9 bandejas, con un espaciado de 30 a 60 cm, además el área requerida es de 0.05 a 0.15 m² por L/s de agua tratada, generalmente menor a 0.06 m² y la altura de este aireador puede ser 2 a 3 m.

Figura 10. Aireador de Bandejas múltiples



Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.38), por J.A. Romero, 2000.

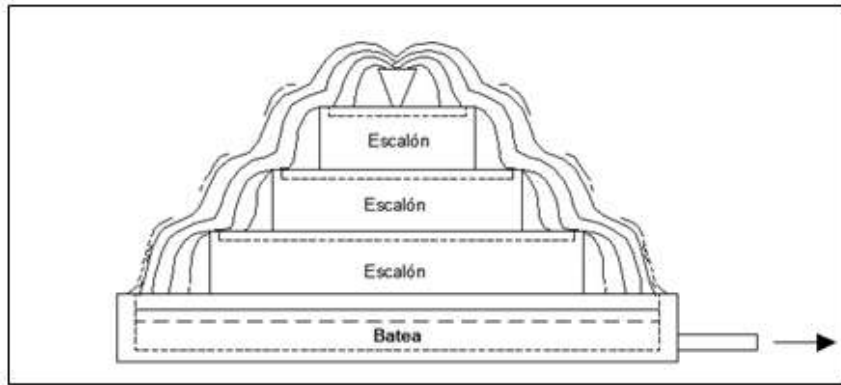
Aireadores en cascada y vertederos

Los aireadores en cascada consisten en pasar el agua sobre escalones de concreto formando así una cascada y produciendo una gran pérdida de energía, considerando que mientras más grande sea el área horizontal mejor es la aireación, además se recomienda colocar vertederos o paredes delgadas al final de los escalones para poder producir una correcta aireación.

En estos aireadores la carga hidráulica puede ser de 10 a 30 L/s por m², los escalones tienen una altura de entre 20 a 40 cm y una altura total del aireador de cascada de 1 a 3 m.

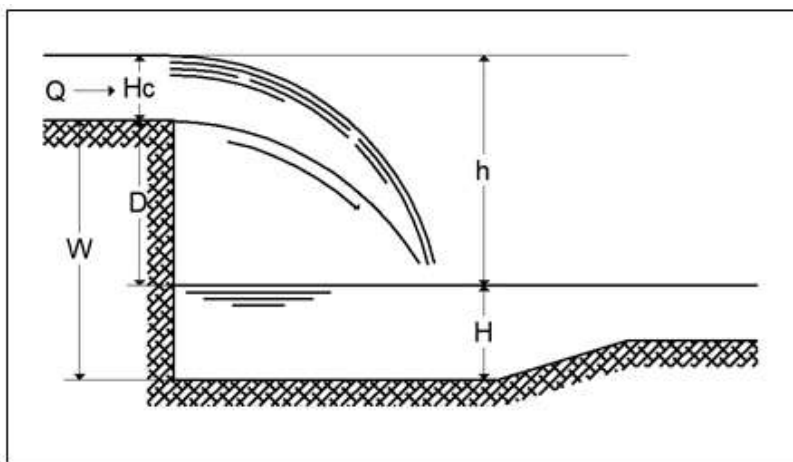
Los aireadores en vertedero son ideales cuando existe suficiente energía disponible ya que suelen ser muy económicos, además de ser fáciles de dar mantenimiento y se produce la aireación al momento que el agua cae en caída libre.

Figura 11. Aireador de cascada y vertedero



Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.41), por J.A. Romero, 2000.

Figura 12. Esquema de vertedero para aireación



Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.41), por J.A. Romero, 2000.

2.8.2 Coagulación y Floculación

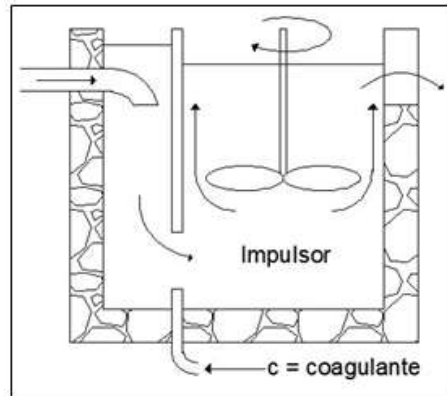
“El proceso de coagulación consiste en dispersar diferentes sustancias químicas y gases a través de toda la masa o flujo de agua. La mezcla rápida puede efectuarse mediante turbulencia, provocada por medios hidráulicos en canales, canaletas Parshall, vertederos rectangulares, tuberías de succión de bombas, mezcladores mecánicos en línea, rejillas difusoras, chorros químicos y tanques con equipo de mezcla rápida”. (Cárdenas, 2017)

El proceso de floculación va seguidamente después del proceso de coagulación el cual facilita la unión de flóculos por medio de una agitación suave; es decir “una vez desestabilizados los coloides, se provee una mezcla suave de las partículas para incrementar las colisiones entre ellas sin romperlas o destruir los agregados preformados”. (Romero, 2000)

Mezcladores rápidos mecánicos

Este tipo de mezcladores pueden ser circulares o rectangulares, que contienen hélices, paletas o turbinas en su interior, unidos a un eje central de rotación logrando grandes revoluciones agitando el agua de forma muy rápida y mezclando uniformemente el coagulante.

Figura 13. *Mezcladores mecánicos*



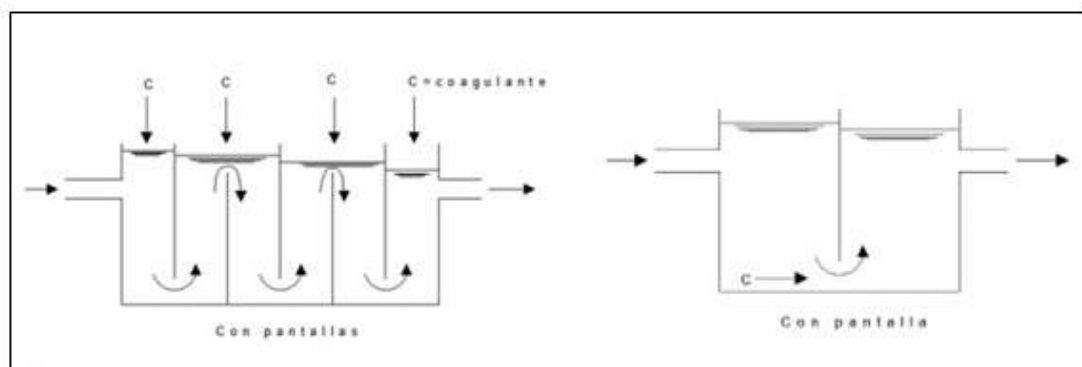
Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.50), por J.A. Romero, 2000.

Mezcladores rápidos hidráulicos

Los mezcladores rápidos hidráulicos se usan cuando existe suficiente energía en el flujo de entrada, ya que deben presentar un resalto hidráulico, por lo general se usan canaletas de Parshall, tubos venturi para poder disipar la energía en turbulencia y poder mezclar el coagulante.

Los beneficios de usar este tipo de mezcladores es no necesitar personal para su mantenimiento, además de no necesitar ningún elemento de movimiento mecánico, logrando ser económico.

Figura 14. *Mezcladores hidráulicos*

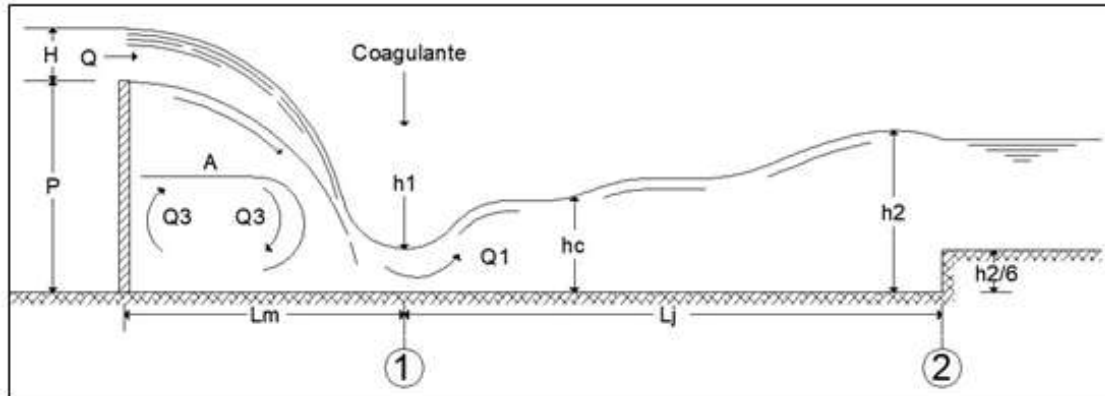


Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.54), por J.A. Romero, 2000.

Mezcla rápida en vertedero rectangular

Para este tipo de mezcladores se deben tomar en cuenta diseñar un vertedero rectangular, sin contracciones laterales y en caída libre, además de tener un caudal constante y flujo por gravedad.

Figura 15. Configuración del resalto en un vertedero rectangular



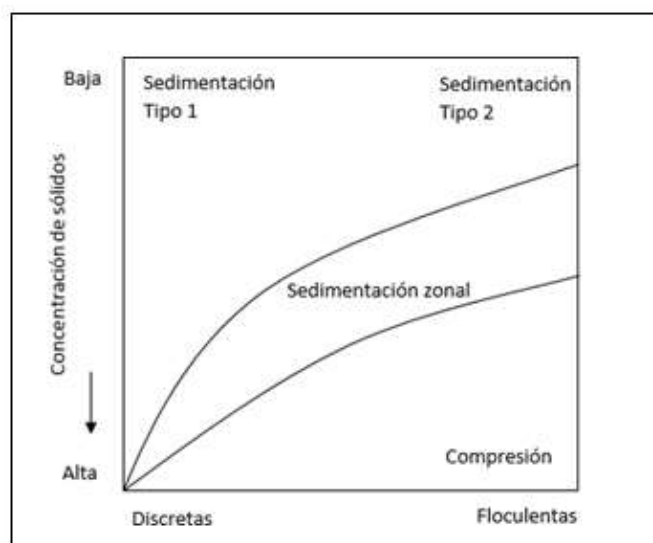
Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.69), por J.A. Romero, 2000.

2.8.3 Sedimentación

El proceso de sedimentación también denominado como clarificación o espesamiento es un proceso por el cual se agitan las partículas que salen de una detención mediante fuerza de gravedad. (Romero, 2000)

Este tipo de partículas toman el nombre de partículas discretas que son aquellas que mantienen su mismo tamaño al ser sedimentadas y las partículas floculentas o precipitantes que son aquellas que varían en volumen y densidad.

Figura 16. Diagrama Paragenético



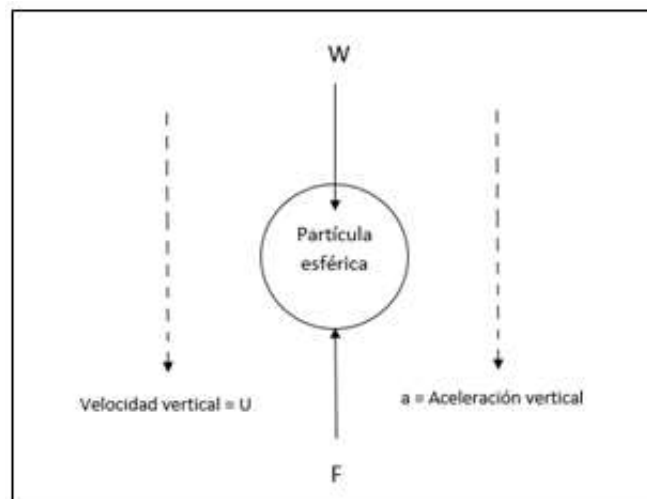
Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.120), por J.A. Romero, 2000.

Sedimentación tipo 1

Este tipo de sedimentación consiste en la remoción de las partículas discretas no floculentas, es decir, aquellas partículas que mantienen su forma, tamaño y peso iguales, a pesar de ser sedimentadas, estos materiales pueden ser pequeños fragmentos de roca.

Una partícula discreta, que se encuentra en un tanque con agua en reposo tiende a desplazarse de forma vertical por la gravedad hasta caer al fondo de la base.

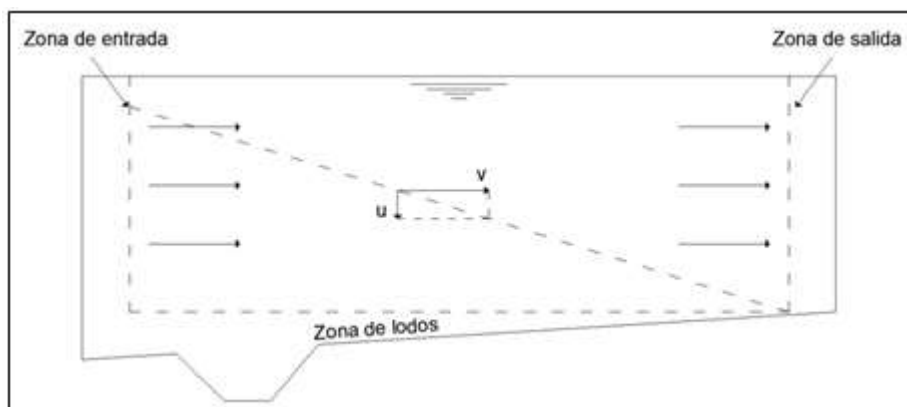
Figura 17. Sedimentación de la partícula discreta en reposo



Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.122), por J.A. Romero, 2000.

Para realizar una correcta sedimentación con este tipo de partícula, teóricamente se debe dividir en cuatro secciones al tanque, como es la zona de entrada, zona de salida, zona de lodos y la zona de asentamiento o de sedimentación, como se muestra en figura 18.

Figura 18. Zonas hipotéticas en un tanque sedimentador rectangular



Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.125), por J.A. Romero, 2000.

Zona de entrada. Se encarga de proveer un cambio suave entre el flujo de entrada y el flujo uniforme permanente que se necesita en la zona de sedimentación, además

de lograr que el flujo siga una trayectoria horizontal.

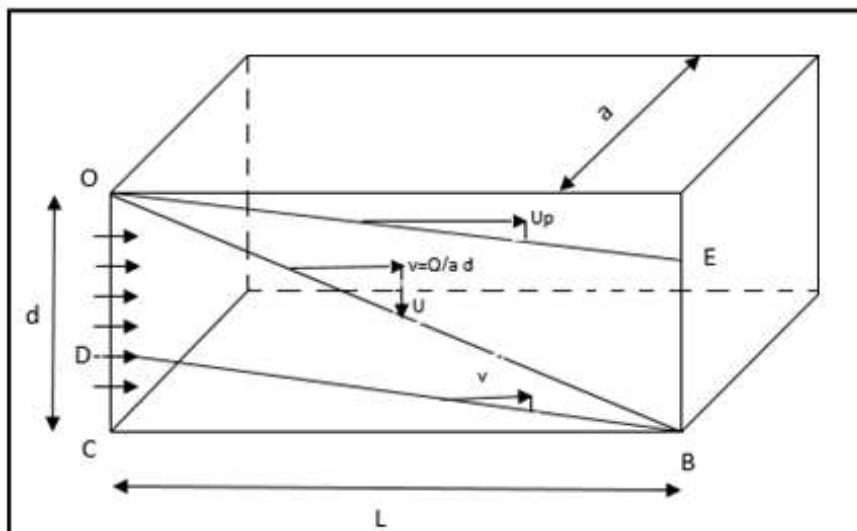
Zona de salida. Es aquella que se encarga de llevar suavemente de la zona de sedimentación al flujo saliente.

Zona de lodos. Su función es acumular el material sedimentado en la base del tanque, además de evitar que interfiera con el asentamiento de partículas en la zona de sedimentación.

Zona de sedimentación. Es aquella zona que suministra el volumen de tanque que se necesita para el asentamiento libre que provienen de las otras zonas.

Según Hacen (1904) y Camp (1946) dicen que la trayectoria de las partículas discretas son rectas y todas las partículas de igual velocidad de asentamiento se moverán en trayectoria paralela como se muestra en la figura 19.

Figura 19. Sedimentación de partículas discretas



Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.126), por J.A. Romero, 2000.

Donde:

U = Una partícula con velocidad de asentamiento

V = Velocidad de transporte horizontal

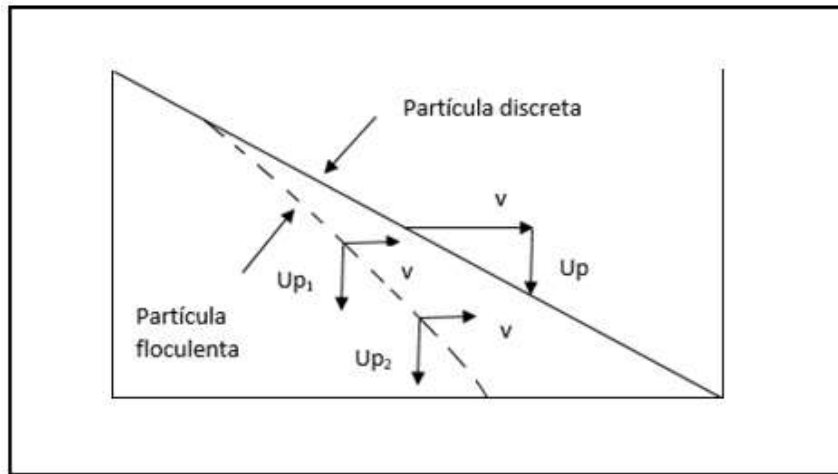
OB = Trayectoria rectilínea, siendo el resultado de la suma de vectores.

Sedimentación tipo 2

Este tipo de sedimentación conocida también como sedimentación floculenta, consiste en la suspensión de partículas floculentas disueltas, por lo general esto ocurre en el tratamiento de aguas residuales por la presencia de sólidos y en la purificación de agua cuando los sedimentadores están antes de los floculadores y

coagulación, además esta sedimentación es la más común en la purificación del agua.

Figura 20. Trayectoria de sedimentación

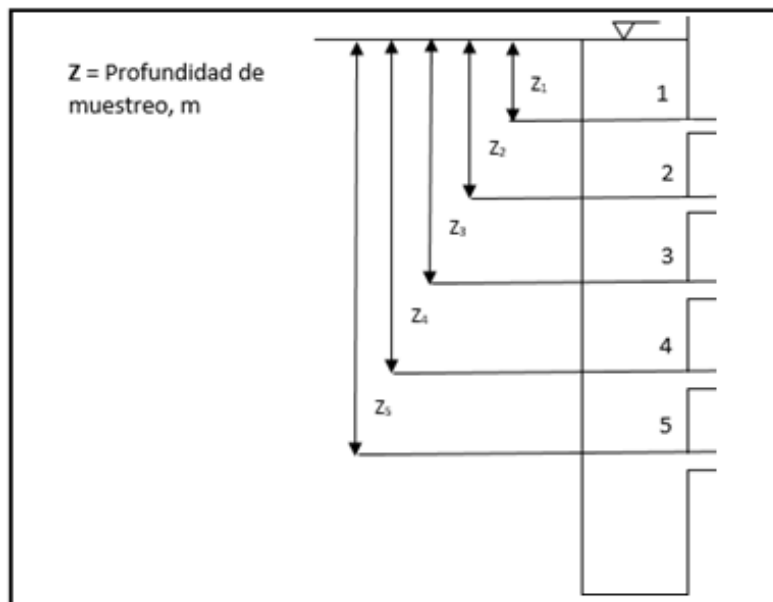


Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.134), por J.A. Romero, 2000.

Para realizar una correcta sedimentación con las partículas floculentas que se encuentran suspendidas, se inicia con el análisis de una columna para sedimentación como muestra la figura 21 y se deja reposar.

Se determina la concentración de partículas sobre las muestras tomadas a diferentes profundidades y cada intervalo de tiempo. (Romero, 2000)

Figura 21. Columna para análisis de sedimentación



Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.129), por J.A. Romero, 2000.

Sedimentación de tasa alta

Este tipo de sedimentadores se caracteriza por la poca profundidad que poseen, ya que son elementos poco profundos con tiempo de retención de 15 minutos, además

estos elementos pueden ser tubos circulares, cuadrados o hexagonales en los que se puede producir un flujo laminar.

2.8.4 Filtración

La filtración consiste en llevar el agua cruda o natural, captada de una fuente de abastecimiento por medio de un material poroso como es la arena y la antracita, para poder evitar el paso de material suspendido como suelo o pequeños vegetales.

Tabla 2. Variables principales en el diseño de filtros

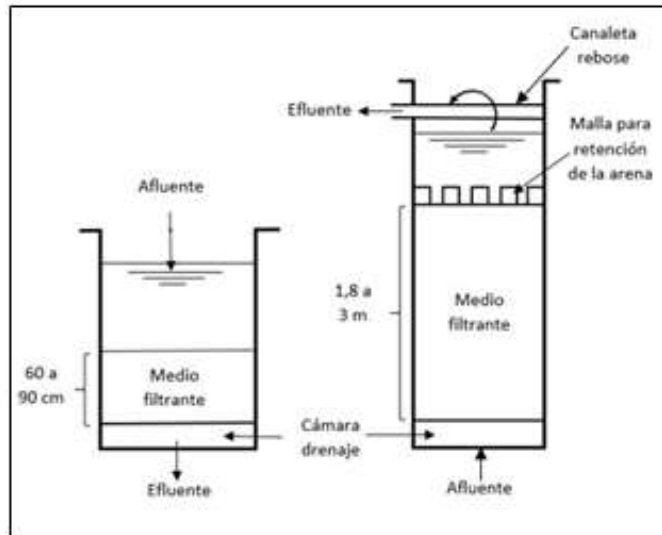
VARIABLE	SIGNIFICADO
1. Características del medio filtrante a. Tamaño del grano b. Distribución granulométrica c. Forma, densidad y composición del grano d. Carga del medio	Afecta la eficiencia de remoción de partículas y el incremento en pérdida de carga.
2. Porosidad del lecho filtrante	Determina la cantidad de sólidos que pueden almacenarse en el filtro.
3. Profundidad del lecho filtrante	Afecta la pérdida de carga y la duración de la carrera.
4. Tasa de filtración	Determina el área requerida y la pérdida de carga. Afecta la calidad del efluente.
5. Pérdida de carga disponible	Variable de diseño.
6. Características del afluente a. Concentración de sólidos suspendidos b. Tamaño y distribución de flóculo c. Resistencia del flóculo d. Carga eléctrica del floculo e. Propiedades del fluido	Afectan las características de remoción del filtro.

Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.194), por J.A. Romero, 2000.

Dirección del flujo

De acuerdo con la dirección del flujo, los filtros pueden ser ascendentes o descendentes como se aprecia en la siguiente figura.

Figura 22. Tipos de filtros

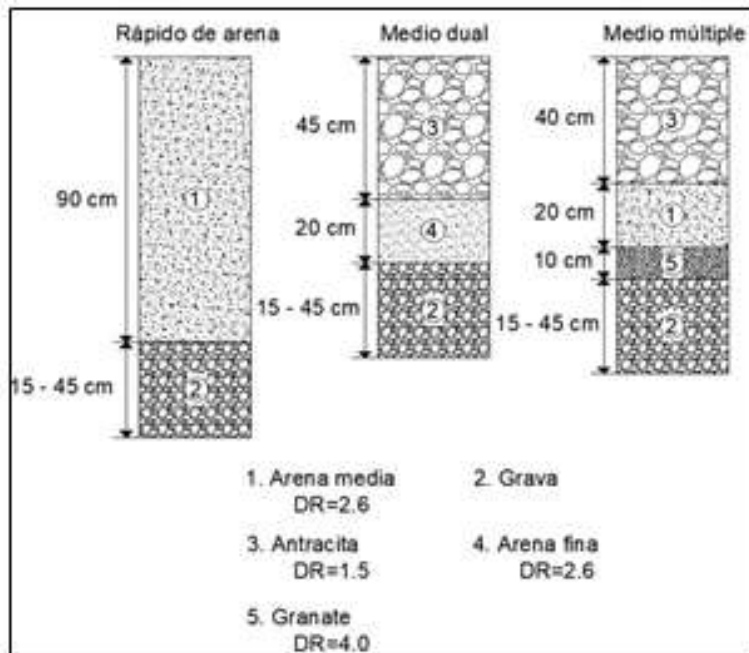


Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.197), por J.A. Romero, 2000.

Tipo de lecho filtrante

Los filtros por lo general usan un solo medio de filtración que puede ser arena o antracita; un medio dual, arena y antracita, o un lecho combinado entre arena, antracita y granate.

Figura 23. Medios de Filtración



Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.194), por J.A. Romero, 2000.

Fuerza impulsora

Utilizada para superar la resistencia a la fricción producida por el lecho filtrante se clasifican en filtro de gravedad (usado para la potabilización de agua) y el filtro de

presión (usado en la filtración de aguas de piscina).

Tabla 3. Principales características de filtros

Característica	Filtros lentos de arena	Filtros rápidos de arena	Filtros de alta tasa
Tasa de filtración	2-5 (<12 m/d)	120 m/d	180-480 m/d
Medio	Arena	Arena	Arena y antracita
Distribución del medio	No estratificado	Estratificado: fino a grueso	Estratificado: grueso a fino
Profundidad del medio	0,6 1,0 m	0,60 – 0,75 m	Antracita: 0,4 – 0,6 m Arena: 0,15 – 0,3 m
Profundidad de grava	0,30 m	0,30 – 0,45 m	0,30 – 0,45 m
Drenaje	Tubería perforada	Tubería perforada Falsos fondos	Tubería perforada Falsos fondos

Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.199), por J.A. Romero, 2000.

2.8.5 Cloración

Este proceso también es conocido como el proceso de desinfección y se encuentra casi al final del proceso de tratamiento al agua en el que se colocan pastillas de cloro disueltas en cantidades ya establecidas, además para tener una buena cloración del agua se debe tener el uso permanente del desinfectante.

Cloro gaseoso

Los componentes básicos del sistema para la dosificación en cloro gaseoso es báscula; válvulas y tuberías; clorador; inyector y difusor. (CO10.7-601, 1992)

La función de la báscula es registrar la cantidad de cloro que se usa en la desinfección y la cantidad permanente en el cilindro; la función de las válvulas y tuberías es conectar el cloro al sitio de dosificación; el clorador permite medir con exactitud el flujo de cloro gaseoso; el inyector va formando una solución de cloro conjuntamente con el agua.

Flujo de cloro líquido en tuberías

Este tipo de flujo se encuentra prohibido en las tuberías de cilindros y en el evaporador, ya que se vaporiza rápidamente ante cualquier cambio de caudal en el sistema, produciendo problemas en las válvulas de entrada y salida, al producirse burbujas de gas que obstruyen el paso del flujo de cloro.

Tabla 4. Diámetro de tubería para flujo de cloro líquido

Diámetro, pulg.	FLUJO MÁXIMO DE CLORO LÍQUIDO EN kg/d	
	Longitud < 150 m	Long. = 150 – 450 m
3/4	10 896	7 718
1	21 792	15 254
1,25	45 400	32 688
1,5	76 272	52 210

Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua* (p.251), por J.A. Romero, 2000.

2.9 Dotación

La dotación es la cantidad mínimo de agua que cada persona necesita consumir diariamente para satisfacer sus necesidades básicas, que se realiza en un día medio anual, además tomando en cuenta las pérdidas que sufre a través del sistema hasta llegar a cada habitante, se expresa en litros / habitante día.

La dotación está conformada por diferentes tipos de consumos como doméstico, públicos, industriales, comerciales y perdidas.

Tabla 5. 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: Tomado de *Código Ecuatoriano para la construcción de obras Sanitarias* (p. 66), por (CO10.7-601, 1992)

2.10 Crecimiento poblacional

El crecimiento poblacional consiste en el aumento de la población de cierto lugar en un determinado tiempo y para determinarlo existen tres métodos estadísticos tradicionales que son: el crecimiento aritmético o lineal, crecimiento geométrico y crecimiento exponencial.

Tabla 6. Vida útil sugerida para los elementos de un sistema de agua potable

COMPONENTE	VIDA UTIL (AÑOS)
Diques grandes y túneles	50 a 100
Obras de captación	25 a 50
Pozos	10 a 25
Conducciones de hierro dúctil	40 a 50
Conducciones de asbestos, cemento o PVC	20 a 30
Planta de tratamiento	30 a 40
Tanques de almacenamiento	30 a 40
Tuberías principales y secundarias de la red:	
De hierro dúctil	40 a 50
De asbesto, cemento o PVC	20 a 25
Otros materiales	Variables de acuerdo a especificaciones del fabricante.

Fuente: Adaptado de *Código Ecuatoriano de la Construcción de Obras Sanitarias* (p.41), por (CO10.7-601, 1992)

Método aritmético

Para obtener la población futura con el método aritmético se debe tener en cuenta la población actual del sitio, la proyección para cuantos años se pretende diseñar y la tasa de crecimiento poblacional obtenida por el INEN, y se expresa con la siguiente ecuación:

$$P_f = P_o * (1 + r)^n$$

Ecuación 1. Población futura (método aritmético)

Donde

P_f = Población futura

P_o = Población actual

r = Tasa de crecimiento

n = Periodo de diseño

Método exponencial

El método exponencial al igual que el método aritmético se debe tener en cuenta la población actual del sitio, la proyección para cuantos años se pretende diseñar, con la diferencia que la tasa de crecimiento poblacional se debe calcular, como se expresa en la Ecuación 3 y una vez obtenido este dato lo usamos en la Ecuación 2.

$$P_f = P_o * e^{k(T_f - T_o)}$$

Ecuación 2. Población futura (método exponencial)

Donde:

P_f = Población futura

P_o = Población actual

k = Tasa de crecimiento calculada

T_f = Tiempo futuro

T_o = Tiempo actual

n = Periodo de diseño

$$k = \frac{\ln(P_{cp}) - \ln(P_{ca})}{T_{cp} - T_{ac}}$$

Ecuación 3. Tasa de crecimiento

Donde:

P_{cp} = Población del censo posterior

P_{ca} = Población del censo anterior

T_{cp} = Año correspondiente al censo posterior

T_{ca} = Año correspondiente al censo anterior

2.11 Caudal medio diario (Qmd)

El caudal medio diario se obtiene con la población futura para un determinado tiempo de proyección, además se debe tener en cuenta cuál sería la dotación del sitio y para el cálculo se presenta la siguiente ecuación:

$$Q_{md} = \frac{\text{Población} * \text{Dotación}}{86\ 400}; [lt/s]$$

Ecuación 4. Caudal Medio Diario

2.12 Caudal máximo diario (QMD)

El caudal máximo diario es el consumo máximo que se registra durante 24 horas en el intervalo de un año y se obtiene multiplicando el caudal medio diario por un coeficiente k_1 de consumo máximo diario y para el cálculo se presenta la siguiente ecuación:

$$QMD = Q_{md} * k_1; [lt/s]$$

Ecuación 5. Caudal Máximo Diario

2.13 Caudal máximo horario (QMH)

El caudal máximo horario consiste en el consumo máximo registrado durante una hora, en un año y se obtiene multiplicando el caudal medio diario por un coeficiente k_2 de consumo máximo horario, con la siguiente ecuación:

$$QMH = Q_{md} * k_2 ; [lt/s]$$

Ecuación 6. Caudal Máximo Horario

2.14 Parámetros de diseño para la planta de tratamiento

Los parámetros a considerar se basan en los estudios de la calidad del agua, en los cuales los valores del color del agua obtenidos fueron bastante cercanos al límite máximo permisible, para lo que se consideró a criterio del diseñador realizar el diseño de una planta de tratamiento convencional con aireación, como anteriormente se lo menciono en el marco teórico este proceso constara de aireación, coagulación, floculación, sedimentación, filtración y cloración.

Con el diseño de esta planta convencional se logrará mejorar el color, olor y sabor del agua que va a ser consumida por la población del sector.

2.14.1 Tanque repartidor de caudales

El tanque repartidor de caudales tiene como finalidad almacenar cierta cantidad de agua para abastecer a la planta con lo necesario y poder trasmitirla a los aireadores, con la ayuda de una bomba sumergible.

El caudal de diseño de la planta de tratamiento para potabilizar el agua es de 7.188 l/s.

El cálculo del volumen del tanque se encuentra en función del caudal máximo diario y el tiempo de retención del flujo en el tanque.

$$V_{tanque} = Q_{máxd} * Tr$$

Ecuación 7. Volumen del tanque

Donde:

V_{tanque} = Volumen del tanque (m³)

$Q_{máxd}$ = Caudal máximo diario (m³/s)

Tr = Tiempo de retención del flujo en el tanque (s)

2.14.2 Bomba del tanque repartidor de caudales

Tubería de impulsión

El diámetro de la tubería de impulsión se debe calcular con el caudal de diseño, es decir con el caudal máximo diario en m³/s, obtenido con la Ecuación 5, además se debe tomar en cuenta las velocidades de impulsión recomendadas que varían entre 0.6 – 2 m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 * Qi}{v * \pi}}$$

Ecuación 8. Diámetro de tubería

Donde:

D = Diámetro de la tubería (m)

Qi = Caudal de diseño (m³/s)

v = Velocidad de la tubería ($v \leq 2\text{m/s}$)

Altura Estática de bombeo

La altura estática de bombeo, en este caso sería la altura total de la torre de los charoles de aireación más la altura del tanque repartidor de caudales, a lo que la bomba debe cumplir para su correcto funcionamiento.

$$H_1 = h_t + h_a$$

Ecuación 9. Altura estática de bombeo

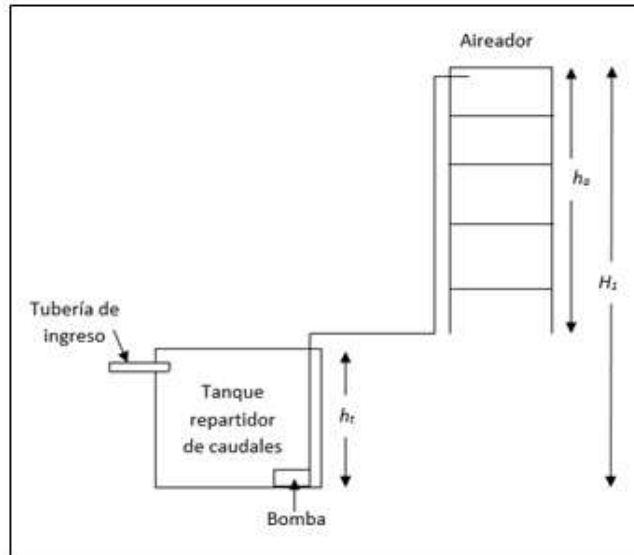
Donde:

H_1 = Altura estática de bombeo (m)

h_t = Altura del tanque (m)

h_a = Altura del aireador (m)

Figura 24. Esquema de la altura estática de bombeo



Fuente: Propia

Perdidas por fricción en la tubería

Las pérdidas por fricción en tuberías se producen al estar en contacto con la superficie de la tubería, resultando así la fricción del fluido en la tubería y por tal motivo se produzcan pérdidas.

$$h_f = 10.674 * \left(\frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.871}} \right) * L$$

Ecuación 10. *Perdidas por fricción*

Donde:

h_f = Perdidas por fricción (m)

Q = Caudal de diseño (m³/s)

C = Coeficiente de Hazen Williams

D = Diámetro de la tubería (m)

L = Longitud de la tubería (m)

Tabla 7. *Coeficiente de Hazen Williams para diferentes materiales*

Material	C	Material	C
Asbesto cemento	140	Hierro galvanizado	120
Latón	130-140	Vidrio	140
Ladrillo de saneamiento	100	Plomo	130-140
Hierro fundido nuevo	130	Plástico (PE, PVC)	140-150
Hierro fundido, 10 años de edad	107-113	Tubería lisa nueva	140
Hierro fundido, 20 años de edad	89-100	Acero nuevo	140-150
Hierro fundido, 30 años de edad	75-90	Acero	130
Hierro fundido, 40 años de edad	64-83	Acero rolado	110
Concreto	120-140	Lata	130
Cobre	130-140	Madera	120
Hierro dúctil	120	Hormigón	120-140

Fuente: Tomado de "Ingeniería Hidráulica y Ambiental" - pág. 45.
<http://scielo.sld.cu/pdf/riha/v40n3/1680-0338-riha-40-03-41.pdf>

Perdida por accesorios

El cálculo de la pérdida por accesorios se lo realizo con el método de longitud equivalente de válvulas y de otros accesorios que se pueden utilizar en la tubería como es válvula de compuerta, válvula check y codos a 90°.

$$h_{acc} = 10.674 * \left(\frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.871}} \right) * L$$

Ecuación 11. Perdida por accesorios

Donde:

Q = Caudal de diseño (m³/s)

C = Coeficiente de Hazen Williams

D = Diámetro de la tubería (m)

L = Longitud total equivalente (m)

Tabla 8. Longitudes equivalentes de válvulas y varios tipos de accesorios

Descripción	Longitud Equivalente (L/D)
Valvula de compuerta	
Completamente abierta	13
Pulp Stock	
Completamente abierta	17
Válvulas Check	
Convencional. Completamente abierta	135
Otros accesorios	
Codos estandar 90°	30

Fuente: Guía para el curso de fenómeno de transporte I, Válvulas y Accesorios, pág. 10 y 11.

Altura dinámica de bombeo

La altura dinámica de bombeo consiste en la sumatoria de la altura estática de bombeo, perdidas por fricción y perdidas por accesorios, en metros.

$$ADB = H_1 + h_f + h_{acc}$$

Ecuación 12. *Altura dinámica de bombeo*

Donde:

ADB = Altura dinámica de bombeo (m)

H_1 = Altura estática de bombeo (m)

h_f = Perdidas por fricción (m)

h_{acc} = Perdidas por accesorios (m)

Potencia de la bomba

Para la potencia de la bomba, se debe tener en cuenta el caudal de diseño, es decir con el caudal máximo diario en m³/s, obtenido con la Ecuación 5, además de la altura dinámica de bombeo, calculada con la Ecuación 12.

$$P = \frac{Q * ADB}{75 * E}$$

Ecuación 13. *Potencia dinámica de la bomba*

Donde:

P = Potencia dinámica de la bomba (Hp)

Q = Caudal de diseño (l/s)

ADB = Altura dinámica de bombeo (m)

E = Eficiencia (%)

2.14.3 Aireación

La altura dinámica de bombeo consiste en la sumatoria de la altura estática de bombeo, pérdidas por fricción y pérdidas por accesorios, en metros.

Debido a que la fuente de abastecimiento de agua cruda es de un acuífero subterráneo, es necesario la aireación de dicha agua ya que en espacios confinados puede disolverse dióxido de carbono (CO_2), sulfato de hidrógeno (H_2S) y el agua puede encontrarse ausente de oxígeno.

Esta estructura tiene como principal objetivo la remoción o mitigación de olores y gases disueltos, mediante la adición de oxígeno que mejorará el sabor del líquido, esto se logra mediante la exposición del agua al aire del ambiente.

El tipo de aireador escogido para este diseño, es el aireador de cascada, debido a su facilidad de operación y la efectividad que presenta al momento de remover olores y sabores del agua cruda.

Criterios de diseño:

- Carga hidráulica (Ch): de 550 m/d a 1800 m/d.
- Número de bandejas: de 3 a 6 bandejas.
- Altura total del aireador: de 1.20 m a 3.00 m.
- Diámetros de orificios de distribución: de 5 mm a 12 mm.
- Separación entre orificios: de 2.5 cm a 7.5 cm.
- Profundidad de agua en la bandeja: 15 cm.
- Separación entre bandejas: de 30 cm a 75 cm.
- Eficiencia de remoción de CO_2 : del 30% al 60%. (Romero, 2000)

El primer paso es determinar el área de las bandejas o charoles, estas están en función del caudal máximo diario y la carga hidráulica asumida. Esta carga hidráulica remendada se encuentra en metros por día, por lo que será necesario transformarlo a

metros por segundo y así obtener el área de las bandejas en metros cuadrados.

$$Ab = \frac{QMD}{C_h * 1.16 * 10^{-5}}$$

Ecuación 14. Área de las bandejas

Donde:

Ab = Área de las bandejas (m^2)

QMD = Caudal máximo diario (m^3/s)

C_h = Carga hidráulica (m/d)

Tiempo de exposición

El tiempo de exposición del agua que pasara a través de las bandejas o charolas de aireación, para lo cual se necesita determinar el número de charolas que se va a usar y la altura total de la torre de aireación. Esta exposición al aire del agua en segundos, esta función de la altura total de aireación en metros, el número de bandejas y la gravedad en metros por segundo al cuadrado.

$$t = \sqrt{\frac{2 * H * n}{g}}$$

Ecuación 15. Tiempo de exposición

Donde:

t = Tiempo de exposición (seg)

H = Altura total de aireación (m)

n = Número de bandejas

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

2.14.4 Coagulación o Mezcla rápida

Dentro de esta estructura se da la mezcla entre el agua cruda con un coagulante, el cual tiene como objetivo la unión entre partículas sedimentables. Para la realización de este diseño se optó por un vertedero rectangular de mezcla rápida, su funcionamiento es debido a la inserción de coagulante en la zona de mezcla en la salida del agua del vertedero, de esta manera asegurar una correcta distribución del coagulante dentro del agua. Cabe recalcar que este tipo de mezclador rápido toma en cuenta canales a superficie libre sin contracciones laterales y el agua sobre el

vertedero será en caída libre.

La distancia de la aplicación del coagulante se realizará a una distancia L_m desde el vertedero, esto es debido a que en esa sección el agua al caer genera dos tipos de corrientes, una principal que avanza en sentido del flujo (aguas abajo) y otra secundaria que retorna hacia el vertedero lo que genera una mezcla del líquido con el coagulante.

La determinación de la carga hidráulica sobre el vertedero, se realiza mediante la utilización de la fórmula para el cálculo del caudal para vertederos de pared delgada:

$$Q = \frac{2}{3} * \sqrt{2g} C_D B H^{3/2}$$

Ecuación 16. Caudal

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

C_D = Coeficiente de descarga

B = Ancho del vertedero (m)

H = Carga hidráulica sobre vertedero (m)

Para el cálculo del coeficiente de descarga, se utiliza la fórmula de Bazin ampliada por Hégly, esta fórmula varía si el vertedero es con contracciones o sin contracciones, para este caso de diseño es un vertedero sin contracciones, ya que este tipo de mezclador rápido, según Ritcher en el libro de Romero es sin contracciones laterales.

$$C_D = \left[0.6075 + \frac{0.00405}{H} \right] \left[1 + 0.55 \left(\frac{H}{H + P} \right)^2 \right]$$

Ecuación 17. Coeficiente de descarga

Donde:

C_D = Coeficiente de descarga

P = Altura del vertedero (m)

H = Carga hidráulica sobre vertedero (m)

Mediante un proceso de iteración se determina el valor de la carga hidráulica, se realiza el reemplazo de la fórmula del coeficiente de descarga en la fórmula del caudal,

en ese sentido se reemplaza el valor de la carga hidráulica hasta obtener un valor igual o muy cercano del caudal máximo diario, el cual es el caudal de diseño de esta estructura. Por lo tanto, la fórmula para realizar las iteraciones será:

$$Q = \frac{2}{3} * \sqrt{2g} \left[0.6075 + \frac{0.00405}{H} \right] \left[1 + 0.55 \left(\frac{H}{H + P} \right)^2 \right] BH^{3/2}$$

Ecuación 18. Coeficiente de descarga en el caudal

Para la determinación de la sección del canal a superficie libre, se determina mediante la iteración de valores de las dimensiones. Para esto, una vez asumidas las dimensiones se determina el perímetro mojado, área mojada, radio hidráulico, coeficiente de Chezy, se asume un valor de la pendiente del fondo del canal y finalmente se determina el valor de la velocidad de flujo. Esta velocidad de flujo para un canal de concreto de hormigón $f'c = 210\text{Kg/cm}^2$, se deberá encontrar dentro del rango expresado: $V_{\min} = 0.6 \text{ m/s}$, para evitar sedimentación en el canal y hasta $V_{\max} = 6.60 \text{ m/s}$, para evitar la erosión en el hormigón. (Blázquez, 2008)

$$X = b + 2h$$

Ecuación 19. Perímetro mojado

Donde:

X = Perímetro mojado (m)

b = ancho del canal (m)

h = altura de flujo (m)

$$A = b * h$$

Ecuación 20. Área de flujo

Donde:

A = Área de flujo (m²)

b = ancho del canal (m)

h = altura de flujo (m)

$$R = \frac{A}{X}$$

Ecuación 21. Radio hidráulico del flujo

Donde:

R = Radio hidráulico de flujo (m)

A = Área de flujo (m²)

X = Perímetro mojado (m)

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

Ecuación 22. Coeficiente de Chezy

Donde:

C = Coeficiente de Chezy

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

R = Radio hidráulico de flujo (m)

$$V = C\sqrt{Ri}$$

Ecuación 23. Velocidad media de flujo

Donde:

V = Velocidad media de flujo (m/s)

C = Coeficiente de Chezy

R = Radio hidráulico de flujo (m)

i = Pendiente del fondo del canal (m/m)

El cálculo de la longitud m (L_m) está en función de la altura del vertedero y la carga superficial sobre el vertedero:

$$L_m = 1.45P^{0.54}H^{0.46}$$

Ecuación 24. Longitud entre el vertedero y caída del chorro

Donde:

P = Altura del vertedero (m)

H = Carga hidráulica sobre vertedero (m)

Para la determinación del caudal unitario, se utiliza el caudal máximo diario y el ancho del canal (b):

$$q = \frac{Q_{\text{máx}}}{b}$$

Ecuación 25. Caudal unitario

Donde:

$Q_{máxd}$ = Caudal máximo diario (m³/s)

b = Ancho del canal (m)

Se determina la profundidad crítica de flujo en la zona del resalto hidráulico, esta profundidad está en función del caudal unitario y la aceleración de la gravedad:

$$h_{cr} = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3}$$

Ecuación 26. Profundidad crítica

Donde:

h_{cr} = Profundidad crítica de flujo (m)

q = Caudal unitario (m³/s/m)

g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

Se determina la carga de velocidad en la zona cercana al vertedero, esta carga de velocidad está en función de la velocidad media de flujo y de la aceleración de la gravedad:

$$H_v = \frac{\left(\frac{Q_{maxd}}{A_{flujo}} \right)^2}{2g}$$

Ecuación 27. Carga de velocidad

Donde:

H_v = Carga de velocidad (m)

V = Velocidad media de flujo (m³/s/m)

g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

La determinación de la energía total en el vertedero, se determina mediante la fórmula presentada a continuación, la cual está en función de: la altura del vertedero, la carga hidráulica previamente mencionada y la carga de velocidad.

$$E_o = P + H + H_v$$

Ecuación 28. Energía total

Donde:

E_o = Energía total (m)

P = Altura del vertedero (m)

H = Carga hidráulica (m)

H_v = Carga de velocidad (m)

El cálculo de la profundidad contraída se la realiza mediante iteraciones, utilizando la fórmula para determinar la energía total, esta fórmula está en función de la profundidad contraída y el caudal unitario. Se reemplazará el valor de la energía total calculada anteriormente y se iterará el valor de la profundidad contraída, hasta lograr un valor igual o muy aproximado de la energía.

$$E_o = hc \frac{q^2}{2ghc0.95^2}$$

Ecuación 29. Energía total teórica

Donde:

E_o = Energía total teórica (m)

hc = Profundidad contraída (m)

q = Caudal unitario (m)

g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

El valor de la profundidad contraída es asumido como el valor de la primera profundidad conjugada, por lo tanto:

$$hc = h'$$

El valor de la segunda profundidad conjugada está en función de la primera profundidad conjugada y la profundidad crítica:

$$h'' = \frac{h'}{2} \sqrt{1 + 8 \left(\frac{hcr}{h'} \right)^3} - 1$$

Ecuación 30. Segunda profundidad conjugada

Donde:

h'' = Segunda profundidad conjugada (m)

hcr = Profundidad crítica (m)

Estas profundidades conjugadas sirven para determinar la longitud de resalto, se aplica tres fórmulas para determinar la longitud de resalto. La longitud de resalto escogida será la mayor.

$$LR1 = 2.5(1.9h'' - h')$$

$$LR2 = 5(h'' - h')$$

$$LR3 = 4.5h''$$

Ecuación 31. Longitudes de resalto

Donde:

$LR_{1,2,3}$ = Longitud de resalto (m)

h' = Primera profundidad conjugada (m)

h'' = Segunda profundidad conjugada (m)

2.14.5 Floculación

Esta estructura tiene como función principal permitir la formación de flóculos, estos se crean por la adición de coagulante en la fase anterior.

Criterios de diseño:

- Tiempos de retención con valores entre: 15 min a 60 min
- Separación mínima entre tabiques o baffles = 0.45 m

Tabla 9. Parámetro de diseño para el floculador

PARÁMETROS DE DISEÑO FLOCULADOR HIDRÁULICO DE FLUJO HORIZONTAL					
Autores y Entidades	G Gradiente [s ⁻¹]	Gt Número de Camp	t Tiempo Retención [min]	v Velocidad Flujo [m/s]	h Pérdida de Energía [m]
Smethurst	20-100	20000-150000	10-60	0,15-0,5	0,15-0,6
Arboleda	10-100	-	15-20	0,10-0,60	-
Insfopal	-	-	15-60	0,15-0,45	-
Hardenbergh y Rodie	-	-	20-50	0,15-0,45	-
Fair y Geyer	-	-	10-90	0,1-0,9	0,3-0,9
AWWA	5-100	30000-150000	10-60	0,09-0,30	-
RAS 2000	20-70	-	20-30	0,2-0,6	-

Fuente. Romero Rojas, Jairo Alberto. Purificación del Agua. Bogotá 2000. P.91-94.
Fuente. Ministerio de desarrollo Económico. Reglamento Técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000. Bogotá. 2000. P. C.46-47

Fuente: Adaptado de (Cárdenas, 2017)

La primera dimensión calculada para esta estructura es la longitud de recorrido,

esta se encuentra en función de la velocidad de flujo dentro del tanque (adoptado de los criterios de diseño) y el tiempo de retención del tanque (adoptado de los criterios de diseño).

$$L r = V t * T r$$

Ecuación 32. Longitud de recorrido del flujo en el tanque

Donde:

$L r$ = Longitud de recorrido del flujo en el tanque (m)

$V t$ = Velocidad de flujo dentro del tanque (m)

$T r$ = Tiempo de retención del flujo en el tanque (s)

Las áreas transversales de los canales están en función del caudal máximo diario y la velocidad de flujo dentro del tanque.

$$A = \frac{Q_{máxd}}{V t}$$

Ecuación 33. Área transversal de flujo en los canales.

Donde:

A = Área transversal de flujo en los canales (m²)

$Q_{máxd}$ = Caudal máximo diario (m³/s)

$V t$ = Velocidad de flujo dentro del tanque (m/s)

La profundidad de flujo dentro del canal está en función del área transversal de flujo y la separación entre tabiques o baffles (valor adoptado de los criterios de diseño).

$$h = \frac{A}{S b}$$

Ecuación 34. Profundidad de flujo en los canales

Donde:

h = Profundidad de flujo en los canales (m)

A = Área transversal de flujo (m²)

$S b$ = Separación entre baffles (m)

La altura total de la estructura de floculación estará en función de la profundidad de flujo y el borde libre adoptado para evitar el derrame del líquido que se encuentra

dentro de los canales.

$$H = h + t$$

Ecuación 35. *Altura total de la estructura*

Donde:

H = Altura total de la estructura (m)

h = Profundidad de flujo en los canales (m)

t = Borde libre (m)

El valor de la distancia entre la pared del tanque y los baffles está en función de la separación adoptada entre los baffles.

$$St = 1.5Sb$$

Ecuación 36. *Distancia entre la pared del tanque y el baffle*

Donde:

St = Distancia entre la pared del tanque y el baffle (m)

Sb = Separación entre baffles (m)

El valor de la longitud de los baffles está en función del ancho del tanque de floculación, el cual es asumido.

$$Lb = B - St$$

Ecuación 37. *Longitud de baffles*

Donde:

Lb = Longitud de baffles (m)

B = Ancho del tanque de floculación (m)

St = Distancia entre la pared del tanque y el baffle (m)

La determinación de la longitud del tanque de floculación está en función del espesor del baffle (asumido) y el número de canales. Este último se encuentra determinado por la longitud de recorrido y la longitud del baffle.

$$N = \frac{Lr}{Lb}$$

Ecuación 38. Número de baffles

Donde:

N = Número de baffles (u)

L_r = Longitud de recorrido (m)

L_b = Longitud de baffles (m)

$$L = NSb + [(N + 1)eb]$$

Ecuación 39. Longitud de baffle

Donde:

L = Longitud del baffle (m)

N = Número de baffles (u)

S_b = Separación entre baffles (m)

eb = Espesor del baffle (m)

2.14.6 Desarenador

Esta estructura tiene como objetivo remover las partículas que provienen de la captación, esto con el fin de evitar la presencia de partículas en el líquido entregado a las personas, de igual forma pretende evitar obstrucciones o abrasiones en la tubería de conducción. La función principal de esta estructura es clarificar el agua y su operación tiene lugar gracias a la fuerza de la gravedad.

El asentamiento de las partículas o flóculos es debido al peso de las partículas de arena o arcilla, esto genera un vector inclinado hacia abajo que consta de la velocidad del flujo y la velocidad de asentamiento. En consecuencia, las partículas llegarán al fondo de la estructura. Esto indica que al existir partículas que pudieran presentar velocidades de sedimentación menores a la calculada, podrían atravesar el desarenador sin sedimentarse.

Criterios de diseño:

- El periodo de diseño recomendado en el libro “Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores” de la Organización Panamericana de la Salud, Lima 2005, es de 8 a 16 años, sin embargo, el caudal máximo diario, con el cual fueron diseñados los diferentes elementos de la planta de tratamiento toma en cuenta un periodo de diseño de toda la planta de 30 años.

- El número mínimo de unidades de desarenadoras, recomendado por esta organización es 2, debido a la necesidad de mantenimiento y limpieza de esta estructura.
- Esta estructura debería tener una operación de 24 horas al día.
- En cuanto a los tiempos de retención (T_r), se recomienda de 2 a 6 horas.
- La profundidad del desarenador será de 1.5 m a 2.5 m.
- La relación entre las dimensiones de longitud (L) y ancho (B) del desarenador será: $L/B = 3$ a 6 .
- La pendiente existente en el fondo de la estructura no debe tener pendientes menores a 5% ni superiores a 10%, esto para permitir el deslizamiento de los sedimentos asentados.
- En los orificios de la pantalla deflectora, la velocidad de flujo a través de estos no debe tener una velocidad mayor a 0.15 m/s, ya que velocidades mayores a la recomendada pueden generar turbulencias en la zona de sedimentación.
- La purga o desalojo de lodos debe hacerse en el primer tercio de la longitud de la estructura, esto debido a que aproximadamente el 80% del volumen total de los lodos se deposita en esa zona.
- La ubicación de la pantalla deflectora debería ubicarse entre 0.70 m a 1.00 m a partir de la zona de entrada. (OPS, 2005)

El valor del caudal de diseño para esta estructura tendrá un incremento del 20% debido al tiempo que necesita la misma para realizar la sedimentación, por lo que el caudal máximo diario será mayorado con un factor de 1.2, teniendo así:

$$Q_d = Q_{máxd} * k$$

Ecuación 40. Caudal de diseño para desarenador

Donde:

Q_d = Caudal de diseño (m³/s)

$Q_{máxd}$ = Caudal máximo diario (m³/s)

k = Factor de mayoración

Un dato importante e influyente en la sedimentación de las partículas es la viscosidad del agua, ya que esta varía según la temperatura ambiente. Para este diseño el valor de la temperatura adoptado será el menor, ya que esto significa una

velocidad de sedimentación menor.

El cálculo de la viscosidad del agua a cierta temperatura se determina partiendo de la viscosidad dinámica del agua a una temperatura de 10°C.

$$\vartheta = \vartheta_{T10^{\circ}C} \left(\frac{33.33}{23.3 + T^{\circ}C} \right)$$

Ecuación 41. Viscosidad del agua

Donde:

ϑ = Viscosidad del agua (cm²/s)

$\vartheta_{T10^{\circ}C}$ = Viscosidad del agua a 10°C (°C)

T = Temperatura (°C)

$$V_s = \frac{D^2 * (\rho_s - \rho_w) * g}{18 * \vartheta}$$

Ecuación 42. Velocidad de sedimentación

Donde:

V_s = Velocidad de sedimentación (cm/s)

D = Diámetro de la partícula (cm)

ρ_s = Densidad de partículas (g/cm³)

ρ_w = Densidad del agua (g/cm³)

g = Aceleración de la gravedad (cm/s²)

ϑ = Viscosidad del agua (cm²/s)

El valor del número de Reynolds sirve para determinar si el régimen de flujo está dentro de la zona de transición, el número de Reynolds está en función de la velocidad de sedimentación, el diámetro de la partícula y la viscosidad del agua. (OPS, 2005)

$$Re = \frac{V_s * D}{\vartheta}$$

Ecuación 43. Número de Reynolds

Donde:

Re = Número de Reynolds

V_s = Velocidad de sedimentación (cm/s)

D = Diámetro de la partícula (cm)

ϑ = Viscosidad del agua (cm²/s)

El valor del tiempo de sedimentación está en función de la altura adoptada del tanque sedimentador y la velocidad de sedimentación.

$$T_s = \frac{H * 100}{V_s}$$

Ecuación 44. *Tiempo de sedimentación*

Donde:

T_s = Tiempo de sedimentación (s)

H = Altura del tanque sedimentador (m)

V_s = Velocidad de sedimentación (cm/s)

El valor del volumen del tanque sedimentador se determina teniendo en cuenta un tiempo de retención (asumido de los criterios de diseño) y el caudal de diseño para la estructura.

$$Vol = Qd * Tr$$

Ecuación 45. *Volumen del tanque sedimentador*

Donde:

Vol = Volumen del tanque sedimentador (m³)

Qd = Caudal de diseño (m³/s)

Tr = Tiempo de retención (s)

El valor del tanque sedimentador sirve para por medio de iteraciones determinar los valores de las diferentes dimensiones del tanque, estas son la altura del tanque (H), el ancho del tanque (B) y la longitud del tanque (L). Respetando la relación L/B, la cual deberá mantenerse entre valores de 3 a 6, esto debido a que el tanque necesita de una dimensión de longitud mayor para permitir la sedimentación.

En la entrada a la estructura desarenadora es necesario la presencia de un vertedero de excesos, ya que este permitirá evacuar el caudal excedente que pueda llegar hasta la estructura. Para la determinación de la carga hidráulica que esta sobre dicho vertedero se utiliza la fórmula del caudal en un vertedero, el cual está en función de la longitud efectiva del vertedero es asumida y el coeficiente de descarga.

$$Qd = C * Le * Hve^{3/2}$$

$$Hve = \left(\frac{Qd}{1.84 * Le} \right)^{2/3}$$

Ecuación 46. Carga hidráulica en vertedero de excesos

Donde:

H_{ve} = Carga hidráulica en vertedero de excesos (m)

Qd = Caudal de diseño (m³/s)

Le = Longitud de la zona de entrada (m)

En la zona de entrada a cierta distancia se encuentra una pantalla deflectora, la cual permite una mejor distribución del caudal dentro de la zona de sedimentación. Esto debido a que mitiga los efectos de turbulencia del flujo, mediante la repartición del caudal por orificios. La velocidad a través de estos orificios será asumida (según lo indican los criterios de diseño), de la misma forma el área de los orificios será asumido y así obtener el área de cada orificio de la pantalla deflectora.

En este sentido, una vez determinado el área del orificio se procederá en el cálculo del número de orificios necesarios en la pantalla. Finalmente se realiza la distribución de estos orificios. Cabe mencionar que el área bruta de la pantalla deflectora cubre las dimensiones del tanque sedimentador, tanto en alto como ancho.

$$A_e = \frac{Qd}{V_o}$$

Ecuación 47. Área total de orificio

Donde:

A_e = Área total de orificios (m²)

Qd = Caudal de diseño (m³/s)

V_o = Velocidad de flujo en orificios (m/s)

$$A_o = \pi \frac{D_o^2}{4}$$

Ecuación 48. Área de orificio

Donde:

A_o = Área de orificio (m²)

D_o = Diámetro de orificio (m)

$$\#orificios = \frac{A_e}{A_o}$$

Ecuación 49. Número de orificios

Donde:

$\#orificios$ = Número de orificios en la pantalla deflectora (m2)

A_e = Área total de orificios (m2)

A_o = Área de orificio (m2)

En la zona de entrada de la estructura el ancho será igual al valor del ancho total del tanque sedimentador dividido para dos, mientras que la profundidad tendrá un valor igual a un tercio de la profundidad total del tanque.

$$be = \frac{B}{2}$$

Ecuación 50. Ancho de la zona de entrada

Donde:

be = Ancho de la zona de entrada (m)

B = Ancho del tanque sedimentador (m)

$$he = \frac{H}{3}$$

Ecuación 51. Profundidad de la zona de entrada

Donde:

he = Profundidad de la zona de entrada (m)

H = Profundidad del tanque sedimentador (m)

$$A_{be} = be * he$$

Ecuación 52. Área bruta de zona de entrada

Donde:

A_{be} = Área bruta de zona de entrada (m2)

be = Ancho de la zona de entrada (m)

he = Profundidad de la zona de entrada (m)

En la zona de salida de la estructura el ancho será igual al valor del ancho total del tanque sedimentador, mientras que la profundidad tendrá un valor igual a un tercio de la profundidad total del tanque.

$$bs = B$$

Donde:

bs = Ancho de la zona de salida (m)

B = Ancho del tanque sedimentador (m)

$$hs = \frac{H}{3}$$

Ecuación 53. Profundidad de la zona de salida

Donde:

hs = Profundidad de la zona de salida (m)

H = Profundidad del tanque sedimentador (m)

$$Abs = bs * hs$$

Ecuación 54. Área bruta de zona de salida

Donde:

Abs = Área bruta de zona de salida (m²)

bs = Ancho de la zona de salida (m)

hs = Profundidad de la zona de salida (m)

Se determina la longitud de salida, mediante la utilización de la fórmula del caudal sobre un vertedero. En la siguiente fórmula se determina la carga hidráulica.

$$Hvs = \left(\frac{Qd}{1.84 * B} \right)^{2/3}$$

Ecuación 55. Carga hidráulica en vertedero de salida

Donde:

Hvs = Carga hidráulica en vertedero de salida (m)

Qd = Caudal de diseño (m³/s)

B = Ancho del tanque sedimentador (m)

$$Ls = 15Hvs$$

Ecuación 56. Longitud de zona de salida

Donde:

Ls = Longitud de zona de salida (m)

Hvs = Carga hidráulica en vertedero de salida (m)

La zona de lodos es la responsable de almacenar las partículas sedimentables, esta consta de dos sectores y cada sector cuenta con una profundidad y pendiente distinta. Esto debido a la porción de longitud del tanque asignada a cada sector y así permitir la recolección de lodos y posterior evacuación. Las inclinaciones presentes en esta sección no deberán ser menores al 5% ni mayores al 10%.

$$Lt = Lpd + L + Ls$$

Ecuación 57. Longitud total del tanque

Donde:

Lt = Longitud total del tanque (m)

Lpd = Longitud desde zona de entrada hasta pantalla deflectora (m)

L = Longitud de tanque sedimentador (m)

Ls = Longitud de zona de salida (m)

$$L1 = \frac{1}{3} Lt$$

$$L2 = \frac{2}{3} Lt$$

Ecuación 58. Longitudes de las secciones de la zona de lodos

Donde:

$L1$ = Longitud de la primera sección de la zona de lodos (m)

$L2$ = Longitud de la segunda sección de la zona de lodos (m)

Lt = Longitud total del tanque (m)

Para la evacuación de la zona de lodos y una evacuación total del líquido presente en la estructura es necesario determinar el área de la totalidad del tanque y así calcular el volumen total. Con este valor y un tiempo de desagüe asumido se determina el caudal que evacuará tanto el líquido como los lodos de esta estructura. En este sentido asumiendo una velocidad de desagüe dentro de la tubería PVC se determina el área del tubo y posteriormente el diámetro, finalmente el diámetro asumido será un diámetro existente en los catálogos de tubería de PVC.

$$Vt = At * B$$

Ecuación 59. Volumen total de la estructura desarenadora

Donde:

V_t = Volumen total de la estructura desarenadora (m³)

A_t = Área total de la estructura desarenadora (m²)

B = Ancho del tanque (m)

$$Q_e = V_t * t_e$$

Ecuación 60. Caudal de evacuación o desagüe del desarenador

Donde:

Q_e = Caudal de evacuación o desagüe (m³/s)

V_t = Volumen total de la estructura desarenadora (m³)

t_e = Tiempo de evacuación o desagüe (s)

$$A_e = \frac{Q_e}{V_e}$$

Ecuación 61. Área de tubería de evacuación o desagüe

Donde:

A_e = Área de tubería de evacuación o desagüe (m²)

Q_e = Caudal de evacuación o desagüe (m³/s)

V_e = Velocidad de evacuación o desagüe (m/s)

$$D_e = \sqrt{\frac{A_e * \pi}{4}}$$

Ecuación 62. Diámetro de tubería de evacuación o desagüe

Donde:

D_e = Diámetro de tubería de evacuación o desagüe (m)

A_e = Área de tubería de evacuación o desagüe (m²)

2.14.7 Filtración rápida

Esta estructura es la encargada de retener aquellas partículas que no se han sedimentado en el desarenador. El número de capas filtrantes no debe ser menor a 2, sin embargo, se puede calcular en número de capas filtrantes. Dicha fórmula se encuentra en función del caudal máximo diario en metros cúbicos por día.

$$N = 0.044\sqrt{Q_{\text{máxd}}}$$

Ecuación 63. Número de capas filtrantes

Donde:

N = Número de capas filtrantes (u)

$Q_{\text{máxd}}$ = Caudal máximo diario (m³/d)

La relación entre el largo y alto de esta estructura se encuentra de la siguiente manera: H/L = de 3 a 6. Para el presente diseño el valor de esta relación se asume de 3, por lo tanto:

$$\frac{H}{L} = 3 \quad \therefore \quad H = 3L$$

Donde:

H = Altura de la estructura (m)

L = Longitud de la estructura (m)

La distribución de las capas filtrantes para una filtración rápida, tal como se muestra en la teoría de este diseño, será la arena y la grava. El espesor de estas capas tal como lo recomienda Romero será para la arena de 60 cm a 75 cm y para la grava tendrá un espesor de 15 cm a 45 cm. Para la zona de drenaje del agua filtrada se recomienda un espesor de 25 cm.

En cuanto al diseño de las diferentes tuberías que componen esta estructura se utiliza las velocidades de flujo en tuberías recomendadas por el autor.

Tabla 10. Velocidades de diseño para tuberías de filtros

Tubería	Velocidad m/s
Afluente	0.3 - 1.2
Efluente	0.9 - 1.8
Agua de lavado	1.5 - 3.0
Drenaje agua de lavado	0.9 - 2.4
Drenaje agua filtrada	1.8 - 3.6

Fuente: Adaptado de *Potabilización del agua*, por J.A. Romero, 2000.

2.14.8 Cloración

El cálculo del volumen del tanque de cloración, estará en función del caudal máximo diario y el tiempo de retención (recomendado de 15 minutos a 30 minutos), este tiempo es el que necesitaría el tanque para realizar la distribución del cloro dentro del tanque y consecuentemente la desinfección del agua. (Conagua, 2007)

$$V_{tc} = Q_{máxd} * Tr$$

Ecuación 64. Volumen del tanque de cloración

Donde:

V_{tc} = Volumen del tanque de cloración (m)

$Q_{máxd}$ = Caudal máximo diario (m)

Tr = Tiempo de retención (s)

El tirante hidráulico recomendado en la CONAGUA es de 1.00 m a 1.20 m, por lo que una vez asumida una altura de tirante de agua y sumado el borde libre se tiene la altura del tanque. A partir de este último cálculo se determinan los valores del ancho y del largo de la estructura. Estos últimos valores respetan una relación que va de: L/B = 6 a 10. Esto para permitir la mezcla del cloro con el agua, en este diseño se toma en cuenta una relación de 6, por lo tanto:

$$\frac{L_{tc}}{B_{tc}} = 6 \quad \therefore \quad L_{tc} = 6B_{tc}$$

Ecuación 65. Longitud del tanque de cloración

Donde:

L_{tc} = Longitud del tanque de cloración (m)

B_{tc} = Ancho del tanque de cloración (m)

Tabla 11. Dosis de cloro aplicadas en plantas potabilizadoras

Compuesto de cloro	Dosis (mg/L)
Cloro gas	1 a 16
Hipoclorito de sodio	0.2 a 2
Hipoclorito de calcio	0.5 a 5

Fuente: Adaptado de *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*, pág. 120 (Conagua, 2007)

2.14.9 Tanque de almacenamiento

Para obtener el volumen total del tanque se debe considerar el volumen de regulación, volumen de incendios y el volumen de emergencia dependiendo el número de habitantes, ya que, si los habitantes son menores a los 5 000, no se considera el caudal de emergencia ni el caudal de incendios según la SENAGUA.

“La capacidad del almacenamiento será del 50% del volumen medio diario futuro en ningún caso, el volumen de almacenamiento será inferior a 10 m³.” (CO10.7-601, 1992)

El volumen de regulación está en función del caudal medio diario y un factor de reducción del 50%, teniendo así:

$$V_r = 0.5 * qmd * 86.4$$

Ecuación 66. Volumen de regulación

Donde:

V_r = Volumen de regulación (m³)

qmd = Caudal medio diario (m³/s)

$$V_{total} = V_r + V_{inc.} + V_{emerg.}$$

Ecuación 67. Volumen total de un tanque de almacenamiento

Donde:

$V_{inc.}$ = Volumen de incendios (m³)

$V_{emerg.}$ = Volumen de incendios (m³)

CAPÍTULO III

LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN

3.1 Estudio de la calidad del agua

Las muestras para el estudio de la calidad del agua fueron tomadas el 21 de mayo del 2019 a las 10:00 am, en la hacienda Tambillo Alto en el barrio La Merced, identificando el sitio del muestreo y el tipo de fuente.

Se tomaron cuatro muestras para el análisis físico-químico y microbiológico, en el laboratorio de control de calidad de agua, en la empresa pública municipal de agua potable y alcantarillado del Cantón Mejía.

Los resultados del estudio de la calidad de agua, fue entregado el 27 de mayo del 2019, es decir a los seis días de haber sido tomadas las muestras “in situ”, obteniendo así los resultados en los que se puede apreciar los parámetros analizados, metodología utilizada, las unidades, el valor obtenido y el límite máximo permisible.

Obteniendo en el parámetro de color un valor de catorce con un límite máximo permisible de quince a lo que claramente se puede apreciar que se encuentra casi en el límite, por tal motivo se plantea diseñar un coagulador y floculador para mejor este parámetro.¹

Tabla 12. *Temperatura del agua obtenida “in situ”*

FUENTE	UNIDAD	VALOR OBTENIDO
CAPTACIÓN DE LA VERTIENTE	°C	12.6
SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN	°C	13

Fuente: Adaptado de *Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado del Cantón Mejía.*

Tabla 13. *Estudio de la calidad del agua*

¹ Documentos originales en anexo 1

Parámetros físicos - químicos del agua de la vertiente				
PARÁMETROS ANALIZADOS	METODOLOGÍA DE REFERENCIA	UNIDAD	VALOR OBTENIDO	LIMITE MÁXIMO PERMISIBLE
CARACTERÍSTICAS FÍSICAS				
COLOR	Standard Methods Ed. 22. 2012, 2120-C	Pt - Co	14	15
TURBIDEZ	Standard Methods Ed. 22. 2012, 2130 y 2130-B	NTU	1.12	5
POTENCIAL HIDROGENO	Standard Methods Ed. 22. 2012, 4500-H* B	Ph	7.69	6 a 9*
CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	Standard Methods Ed. 22. 2012, 2510-B	Us/cm	191.2	NE
CARACTERÍSTICAS INORGÁNICAS				
COLOR LIBRE RESIDUAL	Standard Methods Ed. 22. 2012, 4500-CIG	mg/l	0	0.3 a 1.5
FOSFATOS	Standard Methods Ed. 22. 2012, 4500-P E	mg/l	0.16	NE
MANGANESO	Standard Methods Ed. 22. 2012, 4500-P E	mg/l	<0.002	0.1*
MERCURIO	Standard Methods Ed. 22. 2012, 4500-P E	mg/l	0	0.006
CARACTERÍSTICAS MICROBIOLÓGICAS				
COLIFORMES TOTALES	Standard Methods Ed. 22. 2012, APHA 9222 B	UFC/100 ml	1.5	<1*
COLIFORMES FECALES	Standard Methods Ed. 22. 2012, APHA 9222 B	UFC/100 ml	<1**	<1**

Fuente: Adaptado de *Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado del Cantón Mejía*.

CAPÍTULO IV

CALCULOS Y RESULTADOS

4.1 Diseño hidráulico de la planta de tratamiento

4.1.1 Población futura

El cálculo de la población futura se realiza por el método aritmético y el método exponencial.

Al momento de calcular la población futura por el método geométrico se toma en cuenta una población actual de 1 532 habitantes, una tasa de crecimiento del 1.05 % según el INEC (2001 – 2010), en un periodo de 30 años.

Según la ecuación 1 se obtuvo:

$$P_{f(2051)} = 1\,532 \text{ hab} * (1 + 1.05\%)^{30}$$

$$P_f = 2\,096 \text{ hab.}$$

Para obtener la población futura mediante el método exponencial, se calcula la tasa de crecimiento con datos reales de anteriores censos del sector, a lo que se obtiene una tasa de crecimiento de 0.0262 y una población futura de 2 588 habitantes.

Tabla 14. Población de Tambillo según censos realizados anteriormente.

Año	Población	K
1950	2312	
		0.0078
1962	2540	
		0.0300
1974	3642	
		0.0396
1982	4998	
		0.0220
1990	5960	
		0.0089
2001	6571	
		0.0262
2010	8319	

Fuente: Propia

Cálculo del coeficiente k, según la ecuación 3:

$$k = \frac{\ln(6\,571) - \ln(8\,319)}{2001 - 2010}$$

$$k = 0.026$$

Una vez obtenido el valor del coeficiente k, en base a los datos obtenidos de

censos pasados, para obtener la población futura proyectada para 30 años recomendado por la norma, según la ecuación 2:

$$P_f = 1\,532 * e^{0.0262*(2051-2021)}$$

$$P_f = 3\,363 \text{ hab.}$$

Finalmente, se realiza la comparación de la población futura obtenida según cada método, a lo que se opta por usar una población de 3 363 habitantes, obtenidos mediante el método exponencial, que es uno de los más recomendados a usar.

Tabla 15. Población futura obtenida.

Población futura		
Año	Método Geométrico	Método Exponencial
2021	1532	1532
2026	1614	1747
2031	1701	1991
2036	1792	2270
2041	1888	2588
2046	1989	2950
2051	2096	3363
2056	2208	

Fuente: Propia

Figura 25. Gráfico del crecimiento poblacional



Fuente: Propia

4.1.2 Caudal medio diario (Qmd)

Para el cálculo del caudal medio diario, se usa la población futura obtenida con el método exponencial obtenido anteriormente. Según la ecuación 4 obtenemos el valor del caudal medio diario:

$$Q_{md} = \frac{3\,363 \text{ hab} * 160}{86\,400}; [lt/s]$$

$$Q_{md} = 6.23 \text{ lt/s}$$

4.1.3 Caudal máximo diario (QMD)

Según la ecuación 5 se obtiene:

$$QMD = 6.23 \text{ lt/s} * 1.25$$

$$QMD = 7.78 \text{ lt/s}$$

4.1.4 Caudal máximo horario (QMH)

Según la ecuación 6 se obtiene:

$$QMH = 6.23 \text{ lt/s} * 2.3$$

$$QMH = 14.32 \text{ lt/s}$$

4.1.5 Tanque repartidor de caudales

Según la ecuación 7 se obtiene el volumen del tanque repartidor de caudales, con un tiempo de retención de 20 minutos.

$$Vol_{Tanque} = (0.00778 m^3/s) * (1200 s)$$

$$Vol_{Tanque} = 9.34 m^3$$

Dimensiones del tanque	
L (m)	2,50
H (m)	1,50 (20 cm más de borde libre)
B (m)	2,9
Vol (m ³)	10,88

Según la ecuación 8 se obtiene el diámetro de la tubería, asumiendo una velocidad de impulsión de 1.5 m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 * (0.007188 \text{ m}^3/\text{s})}{(1.5\text{m/s}) * \pi}}$$

$$D = 0.081 \text{ m}$$

Se asume un diámetro de 0.090 m.

$$0.090 \text{ m} = \sqrt{\frac{4 * (0.007188 \text{ m}^3/\text{s})}{v * \pi}}$$

$$v = 1.22 \text{ m/s}$$

∴ La velocidad de impulsión real cumple ya que se encuentra en el rango de 0.6 – 2m/s

Según la ecuación 9 se obtiene la altura estática de bombeo.

$$H_1 = 1.50 \text{ m} + 2.70 \text{ m}$$

$$H_1 = 4.20 \text{ m}$$

Según la ecuación 10 se obtiene las perdidas por fricción en la tubería de impulsión.

$$h_f = 10.674 * \left(\frac{(0.00778 \text{ m}^3/\text{s})^{1.852}}{150^{1.852} * (0.090 \text{ m})^{4.871}} \right) * 5.45 \text{ m}$$

$$h_f = 0.084 \text{ m}$$

Según la ecuación 11 se obtiene las perdidas por accesorios en la tubería de impulsión.

Tabla 16. *Perdida por accesorios*

Accesorios	D (mm)	Cantidad	L eq (m)	L eqT (m)
Codo 90°	70	4	2,1	8,4
Válvula compuerta bronce	70	3	0,91	2,73
Válvula check bronce	70	4	9,45	37,8
Union Universal	70	4	0,16	0,64
total:				49,57

Fuente: Propia

$$h_{acc} = 10.674 * \left(\frac{0.00778^{1.852}}{150^{1.852} * 0.090^{4.871}} \right) * 49.57$$

$$h_{acc} = 0.76 \text{ m}$$

Según la ecuación 12 se obtiene la altura dinámica de bombeo.

$$ADB = 4.20 + 0.084 + 0.76$$

$$ADB = 5.04 \text{ m}$$

Según la ecuación 13 se obtiene la potencia dinámica de la bomba.

$$P = \frac{7.78 * 5.04}{75 * 0.6}$$

$$P = 0.87 \text{ Hp}$$

∴ Se asume una potencia de 2 Hp

4.1.6 Aireación

Según la ecuación 14 se obtiene el área total de las bandejas.

$$Ab = \frac{0.00778}{172.41 * 1.16 * 10^{-5}}$$

$$Ab = 3.89 \text{ m}^2$$

Se pretende usar cuatro bandejas para lo que se divide el área total de bandejas para el número de bandejas, obteniendo cuatro bandejas de 1,00 m² cada una.

Según la Ecuación 15 se obtiene el tiempo de exposición del agua.

$$t = \sqrt{\frac{2 * 2.8 * 4}{9.81}}$$

$$t = 1.51 \text{ seg}$$

Tabla 17. *Diseño de aireador²*

Parametros	Valor	Unidad
Número de bandejas	4.00	u
Área total de aireación	3.89	m ²
Área de cada bandeja	1.00	m ²
Largo	1.00	m
Ancho	1.00	m
Altura de cada bandeja	0.20	m
Separación entre bandejas	0.40	m
Número de orificios	140	u
Díametro de orificios (asumido)	1.20	cm
Separación de orificios (asumido)	5.00	cm
Altura total de la torre de aireación	2.60	m

Fuente: Propia

4.1.7 Coagulación

Según la ecuación 19, se obtiene el perímetro mojado, donde asumimos una base de 0.3 m, una altura de agua de 0.3 m y una altura de borde libre de 0.03 m.

$$X = 0.3 + 2(0.3)$$

$$X = 9.00 \text{ m}$$

Según la ecuación 20, se obtiene el área de flujo.

$$A = 0.3 * 0.3$$

$$A = 0.9 \text{ m}^2$$

Según la ecuación 21, se obtiene el radio hidráulico de flujo.

$$R = \frac{0.9 \text{ m}^2}{9.00 \text{ m}}$$

$$R = 0.1 \text{ m}$$

Según la ecuación 22, se obtiene el coeficiente de Chezy, asumiendo un coeficiente de Manning de 0.014

² Diseño de aireador en anexo 2

$$C = \frac{1}{0.014} * 0.100^{1/6}$$

$$C = 48.66$$

Según la ecuación 23, se obtiene la velocidad media de flujo, asumiendo una pendiente del 0.01.

$$V = 48.66\sqrt{0.1 \text{ m} * 0.01}$$

$$V = 1.54 \text{ m/s}$$

Según la ecuación 24, se obtiene la longitud entre el vertedero y la caída del chorro, se realiza interacciones asumiendo la carga hidráulica (H), hasta obtener un caudal similar al caudal máximo diario. En este caso la carga hidráulica obtenida mediante iteraciones es 0.055 m.

$$Lm = 1.45 P^{0.54} H^{0.46}$$

$$Lm = 1.45 (0.3)^{0.54} 0.055^{0.46}$$

$$Lm = 0.20 \text{ m}$$

La ecuación 17 en la ecuación 16, obtenemos el caudal según la ecuación 18.

$$Q = \frac{2}{3} * \sqrt{2(9.81)} \left[0.6075 + \frac{0.00405}{0.055} \right] \left[1 + 0.55 \left(\frac{0.055}{0.055 + 0.3} \right)^2 \right] * 0.3 * 0.055^{3/2}$$

$$Q = 0.00789 \text{ m}^3/\text{s}$$

$QMD = Q$ $0.00778 \text{ m}^3/\text{s} = 0.00789 \text{ m}^3/\text{s}$

Por lo tanto, se concluye que la carga hidráulica de 0.055 m, obtenida por iteraciones es la ideal, ya que los caudales son similares.

Según la ecuación 25, se obtiene el caudal unitario.

$$q = \frac{0.00778}{0.3}$$

$$q = 0.026 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Según la ecuación 26, se obtiene la profundidad crítica del flujo en la zona del resalto hidráulico.

$$h_{cr} = \left(\frac{0.026^2}{9.81} \right)^{1/3}$$

$$h_{cr} = 0.041 \text{ m}$$

Según la ecuación 27, se obtiene la carga de velocidad.

$$H_v = \frac{\left(\frac{0.00778}{0.09} \right)^2}{2 * 9.81}$$

$$H_v = 0.00038 \text{ m}$$

Según la ecuación 28, se obtiene la energía total.

$$E_o = 0.3 + 0.055 + 0.00038$$

$$E_o = 0.36 \text{ m}$$

Según la ecuación 29, se obtiene la energía teórica.

$$0.36 \text{ m} = h_c \frac{0.026^2}{2(9.81) * h_c * 0.95^2}$$

$$h_c = 0.0104 \text{ m}$$

Como se lo menciono anteriormente, el valor de la profundidad contraída es asumido como el valor de la primera profundidad conjugada, por lo tanto:

$$h_c = h'$$

Según la ecuación 30, se obtiene la segunda profundidad conjugada.

$$h'' = \frac{0.0104}{2} \sqrt{1 + 8 \left(\frac{0.041}{0.0104} \right)^3} - 1$$

$$h'' = 0.11 \text{ m}$$

Una vez obtenido las profundidades conjugadas se determina la longitud de resalto que será la mayor, según las ecuaciones 31.

$$LR1 = 2.5(1.9 * 0.11 - 0.0104) = 0.496 \text{ m}$$

$$LR2 = 5(0.11 - 0.0104) = 0.498 \text{ m}$$

$$LR3 = 4.5 * 0.11 = 0.495 \text{ m}$$

Por lo tanto, la longitud de resalto sería de 0.498 m.³

4.1.8 Floculación

Según la ecuación 32, se obtiene la longitud de recorrido del flujo del tanque, cabe mencionar que se asumirá un volumen de 0.1 m/s y un tiempo de retención de 600 segundo.

$$L r = 0.1 * 600$$

$$L r = 60 \text{ m}$$

Según la ecuación 33, se obtiene el área transversal de flujo de los canales.

$$A = \frac{0.00778}{0.1}$$

$$A = 0.08 \text{ m}^2$$

Según la ecuación 34, se obtiene la profundidad de flujo en los canales, asumiendo una separación entre baffles de 0.45 m.

$$h = \frac{0.08}{0.45}$$

$$h = 0.20$$

Según la ecuación 35, se obtiene la profundidad de flujo en los canales,

³ Diseño de coagulador en anexo 3

asumiendo un borde libre de 0.10 m.

$$H = 0.2 + 0.10$$

$$H = 0.3 \text{ m}$$

Según la ecuación 37, se obtiene la distancia entre la pared del tanque y el baffle, asumiendo una separación entre baffles de 1.50 y un ancho de tanque de floculación de 4.00 m.

$$Lb = 4.00 - (1.5 * 0.45)$$

$$Lb = 3.30 \text{ m}$$

Según la ecuación 38, se obtiene el número de baffles.

$$N = \frac{60}{3.30}$$

$$N = 18$$

Según la ecuación 39, se obtiene la longitud de baffle, asumiendo un espesor de baffle de 0.05 m.⁴

$$L = 18 * 0.45 + [(18 + 1) * 0.05]$$

$$L = 9.05 \text{ m}$$

4.1.9 Desarenador

Según la ecuación 40, se obtiene el caudal de diseño para el desarenador.

$$Q_{\text{diseño}} = 7.78 \text{ l/s} * 1.2$$

$$Q_{\text{diseño}} = 9.34 \text{ l/s} = 0.00934 \text{ m}^3/\text{s}$$

Según la ecuación 41, se obtiene la viscosidad del agua a temperatura ambiente

⁴ Diseño de floculador en anexo 4

de 18.1 °C.

$$\vartheta = 0.01310 * \left(\frac{33.33}{23.3 + 18.1} \right)$$

$$\vartheta = 0.01047 \text{ cm}^2/\text{s}$$

Según la ecuación 42, se obtiene la velocidad de sedimentación.

$$V_s = \frac{0.001^2 * (2.65 - 1) * 9.81}{18 * 0.01047}$$

$$V_s = 0.023192 \text{ cm/s}$$

Según la ecuación 43, se obtiene el número de Reynolds.

$$Re = \frac{V_s * D}{\vartheta}$$

$$Re = \frac{0.023192 * 0.001}{0.01047}$$

$$Re = 0.0022 < 0.5$$

∴ Flujo se encuentra en zona de transición.

Según la ecuación 44, se obtiene el tiempo de sedimentación.

$$T_s = \frac{1.5 * 100}{0.023192}$$

$$T_s = 6467.65 \text{ seg}$$

Según la ecuación 45, se obtiene el volumen del tanque sedimentador.

$$Vol = 0.00934 * 5400$$

$$Vol = 50.41 \text{ m}^3$$

Dimensiones del tanque desarenador, para el volumen calculado:

Tabla 18. Dimensiones del tanque desarenador

Volumen tanque	Vol (m3)	50,41
-----------------------	-----------------	--------------

Área tanque	A (m ²)	33,61	L x B
	B (m)	2,90	
Dimensiones tanque	L (m)	11,60	4B
	H (m)	1,50	

Fuente: Propia

Según la ecuación 46, se obtiene la carga hidráulica en vertedero de excesos.

$$Hve = \left(\frac{0.00934}{1.84 * 0.6} \right)^{2/3}$$

$$Hve = 0.0415$$

$$Hve = 4.15 \text{ cm}$$

Zona de entrada

Cálculos de la pantalla deflectora

Según la ecuación 47, se obtiene el área total de orificio.

$$Ae = \frac{0.00934}{0.15}$$

$$Ae = 0.06224 \text{ m}^2$$

Según la ecuación 48, se obtiene el área del orificio, asumiendo un diámetro de 0.05 m.

$$Ao = \pi \frac{Do^2}{4}$$

$$Ao = \pi \frac{0.05^2}{4}$$

$$Ao = 0.001963 \text{ m}^2$$

Según la ecuación 49, se obtiene el número del orificio.

$$\#orificios = \frac{0.06224 \text{ m}^2}{0.001963 \text{ m}^2}$$

$$\#orificios = 32$$

Cálculos en la zona de entrada

Según la ecuación 50, se obtiene el ancho de la zona de entrada.

$$be = \frac{2.9}{2}$$

$$be = 1.45 \text{ m}$$

Según la ecuación 51, se obtiene la profundidad de la zona de entrada.

$$he = \frac{1.5}{3}$$

$$he = 0.50 \text{ m}$$

Según la ecuación 52, se obtiene el área bruta de zona de entrada.

$$Abe = 1.45 * 0.5$$

$$Abe = 0.725 \text{ m}^2$$

Cálculos en la zona de salida

Según la ecuación 53, se obtiene la profundidad de la zona de salida.

$$bs = B$$

$$bs = 2.90 \text{ m}$$

$$hs = \frac{1.5}{3}$$

$$hs = 0.50 \text{ m}$$

Según la ecuación 54, se obtiene el área bruta de zona de salida.

$$Abs = 2.90 * 0.5$$

$$Abs = 1.45 \text{ m}^2$$

Según la ecuación 55, se obtiene la carga hidráulica en vertedero de salida.

$$Hvs = \left(\frac{0.00934}{1.84 * 2.90} \right)^{2/3}$$

$$Hvs = 0.0145 \text{ m} \approx 1.45 \text{ cm}$$

Según la ecuación 56, se obtiene la longitud de zona de salida.

$$Ls = 15 * 0.0145$$

$$Ls = 0.22 \text{ m} < 0.6 \text{ m} \quad \therefore Ls = 0.6 \text{ m}$$

Según la ecuación 57, se obtiene la longitud total del tanque desarenador.

$$Lt = 1.00 + 11.60 + 0.6$$

$$Lt = 13.20 \text{ m}$$

Cálculo para la zona de lodos

Según la ecuación 58, se obtiene longitudes de las secciones de la zona de lodos.

$$L1 = \frac{13.20}{3} \qquad L2 = \frac{2 * 13.20}{3}$$

$$L1 = 4.40 \text{ m} \qquad L2 = 8.80 \text{ m}$$

Según la ecuación 59, se obtiene el volumen total de la estructura desarenadora.

$$Vt = 24.62 * 2.90$$

$$Vt = 71.40 \text{ m}^3$$

Según la ecuación 60, se obtiene el caudal de evacuación o desagüe del desarenador con un tiempo asumido de 300 segundos.

$$Qe = \frac{71.40}{300}$$

$$Qe = 0.24 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

Según la ecuación 61, se obtiene el área de tubería de evacuación o desagüe, se asume una velocidad de desagüe de 6 m/s.

$$Ae = \frac{71.40}{300}$$

$$Ae = 0.04 \text{ m}^2 \approx 39665.56 \text{ mm}^2$$

Según la ecuación 62, se obtiene el diámetro de tubería de evacuación o desagüe.⁵

$$De = \sqrt{\frac{\pi * 39665.56}{4}}$$

$$De = 176.50 \text{ mm}$$

$$\therefore De = 8 \text{ pulg} \rightarrow D = 203.2 \text{ mm}$$

4.1.10 Filtración rápida

Según la ecuación 63, se obtiene el número de capas filtrantes.

$$N = 0.044\sqrt{672.192}$$

$$N = 1.14$$

Como se mencionó en los parámetros de diseño de filtración rápida, se debe relacionar entre el largo y alto de la siguiente manera: $H/B =$ de 3 a 6, además para el presente diseño el valor de esta relación se asume de 3, por lo tanto:

$$\frac{H}{B} = 3 \quad \therefore H = 3B$$

Tabla 19. Dimensiones de la filtración⁶

DIMENSIONES		
relación de 3 a 6	H/B	3
asumido	B (m)	1
	H (m)	3
de 60 a 75 cm	h arena (m)	0.75
recomend.	h grava (m)	0.45
recomend.	h drenaje (m)	0.25
asumido	e hormigón (m)	0.1

Fuente: Propia

⁵ Diseño del sedimentador en anexo 5

⁶ Diseño del filtrador en anexo 6

Tabla 20. Tubería de los filtros

Descripción	V (m/s)	A (m2)	A (mm2)	D (mm)	D (plg)	Dasumido (plg)
Afluente	0.3	0.026	25933.33	142.72	5.62	6
Efluente	0.9	0.009	8644.44	82.40	3.24	4
Agua de lavado	1.5	0.005	5186.67	63.82	2.51	3
Drenaje agua de lavado	0.9	0.009	8644.44	82.40	3.24	4
Drenaje agua filtrada	1.8	0.004	4322.22	58.26	2.29	3

Fuente: Propia

4.1.11 Cloración

Según la ecuación 64, se obtiene el volumen del tanque de cloración, se asume un tiempo de retención de 15 minutos⁷.

$$V_{tc} = 0.00778 * 900 \text{seg}$$

$$V_{tc} = 7.00 \text{ m}^3$$

Según la ecuación 64, se obtiene la longitud del tanque de cloración y como se mencionó en los parámetros de diseño de cloración, se debe relacionar entre el largo y alto de la siguiente manera: L/B = 6 a 10, en este caso será una relación de 6, por lo tanto:

$$\frac{L_{tc}}{B_{tc}} = 6 \quad \therefore \quad L_{tc} = 6B_{tc}$$

DIMENSIONES	
Altura (m)	1.2
Base (m)	1
Longitud (m)	6
Vol calc. (m3)	7.2

Fuente: Propia

4.2 Diseño del tanque de almacenamiento

Volumen total del tanque

Para obtener el volumen total del tanque se debe considerar el volumen de regulación, volumen de incendios y el volumen de emergencia dependiendo el número

⁷ Diseño del clorador en anexo 7

de habitantes, ya que, si los habitantes son menores a los 5 000, no se considera el caudal de emergencia ni el caudal de incendios según la SENAGUA.

“La capacidad del almacenamiento será del 50% del volumen medio diario futuro en ningún caso, el volumen de almacenamiento será inferior a 10 m3.” (CO10.7-601, 1992)

Tabla 21. Cálculos del volumen del tanque de almacenamiento⁸

AÑO	N° HABITANTES	qmd (l/s)	QMD (l/s)	QMH (l/s)	VOLÚMEN DE REGULACIÓN (m3)	VOLÚMEN TOTAL (m3)
2021	1532	2.84	4.26	6.53	122.56	122.56
2022	1573	2.91	4.37	6.70	125.81	125.81
2023	1614	2.99	4.48	6.88	129.15	129.15
2024	1657	3.07	4.60	7.06	132.58	132.58
2025	1701	3.15	4.73	7.25	136.10	136.10
2026	1746	3.23	4.85	7.44	139.71	139.71
2027	1793	3.32	4.98	7.64	143.42	143.42
2028	1840	3.41	5.11	7.84	147.23	147.23
2029	1889	3.50	5.25	8.05	151.14	151.14
2030	1939	3.59	5.39	8.26	155.15	155.15
2031	1991	3.69	5.53	8.48	159.27	159.27
2032	2044	3.78	5.68	8.70	163.50	163.50
2033	2098	3.89	5.83	8.94	167.84	167.84
2034	2154	3.99	5.98	9.17	172.29	172.29
2035	2211	4.09	6.14	9.42	176.87	176.87
2036	2270	4.20	6.30	9.67	181.56	181.56
2037	2330	4.31	6.47	9.92	186.38	186.38
2038	2392	4.43	6.64	10.19	191.33	191.33
2039	2455	4.55	6.82	10.46	196.41	196.41
2040	2520	4.67	7.00	10.73	201.62	201.62
2041	2587	4.79	7.19	11.02	206.98	206.98
2042	2656	4.92	7.38	11.31	212.47	212.47
2043	2726	5.05	7.57	11.61	218.11	218.11
2044	2799	5.18	7.77	11.92	223.90	223.90
2045	2873	5.32	7.98	12.24	229.84	229.84
2046	2949	5.46	8.19	12.56	235.95	235.95
2047	3028	5.61	8.41	12.90	242.21	242.21
2048	3108	5.76	8.63	13.24	248.64	248.64
2049	3190	5.91	8.86	13.59	255.24	255.24
2050	3275	6.07	9.10	13.95	262.01	262.01
2051	3362	6.23	9.34	14.32	268.97	268.97

Fuente: Propia

Ejemplo de cálculo para el año 2021, según la ecuación 66.

⁸ Diseño del tanque de almacenamiento en anexo 8

$$Vol_{regulación} = qmd * 50\% * 86.4$$

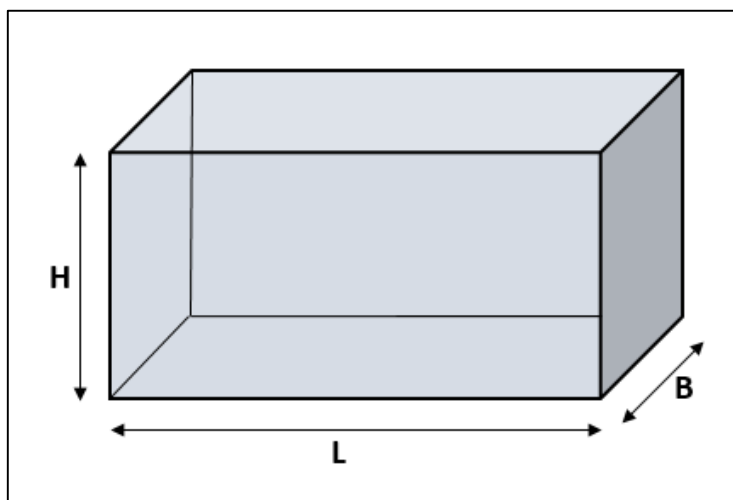
$$Vol_{regulación} = 2.84 * 50\% * 86.4$$

$$Vol_{regulación} = 122.56 \text{ m}^3$$

Debido que la población no supera los 5 000 habitantes se desprecia el volumen de emergencia y de incendios. Según la ecuación 67, resultando:

$$Volumen_{regulación} = Volumen_{total}$$

Por lo tanto, para una proyección futura de 30 años se obtiene un volumen total del tanque de almacenamiento de 268.97 m³.



Por lo tanto, para una proyección futura de 30 años se obtiene un volumen total del tanque de almacenamiento de 268.97 m³.

Se asume:

$$\text{Largo (L)} = 9.30 \text{ m}$$

$$\text{Ancho (B)} = 8.30 \text{ m}$$

$$\text{Altura (H)} = 3.50 \text{ m}$$

Espesor de los muros

El espesor de los muros del tanque de almacenamiento será de 30 cm, ya que la ACI-350 recomienda este espesor para tanques que poseen alturas de líquido igual o mayor a 3.00 metros.

Espesor de la losa

La losa del piso se diseñará empotrada a las paredes, formando una unión rígida entre ellas.

Espesor del fondo de la losa:

$$e = \frac{\textit{Perimetro}}{150}$$

$$e = \frac{(9 * 2) + (7.5 * 2)}{150}$$

$$e = 0.22 \text{ m}$$

Espesor del fondo de la losa:

Por lo tanto, se asume un espesor de $e = 0.25 \text{ m}$, el recubrimiento y la altura efectiva que recomienda la ACI-350 es de 7.50 cm y 17.5 cm, respectivamente.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- A partir del análisis de la calidad del agua se pudo apreciar que el agua cruda proveniente de un acuífero subterráneo tenía que pasar por una planta de agua potable convencional con aireación, debido a que se podía apreciar color, sabor y olor desagradables; además que en ciertas épocas del año más comúnmente en días lluviosos el agua presenciaba partículas coloidales.
- Se dio a conocer todos los procesos por los cuales puede transitar el agua cruda para mejorar la calidad como son la aireación, coagulación, floculación, sedimentación, filtración y la cloración, partiendo del estudio de calidad del agua para saber que tratamiento sería el adecuado.
- Debido a que el agua es proviene de un acuífero subterráneo, es necesario el proceso de aireación, ya que con este proceso se puede oxigenar el agua lo que permite el mejoramiento en el sabor y el olor, además permite oxidar el hierro y el manganeso que proviene de los acuíferos subterráneos.
- Dentro del análisis podemos dilucidar que por la presencia de coloides y pequeños fragmentos de materia vegetal, se optó por realizar el proceso de coagulación en el cual se dispersa sustancias químicas sobre el agua, lo que permite la unión de floculos pequeños en fragmentos más grandes, los cuales deben obligatoriamente pasar por un proceso de decantación, en el que las partículas mientras más grandes y pesadas son caen al fondo del tanque a la zona de los lodos para después ser evacuados por en el fondo.
- Se concluyó, que la filtración rápida es esencial e importante en todo tipo de planta potabilizadora, ya que, este proceso ayuda a retener partículas sólidas, además de lograr clarificar el agua y retener los sedimentos más pequeños que han logrado pasar por el sedimentador y han llegado hasta la filtración. Estos

filtros son bastante económicos ya que si no se cuenta con la suficiente economía para colocar el carbón de coque se puede usar arena lavada y piedra caliza que cumplen con la misma función.

- Se recomienda realizar los estudios de la calidad del agua en periodos de tiempo más cortos, además de capacitar de mejor manera al personal que se encarga del mantenimiento y dosificación del cloro.
- Se recomienda la instalación de los procesos anterior mente estudiados y dimensionados, por lo menos de la aireación que es un proceso fácil de realizar y económico, para mejorar la calidad de agua que consumen los habitantes del barrio La Merced de Tambillo.

BIBLIOGRAFÍA

- Caicedo, M. (2018). *Propiedades Físico - Químicas del agua*. Obtenido de Calameo.com: <https://es.calameo.com/read/003173550a0059aaa5437>
- Cárdenas, A. (2017). *Diseño y construcción de una planta de tratamiento de agua potable a escala para el laboratorio de hidráulica de la Universidad Santo Tomás*. Bogotá-Colombia: Universidad Santo Tomás.
- CO10.7-601, N. (1992). *Código Ecuatoriano Para el Diseño de Construcción de Obras Sanitarias (SENAGUA)*.
- Conagua, C. N. (2007). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento*. Thalpan, México, D.F.: Comisión Nacional del Agua.
- Estrella, R. (2015). *Actualización del plan de desarrollo y ordenamiento territorial del gobierno parroquial de Tambillo*. Quito-Ecuador: ASFINCONTRIL S.A.
- Norma ecuatoriana de la construcción, N. (2014). *Cargas no sísmicas*. Dirección de comunicación social, MIDUVI.
- OMS. (2019). *Agua*. Obtenido de <https://www.who.int/es/news-room/fact-sheets/detail/drinking-water>
- Pastillo, J. (2014). *Cálculo y diseño de tanques rectangulares de hormigón armado con sistema de recirculación y bombeo*. Quito-Ecuador: Universidad Central del Ecuador.
- PCA, P. C. (1969). *Rectangular Concrete Tanks*. Illinois, E.U.: Concrete Information, PCA.
- Romero, J. (2000). *Potabilización del agua*. Bogotá-Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Sanchez, G. (2021). Junta de Agua Potable La Merced. (E. Caza, Entrevistador)

ANEXOS

Anexo 1

PARÁMETROS "IN SITU"

Las muestras fueron tomadas bajo las condiciones ambientales de cada sitio de muestreo.

Para lo cual se tomó la temperatura del agua "in situ".

FUENTE	UNIDAD	VALOR OBTENIDO
CAPTACIÓN DE LA VERTIENTE	°C	12,6
SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN	°C	13

RESULTADOS OBTENIDOS

TANQUE DE CAPTACIÓN DE LA VERTIENTE

Tabla 3: Parámetros físico-químicos del agua de la vertiente

PARÁMETROS ANALIZADOS	METODOLOGÍA DE REFERENCIA	UNIDAD	VALOR OBTENIDO	LIMITE MÁXIMO PERMISIBLE
CARACTERÍSTICAS FÍSICAS				
COLOR	Standard Methods Ed. 22. 2012, 2120-C	Pt-Co	14	15
TURBIDEZ	Standard Methods Ed. 22. 2012, 2130 y 2130-B	NTU	1.12	5
POTENCIAL HIDROGENO pH	Standard Methods Ed. 22. 2012 4500-H* A y 4500-H* B	pH	7.69	6 a 9*
CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	Standard Methods Ed. 22. 2012, 2510-B	uS/cm	191.2	NE
CARACTERÍSTICAS INORGÁNICAS				
COLOR LIBRE RESIDUAL	Standard Methods Ed. 22. 2012, 4500-CIG	mg/l	0	0,3 a 1,5
FOSFATOS	Standard Methods, Ed. 22. 2012, 4500-P E	mg/l	0,16	NE

MANGANESO	Standard Methods, Ed. 22, 2012, 3111-B	mg/L	<0.0012	0,1*
MERCURIO	Standard Methods Ed. 22, 2012, 3112-B	mg/L	0	0,006
<p>Norma Técnica Ecuatoriana. NTE INEN 1108:2014 Quinta Revisión 2014-1, Agua Potable. Requisitos</p> <p>* Acuerdo Ministerial N° 097-A, TULSMA, Libro VI, Anexo 1, Norma de calidad ambiental y de descarga de efluentes al recurso agua; Tabla 1: Criterios de calidad de fuentes de agua para consumo humano y doméstico.</p> <p>NE: No establecido en la norma ni acuerdo ministerial</p>				

Tabla 12: Parámetros microbiológicos del sistema de distribución "JAAPYS LA MERCED DE TAMBILLO"

PARÁMETROS ANALIZADOS	METODOLOGÍA DE REFERENCIA	UNIDAD	VALOR OBTENIDO	LIMITE MÁXIMO PERMISIBLE
CARACTERÍSTICAS MICROBIOLÓGICAS				
COLIFORMES TOTALES	Standard Methods, Ed. 22. 2012, APHA 9222 B	UFC/100ml	1.5	< 1*
COLOFORMES FECALES	Standard Methods, Ed. 22. 2012, APHA 9222 D	UFC/100ml	<1**	< 1**
*Norma Técnica Ecuatoriana. NTE INEN 1108:2014 Quinta Revisión 2014-1, Agua Potable. Requisitos.				

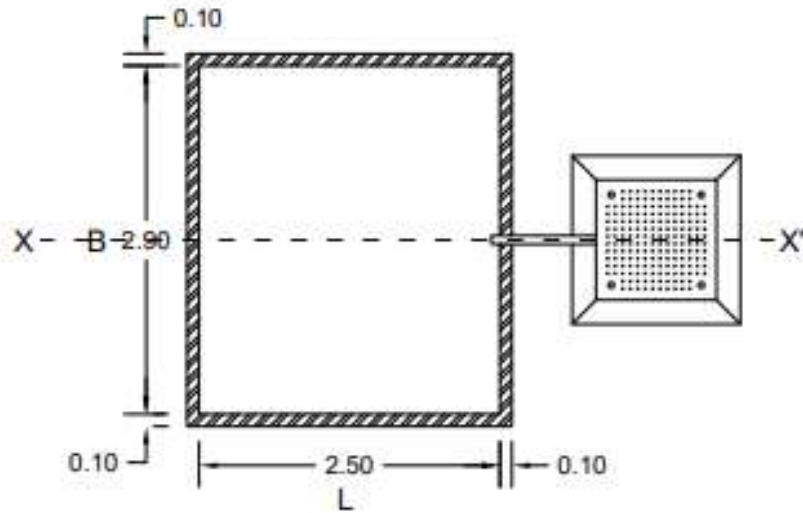
RECOMENDACIONES

Implementar el control periódico de la calidad de agua de abastecimiento público y mantener un registro de la dosificación del cloro, lo cual permitirá tomar acciones oportunas para garantizar la calidad de agua de consumo humano.

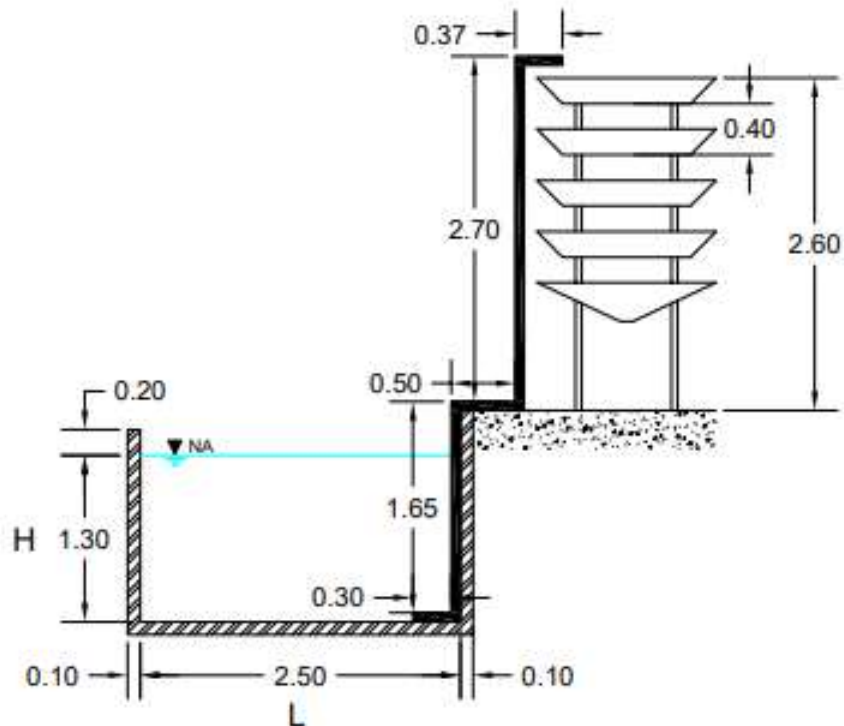
		
ELABORADO Ing. Alexandra Rueda Analista de Control de Calidad	REVISADO Geom. Milton Centeno Jefe de Agua Potable	APROBADO Lic. Hernán Sandoval Gerente General EPAA – MEJIA, EP

Anexo 2

Tanque repartidor de caudales y Aireador vista en planta

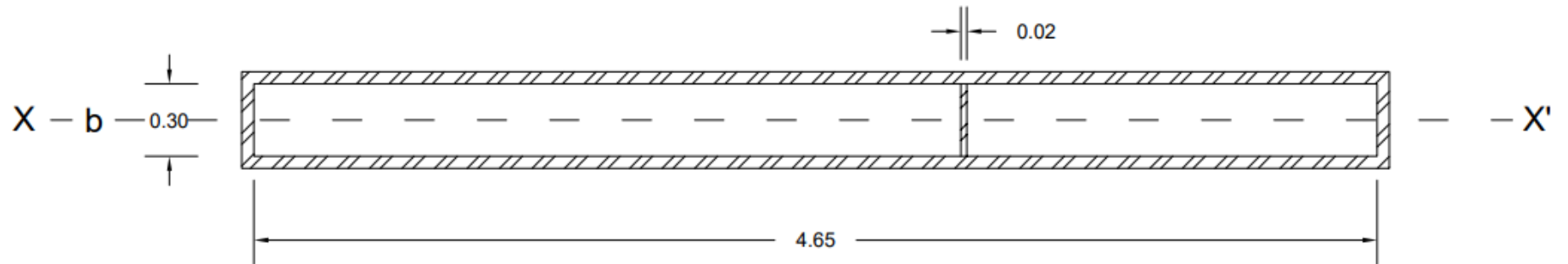


Corte X-X'

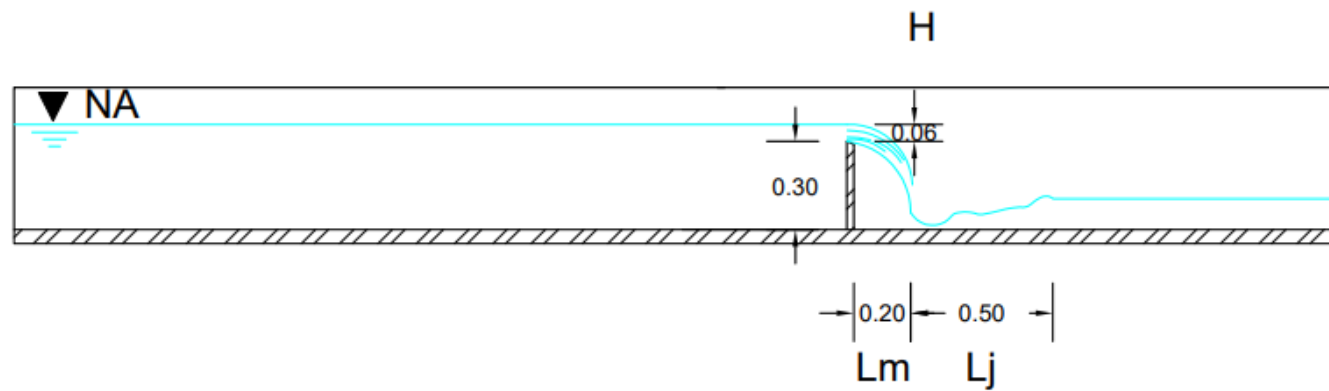


Anexo 3

COAGULADOR VISTA EN PLANTA

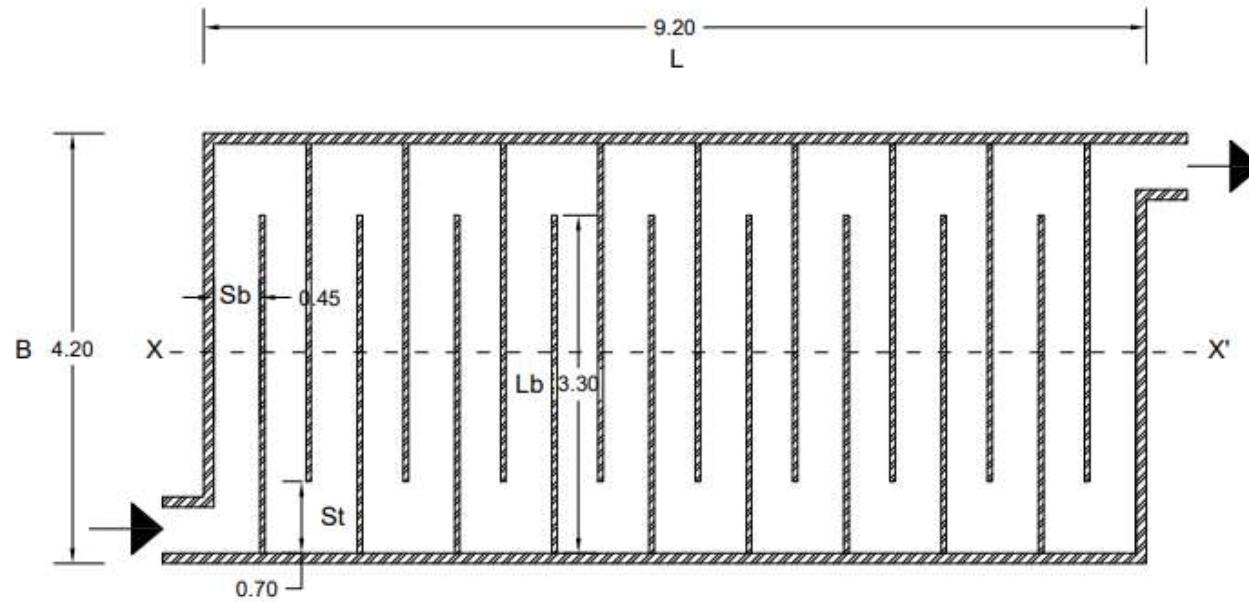


CORTE X-X'

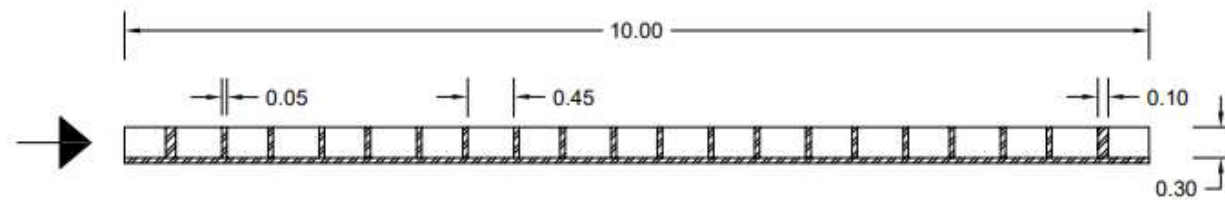


Anexo 4

Floculador vista en planta

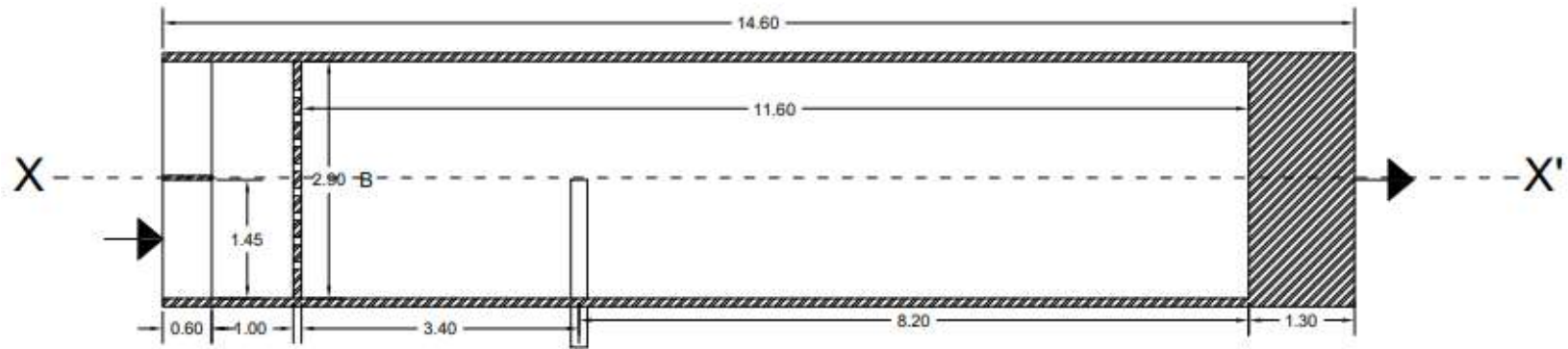


Corte X-X'

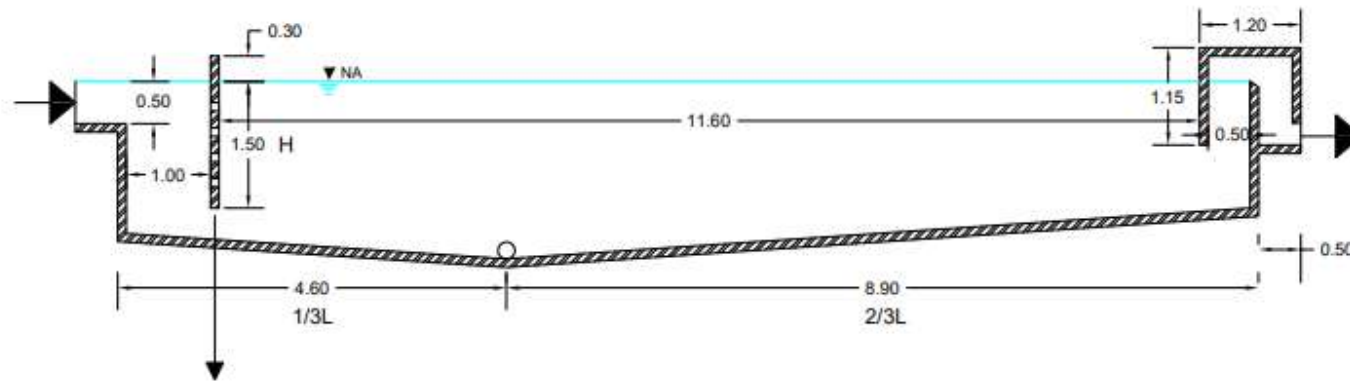


Anexo 5

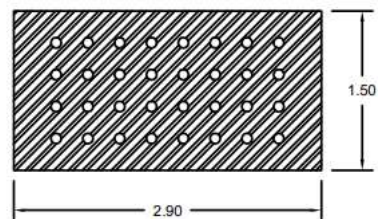
Desarenador vista en planta



Corte X-X'

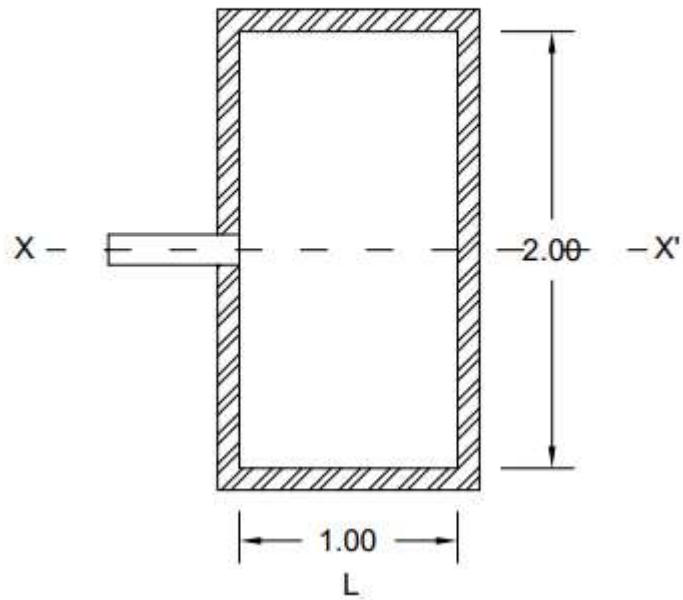


Pantalla deflectora

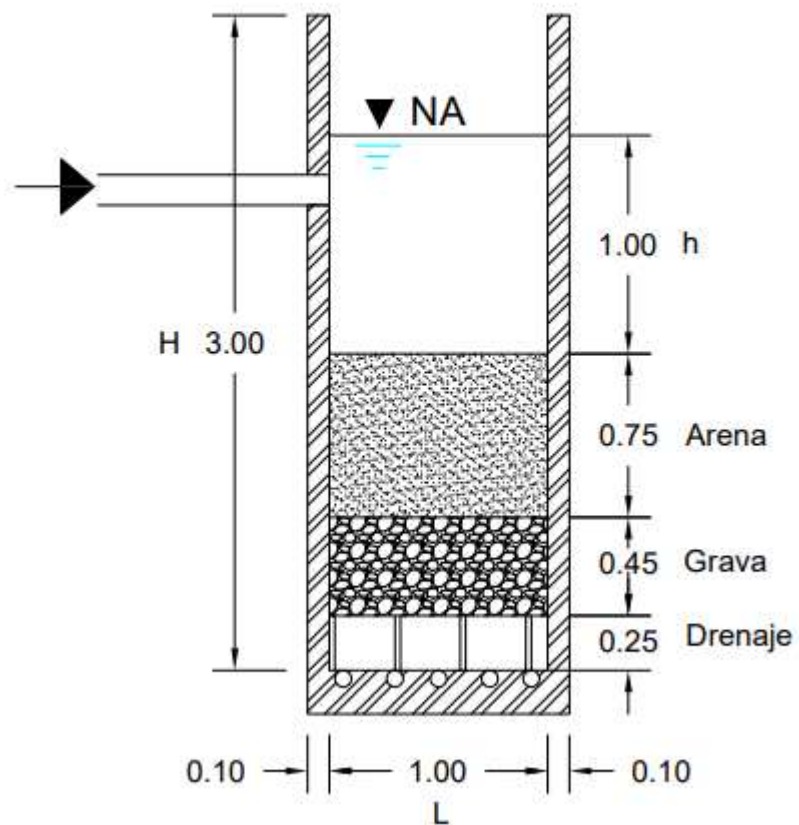


Anexo 6

FILTRACIÓN VISTA EN PLANTA

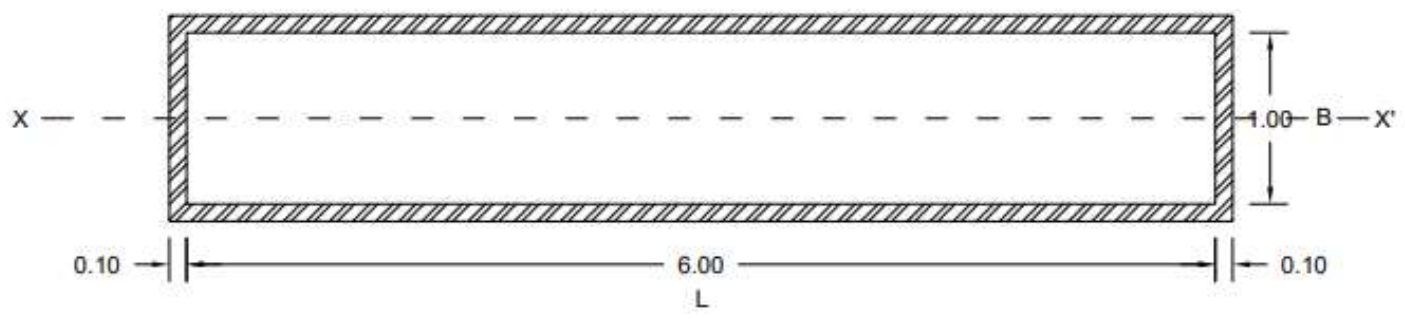


CORTE X-X'

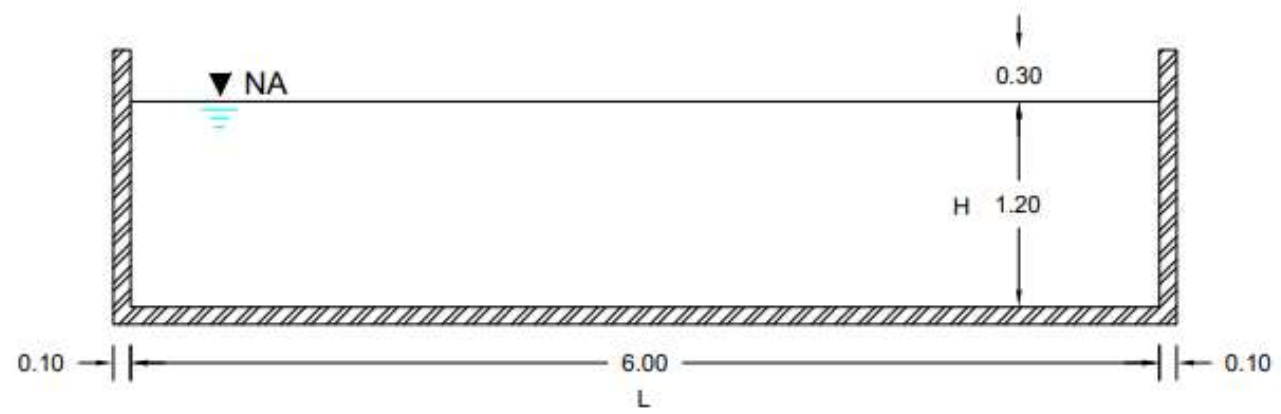


Anexo 7

CLORACIÓN VISTA EN PLANTA

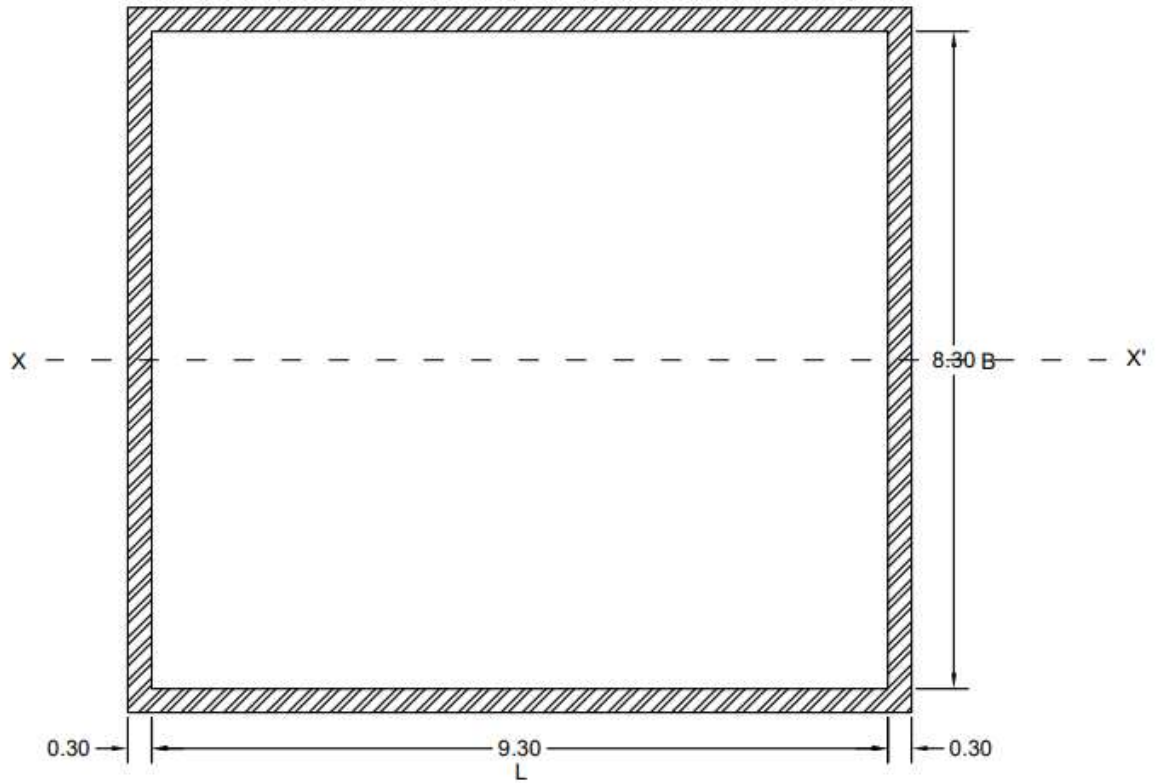


CORTE X-X'



Anexo 8

Tanque de almacenamiento vista en planta



Corte X-X'

