

CAPÍTULO 1. DISEÑO TEÓRICO Y METODOLÓGICO.

1.1 INTRODUCCIÓN

El agua se constituye en un elemento fundamental para la subsistencia del hombre, al tratarse de una sustancia indispensable e insustituible por ser una necesidad básica, tiene gran importancia las condiciones de calidad con las que esta llega al consumidor.

Es de vital importancia, tanto para la salud como para el bienestar de la sociedad en su conjunto, contar con un abastecimiento público de agua seguro y adecuado.

El “*Reporte de Salud Mundial*” de la Organización Mundial de la Salud de fin de siglo XX, ubica a las diarreas como la séptima causa de muerte en el mundo. Infelizmente la prolongada presencia de esta epidemia en la vida de los seres humanos ha hecho que se pierda de vista la magnitud y el peso que la misma representa sobre la salud y la calidad de vida de los individuos y sobre la economía de la humanidad en su conjunto. Las diarreas tienen como causas, una deficiente nutrición, la inapropiada disposición de excretas, inadecuadas prácticas higiénicas, y una mala calidad del agua de bebida. Las primeras de esas causas podrían englobarse dentro del contexto de pobreza y de pautas culturales inapropiadas que aquejan a tantos, mientras que el último punto, el de la mala calidad del agua de consumo aparece como una responsabilidad de la ingeniería sanitaria y de otras ciencias asociadas.

Se ha podido observar que en el transcurso del tiempo, el consumo de aguas contaminadas ha causado enfermedades tales como la fiebre tifoidea, paratifoidea, varias formas de disentería y no olvidemos la enfermedad que cobro muchas vidas en nuestro departamento como ser el cólera, las diarreas intestinales y muchas enfermedades que generalmente tienen origen hídrico, las cuales pueden ser evitadas o disminuidas con la realización de proyectos adecuados para cada zona.

El constante desarrollo de nuestro departamento, el acelerado crecimiento poblacional hace de este tipo de planteamientos técnicos una necesidad prioritaria desde todo punto de vista.

Tal es el caso de la comunidad de Coimata (Objeto del presente estudio) ubicado en el departamento de Tarija donde actualmente existe un “Sistema de Agua Potable” sin tratamiento, motivo por el cual el presente trabajo plantea un tratamiento del agua diseñando dos tipos de plantas de tratamiento para potabilizarla, vale decir una planta de tratamiento tipo FLA (Filtro Lento de Arena) y otra tipo FiME (Filtros de Múltiples Etapas).

La filtración lenta en arena (FLA) es el sistema de tratamiento de agua más antiguo del mundo. Copia el proceso de purificación que se produce en la naturaleza cuando el agua de lluvia atraviesa los estratos de la corteza terrestre y forma los acuíferos o ríos subterráneos. El filtro lento se utiliza principalmente para eliminar la turbiedad del agua, pero si se diseña y opera adecuadamente puede ser considerado como un sistema de desinfección del agua. La FLA consiste en un conjunto de procesos físicos y biológicos que destruye los microorganismos patógenos del agua. Ello constituye una tecnología limpia que purifica el agua sin crear una fuente adicional de contaminación para el ambiente.

Los procesos que se desarrollan en un filtro lento se complementan entre sí, actuando en forma simultánea, para mejorar las características físicas, químicas y bacteriológicas del agua tratada. (Huisman & Wood, 1974)

La filtración de múltiples etapas (FiME) consiste en la combinación de procesos de filtración gruesa en grava y filtros lentos de arena. Esta tecnología debe estar precedida de un detallado proceso de análisis técnico, social y de las capacidades locales de construcción y operación de la planta. En particular, constituye un factor crítico la disponibilidad de asistencia técnica a corto y mediano plazo.

La FiME puede estar conformada por dos o tres procesos de filtración, dependiendo del grado de contaminación de las fuentes de agua. Integrada por tres procesos: Filtros Gruesos Dinámicos (FGDi), Filtros Gruesos Ascendentes en Capas (FGAC) y Filtros Lentos de Arena (FLA). Los dos primeros procesos constituyen la etapa de pretratamiento, que permite reducir la concentración de sólidos suspendidos.

Dependiendo de la calidad de la fuente de agua que va abastecer al sistema de tratamiento se optara por la mejor opción. Paralelamente al desarrollo se identifican necesidades básicas que deben ser subsanadas con propuestas innovadoras, económicas y viables, por tal motivo se plantea este tipo de plantas que son muy ventajosas, de fácil diseño y mantenimiento, encajando de sobremanera con las condiciones de nuestra zona de estudio.

Fundamentalmente la elaboración de este proyecto está orientado por un lado a buscar la solución o complementación al Sistema de Agua Potable de la comunidad de Coimata, con la potabilización del agua través del diseño y la implementación de una Planta de tratamiento y por ende algo muy importante que es el de buscar mejorar sustancialmente la calidad de vida de cada familia que será beneficiada.

Se pretende ejercer un impacto social y económico, induciendo a una calidad de vida que estará reflejada en los siguientes aspectos que ya sobradamente justifican su implementación. Hablando del aspecto de salud se traduce en el consumo de agua tratada más segura, y por otro lado y no menos importante la adquisición de mejores hábitos en cuanto a higiene y aseo corporal.

En el aspecto económico se ve beneficiado en el hecho que al existir menos incidencia de enfermedades causadas por el posible consumo de agua contaminada, evita la erogación de recursos económicos para la atención de problemas de salud.

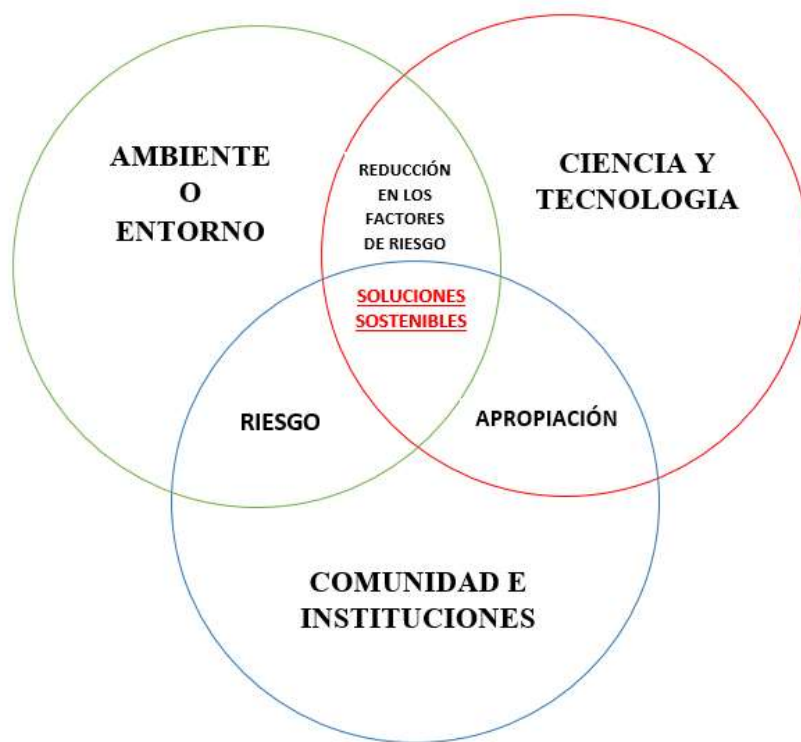
Este tipo de plantas de tratamiento ya han sido planteadas en todo el mundo pero en países como Sudamérica y también de Centroamérica están siendo más propagadas por programas regionales de saneamiento básico difundidos por diferentes instituciones, tales como CINARA (Centro Interregional de Abastecimiento y Remociones de Agua) A. A. 25360, Universidad del Valle, Cali, Colombia, el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria (CEPIS/OPS) Lima (Perú), siendo esta última una de las instituciones que mayor aporte le ha dado a este tipo de alternativas en la década del 2000, en Bolivia ya se desarrolla el estudio e implementación de estas alternativas con diseños y experiencias en comunidades rurales del país.

La comunidad de Coimata actualmente cuenta con un sistema de distribución de agua que consta de una obra de toma y conducción hacia el tanque, lo cual no brindan las garantías para proveer agua de buena calidad.

La elección del método que mejor se adapte a la zona se realizara en función a las ventajas que este brinde.

Cabe mencionar que ambos métodos de plantas de tratamiento son adecuadas para emplazarse en áreas rurales y arenas urbanas pequeñas, al tener un diseño sencillo que facilita el uso de materiales y mano de obra locales, requiere poco o ningún equipo especial, su operación y mantenimiento no requiere de operadores especializados o pueden ser operados por los mismos beneficiarios previa capacitación.

FIGURA 1. 1: Marco conceptual para ilustrar la búsqueda de soluciones sostenibles en programas de desarrollo en sistemas de agua potable y saneamiento. CINARA



1.2. DISEÑO TEÓRICO

1.2.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA

Hoy en día el tema de agua se ha vuelto un tema de gran inquietud y preocupación, y la problemática del agua paralelamente con las problemáticas de la gente va adquiriendo gran importancia al hablar puntualmente de Tarija que es un departamento o la Capital gasífera del país, es inconcebible pensar que no se encuentra totalmente saneada, por lo cual es casi una obligación para quienes corresponda gestar propuestas y soluciones para dotar de agua potable a cada una de las familias que habitan el departamento. Es por esta razón que nace esta inquietud de diseñar una planta de tratamiento para la comunidad de Coimata que pueda dotar el líquido elemento con todas sus garantías de calidad y cantidad.

Cabe mencionar la importancia de la comunidad puesto que Coimata es una zona turística donde existen muchos atractivos turísticos que pueden favorecer económicamente a los pobladores.

En conclusión es de suma importancia dar una solución a esta necesidad que sea tanto técnica como económicamente viable de acuerdo a las características de la zona y la población.

1.2.2. PROBLEMA CIENTÍFICO

Recalcando la importancia que tiene el brindar agua potable para consumo humano tanto como por salud como para el bienestar de los pobladores de Coimata ¿Qué alternativa de planta de tratamiento será la más conveniente para tratar el agua en cuanto se refiere económicamente, funcionalmente y sostenible?

1.2.3. OBJETIVOS

1.2.3.1. OBJETIVO GENERAL

Diseñar y analizar el método de tratamiento que mejor se adapte, sea más económico y que pueda ser fácilmente operado y mantenido por los pobladores de la comunidad de Coimata, para de esta manera contribuir a mejorar la calidad del agua y la calidad vida de los pobladores y consumidores.

1.2.3.2. OBEJTIVOS ESPECÍFICOS.

- Realizar las visitas que sean necesarias a la zona en estudio para de esta forma recolectar la información para la elaboración del proyecto.
- Realizar un análisis de calidad del agua del afluente para verificar las condiciones actuales del agua no tratada.
- Realizar un análisis de funcionalidad de la obra de toma.
- Realizar aforo en la época de estiaje y época de lluvia.
- Realizar un análisis de las dos plantas de tratamiento.
- Realizar un análisis para optar por la mejor alternativa para la comunidad.
- Realizar el diseño hidráulico de la planta de tratamiento para potabilizar el agua.
- Elaborar el presupuesto general de la planta de tratamiento seleccionada.
- Explicar el mantenimiento y operación de la planta de tratamiento.

1.2.4. HIPÓTESIS

La tecnología alternativa denominada FLA (Filtración Lenta en Arena), como único proceso de tratamiento se considera como la más adecuada para proveer del líquido elemento con todas las garantías de calidad establecida por la Norma Boliviana, a la comunidad de Coimata. Por las ventajas que este proceso brinda al ser eficiente, económica, de fácil operación y el mantenimiento puede ser realizado por los mismos beneficiarios previa capacitación, sin mayor ayuda de fuentes externas.

1.2.5. ALCANCE DEL PROYECTO

Lo que se plantea en el presente proyecto es el de realizar un análisis de las características de la planta tipo FLA (Filtro Lento de Arena) y la planta tipo FiME (Filtros De Múltiples Etapas), para posteriormente definir la opción más adecuada entre ambos tipos de plantas y realizar el diseño hidráulico y presupuesto de la misma, para su implementación en la comunidad de Coimata.

Lo que también permitirá elaborar y recomendar un manual acerca del proceso operación y mantenimiento de la planta seleccionada.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1. CONCEPTO

Básicamente todo sistema de abastecimiento de agua potable por muy complejo que sea consta de cinco fases fundamentales: captación, conducción, tratamiento, distribución y recolección (disposición) de las aguas servidas.

En el presente proyecto nos abocaremos esencialmente a la fase de tratamiento de agua (cruda), que es considerada por algunos autores como la parte más delicada del sistema.

El tratamiento del agua tiene por objeto provocar los cambios físicos, químicos y biológicos que convierten el agua, de estado natural a condiciones potables; es decir, en condiciones de uso y consumo.

De acuerdo al uso que se le quiera dar a este recurso el agua debe cumplir con ciertos requisitos mínimos de calidad ya sea para riego, actividades recreativas, aprovechamiento hidroeléctrico, industrial y como es en nuestro caso agua potable para consumo humano.

2.1.1. COMPONENTES DE PURIFICACIÓN DEL SISTEMA.

Los proyectos de purificación de agua tienen cuatro componentes:

- a. El físico-químico.
- b. El mecánico
- c. El hidráulico
- d. El biológico.

Estos cuatro componentes, aunque están interrelacionados, pueden analizarse en forma separada.

2.1.1.1. COMPONENTES FÍSICO QUÍMICOS

En todo proyecto de planta de tratamiento los factores físico-químicos limitan las soluciones posibles que pueden adoptarse.

Son factores físicos aquellos que miden las propiedades que influyen en la calidad del agua: Color, turbiedad, sólidos totales y sólidos totales disueltos; resultantes de la presencia de un número de constituyentes físicos.

Son factores químicos aquellos que debido a elementos o compuestos químicos, orgánicos e inorgánicos, que en concentraciones mayores a lo establecido en la norma, pueden causar efectos nocivos a la salud.

Depende de estas características físico químicas que tenga el agua cruda, para estudiar y analizar el caso y optar por algún proceso a realizar para transformar determinada cantidad de agua cruda en una determinada calidad de agua tratada que cumpla con las normas de potabilidad establecidas por nuestra Norma Boliviana.

Es común que para realizar el tratamiento del agua cruda se opte por la adición de determinadas sustancias químicas que reaccionan con la molécula de agua y los iones presentes en el agua para coadyuvar a remover las impurezas que contiene. En este cambio es muy poco lo que se puede innovar. Prácticamente los mismos procesos son usados tanto en países más desarrollados que los menos desarrollados ya que el comportamiento químico del agua es universal. Lo único que se puede hacer es excluir determinados procesos que no tiene relación con la salud por costosos o porque tienen un control químico sofisticado. Pero, una vez que se seleccione un proceso hay que realizarlo con la tecnología disponible, sin tratar de hacer simplificaciones que no puedan dar resultados, confiando más en la suerte que en los conocimientos que tenemos sobre la materia.

2.1.1.2. COMPONENTES MECÁNICOS.

Se refiere a la manera de cómo se proyectan los equipos para la medición de niveles de los caudales, accionamiento de válvulas transporte de líquidos y control y registro de parámetros físico-químicos, y en el caso de dosificación de sustancias químicas. Es en este aspecto donde el proyectista de los países en vías de desarrollo tiene que utilizar un criterio distinto al de los países industrializados puede plantearse al respecto los siguientes lineamientos generales:

- ❖ Preferencia por la operación directa de válvulas y compuertas, en lugar del accionamiento hidráulico o neumático de control remoto, de ser necesario este, debería escogerse el accionamiento eléctrico.

- ❖ Determinación de flujos en elementos abiertos, como vertederos y canaletas Pharshall , en lugar de tubos Venturi, que requieren sistemas de medida de presión diferencial, la cual es más complicada que la simple observación de niveles
- ❖ Suspensión de toda operación automática hecha con sistemas electrónicos o similares.
- ❖ Utilización de instrumentación, como, la medida y registro de caudales, medida y registro de niveles, medida y registro de parámetros químicos (PH, cloro residual, turbiedad etc.). La instrumentación debe planearse para que cumpla con el objetivo básico de facilitar el control de aquellos valores sobre lo que es estrictamente indispensable mantener una vigilancia continua. No se deben instalar instrumentos que el personal de operación no está interesado en mantener o que no les hace falta, o que pueden reemplazarlos con sistemas de observación visual.
- ❖ Preferencia por válvulas mariposa, en lugar de compuertas o válvulas de compuertas porque tienen menores problemas de operación y mantenimiento cuando su uso es muy frecuente.
- ❖ Reemplazo, cuando sea posible y cuando su uso no es diario de válvulas de toda clase por compuertas de tipo superficial (stop logs) de bajo costo. Transmisión de señales por sistemas eléctricos preferiblemente y no hidráulicos o neumáticos que requieran el uso de bombas o compresores.

2.1.1.3. COMPONENTES HIDRÁULICOS DEL PROYECTO.

Se refiere a la manera de cómo se proyecta el flujo de agua que circula por los tanques y conductos de transmisión. Puede hacerse con sistemas abiertos o cerrados, con sentido vertical u horizontal, por gravedad o bombeo.

Es en este aspecto del proyecto donde se pueden realizar significativos ahorros en lo que se refiere al costo del proyecto. Cuando sea posible se debe buscar proyectar sistemas que trabajen enteramente por gravedad evitando los bombeos de agua o de sustancias químicas.

Esto también depende mucho de la ubicación de la fuente de agua y del terreno donde se emplazara la planta de tratamiento

2.1.1.4 COMPONENTES BIOLÓGICOS.

Hoy en día se le da cada vez, mayor importancia no solo a la eliminación de bacterias y virus en el agua sino también a la desactivación de protozoarios específicamente amebas, giardias, cristosporidium, que no se destruyen fácilmente con los procesos convencionales de desinfección y requieren por eso ser retenidos en el sedimentador y filtración, procesos a los cuales se les está pidiendo en la actualidad una remoción muy alta de partículas entre 1 a 5 μm (turbiedades < 0.5 UNT) para garantizar que los protozoarios no lleguen hasta la red de abastecimiento.

Adicionalmente, al agua tratada en las plantas se les exige que sea “biológicamente estable”, esto es, que no de origen a recrecimientos biológicos dentro de las tuberías de distribución, ya que estos crecimientos (biopelículas) sirven de albergue para el desarrollo de coliformes y, a veces de bacterias patógenas que deterioran la calidad del agua.

El componente biológico del tratamiento es el mismo para países en desarrollo que para países desarrollados e industrializados ya que afecta la salud humana en general, y es por tanto, un problema adicional que hay que resolver en la forma más conveniente posible.

2.1.2. CRITERIOS SOBRE LA CALIDAD DEL AGUA

Lo que se pretende en este trabajo es el de alcanzar una calidad de agua que sea garantizada para el consumo humano.

Al hablar de agua potable debe cumplir las siguientes 2 principales condiciones:

- a) No estar contaminada o sea, sea incapaz de transmitir al consumidor cualquier enfermedad de origen hídrico.
- b) Estar libre de sustancias tóxicas y no contener cantidades excesivas de sustancias minerales u orgánicas.

Además el agua debe dar una grata impresión a los sentidos por su claridad, estando libre de color y turbiedad, por la ausencia de sabores y olores por su temperatura refrescante.

Como se sabe, no siempre es fácil conseguir el precioso líquido con los requisitos mencionados y en la cantidad adecuada para el abastecimiento público. Por lo que también tomaremos en cuenta que el sistema de tratamiento a realizarse pueda operarse a un costo razonablemente bajo.

Estas condiciones a veces ocasionan situaciones conflictivas pero la norma que se establezca debe ser tal, que tenga en consideración todos estos factores, pensando que el agua también debe tener características tales que no produzcan daño, ni la red de distribución, ni a las industrias ni a la economía privada: en este punto cada país debe establecer normas de acuerdo al agua cruda que puede obtener y la relación costo

En nuestro país existen normas nacionales como la NB 512 que establece los valores máximos aceptables de los diferentes parámetros que determinan la calidad del agua con destino al uso y consumo humano y las modalidades de aplicación y control. También es importante tomar en cuenta el Órgano rector mundial de las normas de calidad, La Organización Mundial de la Salud; entre otras esta la Oficina Sanitaria Panamericana y en Estados Unidos la EPA.

Todas las instituciones mencionadas siguen una misma línea que debe ser respetada en proyectos de esta índole.

Para la selección del tipo de tratamiento y de los equipos, influye mucho las condiciones económicas de la población. Por una parte este ejerce una influencia notable sobre el nivel social del individuo o de una agrupación humana, ya que contar con todos los servicios básicos, eleva el nivel de vida; contribuye al bienestar del hombre; dignifica su existencia y representa uno de los escalones principales en la evolución social, desde lo que hoy llamamos primitivo hacia lo moderno y civilizado.

Por otra parte una planta de tratamiento contribuye al progreso económico de la sociedad, porque aumenta el producto nacional; incrementa la edad productiva del individuo, al reducir las tasas de mortalidad y morbilidad; libera energías para efectuar actividades de rendimiento productivo y apartando por completo el aspecto sanitario; el agua potable es materia prima o elemento indispensable para un sin número de procesos industriales.

Si bien una planta de tratamiento y un buen abastecimiento de agua imprimen un sello al ambiente, sobre las diversas manifestaciones de la vida humana y sobre la evolución socio-económica o histórica de una comunidad, el efecto es recíproco. Las condiciones sanitarias, sociales y económicas de la comunidad forzosamente se tienen que reflejar en las características de un sistema de abastecimiento. En pequeñas poblaciones es difícil conseguir un presupuesto adecuado y este es un factor determinante en el proyecto.

Es por esto que se opta por alternativas de plantas de tratamiento eficientes pero de bajo costo en inversión y mantenimiento para que de esta forma no se convierta en una carga más que deba pagar el beneficiario.

2.1.2.1. CONSIDERACIONES PRELIMINARES.

Antes de analizar las normas sobre la calidad del agua de consumo, deben definirse y tener claros algunos conceptos físicos y químicos del agua.

2.1.2.1.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICOS QUÍMICOS DEL AGUA.

El agua contiene en suspensión y en solución una gran cantidad y variedad de sustancias y compuestos que son los que le dan sus características peculiares y los que determinan el tratamiento de acuerdo al uso que se le desee dar.

2.1.2.1.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS.

Las características más importantes del agua son: su contenido de sólidos, color, olor y la temperatura.

- a) **Sólidos.**- estrictamente hablando se considera sólido a todo lo que está presente en el agua excepto el agua misma. Pero para propósitos básicos se habla de sólidos a aquellos que mantienen forma y volumen constantes gracias a la gran cohesión de sus moléculas en el agua cruda, se presenta cuando existe una medida del contenido combinado de todas las sustancias inorgánicas y orgánicas contenidas en un líquido en forma molecular, ionizada o en forma de suspensión micro-granular (sol coloidal). Los sólidos en las aguas potables y de proceso tienen gran importancia. En las aguas potables indican la calidad de la misma. Podemos mencionar los diferentes tipos de sólidos que pueden estar presentes en el agua:

- **Sólidos totales:** Los sólidos totales es la suma de los sólidos disueltos y en suspensión que la muestra de agua pueda contener. Se puede decir que las aguas naturales son un conjunto de agua con sólidos disueltos y suspendidos.
- **Sólidos disueltos:** Los sólidos disueltos lo constituyen las sales que se encuentran presentes en el agua y que no pueden ser separados del líquido por algún medio físico, tal como: sedimentación, filtración, etc. La presencia de estos sólidos no es detectable a simple vista, por lo que se puede tener un agua completamente cristalina con un alto contenido de sólidos disueltos.

La presencia de estos sólidos solo se detecta cuando el agua se evapora y quedan las sales residuales en el medio que originalmente contiene el líquido.

Analíticamente se miden pesando la cápsula con las sales residuales, una vez que el agua ha sido evaporada, y conociendo el peso neto de la cápsula es posible determinar la cantidad de sólidos disueltos por diferencia de peso.

- **Sólidos en suspensión:** Los sólidos en suspensión es el material que se encuentra en fase sólida en el agua en forma de coloides o partículas sumamente finas, y que causa en el agua la propiedad de turbidez. Cuanto mayor es el contenido de sólidos en suspensión, mayor es el grado de turbidez.

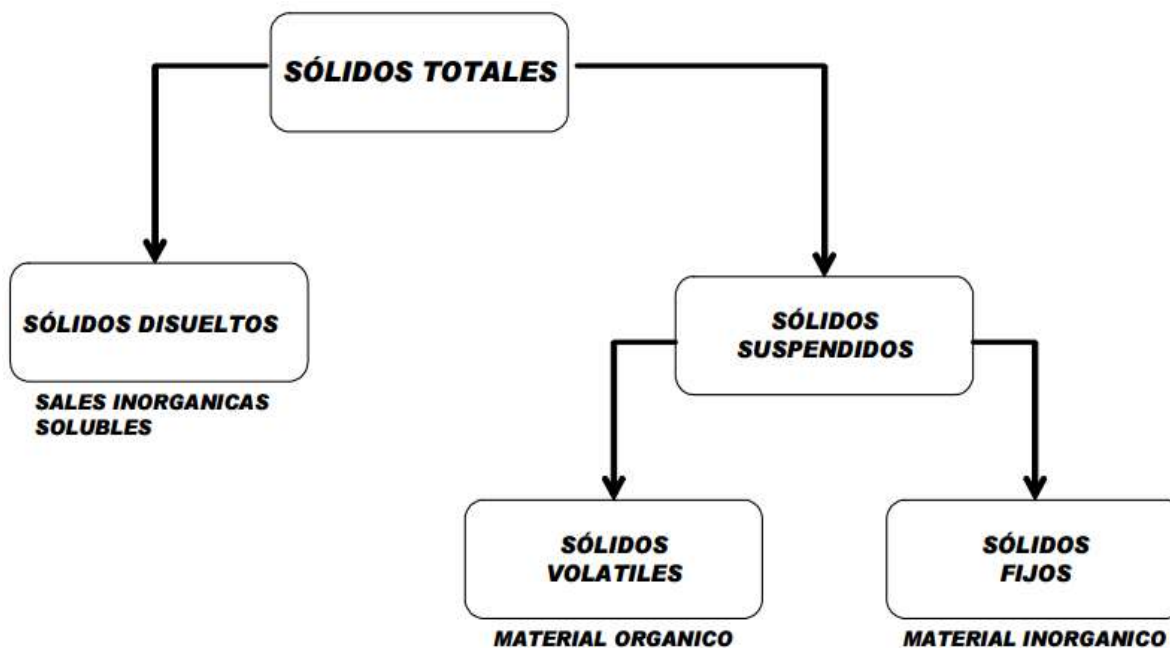
A diferencia de los sólidos disueltos, estos pueden separarse con mayor o menor grado de dificultad por procesos mecánicos como son la sedimentación y la filtración.

Analíticamente se determinan pasando un volumen medido de una muestra de agua a través de una cápsula la cual tiene una membrana o filtro con poros de 0.2 micrones donde son retenidos los sólidos suspendidos, cuando se filtra la muestra de agua.

Las partículas o sólidos suspendidos se componen de material orgánico e inorgánico. El material orgánico es principalmente algas o microorganismos y el inorgánico son: arcillas, silicatos, feldespatos, etc.

- **Sólidos volátiles y no volátiles:** En los sólidos suspendidos se tiene material orgánico e inorgánico. La materia orgánica es susceptible de separarse por calcinación de la muestra. Para esto, la cápsula que retiene los sólidos suspendidos se calcina a 550°C y el material orgánico se volatiliza en forma de bióxido de carbono y agua. El material inorgánico es inerte y no volátil, por lo que es retenido en la cápsula y por diferencia de peso se pueden cuantificar los sólidos volátiles y no volátiles.

FIGURA 2. 1: Sólidos disueltos y suspendidos en sus diferentes formas



- b) **Turbiedad.**- La turbidez es la dificultad del agua para transmitir la luz debido a materiales insolubles en suspensión, coloidales o muy finos, que se presentan principalmente en aguas superficiales. Son difíciles de decantar y filtrar, y pueden dar lugar a la formación de depósitos en las conducciones de agua, equipos de proceso, etc. Además interfiere con la mayoría de procesos a que se pueda destinar el agua. La turbidez nos da una noción de la apariencia del agua y sirve para tener una idea acerca de la eficiencia de su tratamiento.

Según la OMS (Organización Mundial para la Salud), la turbidez del agua para consumo humano no debe superar en ningún caso las 5 NTU, y estará idealmente por debajo de 1 NTU.

- c) **Color.**- El agua de uso doméstico e industrial tiene como parámetro de aceptación la de ser incolora, pero en la actualidad, gran cantidad del agua disponible se encuentra colorida y se tiene el problema de que no puede ser utilizada hasta que no se le trata removiendo dicha coloración.

Las aguas superficiales pueden estar coloridas debido a la presencia de iones metálicos naturales (hierro y manganeso), humus, materia orgánica y contaminantes domésticos e industriales como en el caso de las industrias de papel, curtido y textil; esta última causa coloración por medio de los desechos de teñido los cuales imparten colores en una amplia variedad y son fácilmente reconocidos y rastreados.

El color que en el agua produce la materia suspendida y disuelta, se le denomina "Color aparente", una vez eliminado el material suspendido, el color remanente se le conoce como "Color verdadero" siendo este último el que se mide en esta determinación.

- d) **Temperatura.-** La temperatura es un parámetro físico de suma importancia para los ecosistemas hidráulicos, aunque no es parte de las características de calidad del agua potable. Cuando la temperatura aumenta, disminuye la concentración de oxígeno disuelto si las aguas son deficientes en oxígeno.

- e) **Olor y Sabor.-** El sabor y olor en el agua de consumo (junto con la turbidez y el color constituye los parámetros que definen la calidad organoléptica del agua), pueden ser originados por distintas causas que pueden encontrarse ya sean en su origen, en su tratamiento o en la propia red de distribución, generalmente las causas están en el origen. Las aguas superficiales pueden deteriorarse por floraciones de algas o por vertidos de desechos industriales o domésticos, las aguas subterráneas pueden verse afectadas por distintas sustancias disueltas que desde la superficie van penetrando hacia el interior tales como los nitratos, hierro, manganeso y otras así como otras de naturaleza orgánica.

Identificar algunas de las sustancias que originan los problemas de olor y sabor son difíciles de llevar a cabo, desde el punto de vista analítico, dado las bajas concentraciones en las que generalmente se encuentran en el agua y sus compuestos orgánicos volátiles. Los equipos e instrumentos analíticos tienen que complementarse con la ayuda de las percepciones humanas respecto al olfato y al gusto.

2.1.2.1.3. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS.

La norma boliviana NB 512 define a las características químicas como; “*Aquellas debidas a elementos o compuestos químicos orgánicos e inorgánicos que como resultado de la investigación científica, se ha comprobado que en altas concentraciones, puede causar efectos nocivos a la salud, perjudicar otros usos o afectar al sistema de abastecimiento*”

a) *Materia Orgánica.*

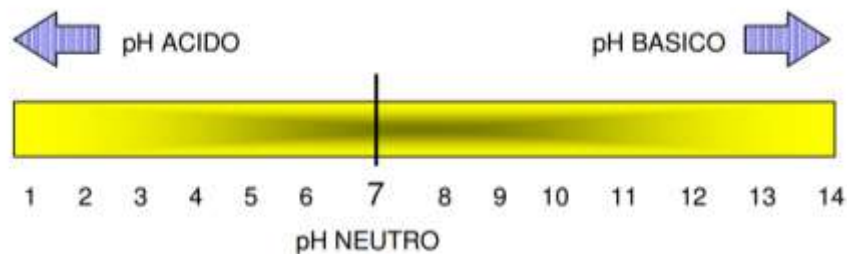
-Plaguicidas: “*término genérico que incluye todos los compuestos que forman parte de las siguientes familias de compuestos: insecticidas orgánicos, herbicidas orgánicos; funguicidas orgánicos; acaricidas orgánicos; nematocidas orgánicos; alguicidas orgánicos, los productos derivados y sus metabolitos, productos de degradación y de reacción de los mismos*” según la NB 512

b) *Materia Inorgánica*

- PH.- El potencial hidrógeno o pH, es un parámetro de suma importancia tanto para aguas naturales como aguas residuales. El rango de pH en el cual pueden interactuar los ecosistemas y sobrevivir las especies que lo conforman, está sumamente restringido, por lo cual si este valor es alterado, los procesos biológicos que normalmente se llevan a cabo pueden ser perturbados y/o inhibidos y las consecuencias son adversas.

Por definición pH es el logaritmo inverso de la concentración de ión hidrógeno.

FIGURA 2. 2. Rango de PH.



En aguas naturales y residuales el valor del pH define si las condiciones de esta son ácidas o básicas.

Un pH menor de 7.0 indica acidez en el agua, cuanto menor sea el valor del pH mayor es la concentración de iones hidrogeno y mayor es la acidez.

Por encima de un pH de 7.0 se tienen condiciones básicas en el agua. La concentración de iones hidrogeno es baja y se dice que el agua es alcalina.

Cuando el pH es de 7.0 se dice que el pH es neutro y el agua no tiene características ácidas ni alcalinas. En las aguas naturales y residuales el valor del pH está en el rango de 6.0 a 8.0 unidades de pH, y estos valores son los más adecuados para la actividad biológica de los ecosistemas.

- **Cloruros y sulfatos.**- Al igual que los cloruros, el contenido en sulfatos de las aguas naturales es muy variable y puede ir desde muy pocos miligramos por litro hasta cientos de miligramos por litro. Los sulfatos pueden tener su origen en que las aguas atraviesen terrenos ricos en yesos o a la contaminación con aguas residuales industriales. El contenido de sulfatos no suele presentar problema de potabilidad a las aguas de consumo pero, en ocasiones, contenidos superiores a 300 mg/l pueden ocasionar trastornos gastrointestinales en los niños. Se sabe que los sulfatos de sodio y magnesio pueden tener acción laxante, por lo que no es deseable un exceso de los mismos en las aguas de bebida.

La reglamentación técnico-sanitaria española establece como valor orientador de calidad 250 mg/l y como límite máximo tolerable 400 mg/l, concentración máxima admisible.

La determinación del contenido de sulfatos puede hacerse por diferentes métodos. El sulfato es el resultado de la oxidación del ácido sulfhídrico H₂S originalmente presente en el agua o en el acuífero. Altos niveles de este compuesto no presentan toxicidad pero si problemas en la calidad y usos del agua.

-**Fierro y Manganeso:** Fierro y manganeso casi siempre se encuentran presentes en forma conjunta, por lo que si en el agua se tienen niveles relativamente altos de fierro, seguramente el manganeso estará presente en concentraciones problemáticas para el uso del agua.

Ni el fierro ni el manganeso representan un problema de toxicidad, pero la calidad del agua no es la deseada cuando se tienen altos valores de estos elementos.

Cuando estos metales precipitan del agua dónde originalmente se encuentran disueltos, forman depósitos color amarillo o café oscuro, o una lama negra sumamente desagradable.

Esta precipitación ocurre cuando el agua tiene contacto con el aire y se oxidan los metales ocurriendo la precipitación.

La precipitación de los metales puede ocurrir en la cerámica del baño, muy frecuentemente en la taza del retrete o excusado, en lavamanos y en general en toda la tubería y accesorios domésticos que entran en su contacto, como cuchillería, platos, vajilla y demás.

También el consumo de agua con fierro y manganeso por arriba de la norma de calidad establecida, causa problemas de sabor en el consumidor no acostumbrado.

- **Alcalinidad.**- La alcalinidad es un parámetro que determina la capacidad de un agua para neutralizar los efectos ácidos que sobre ella actúan. Los constituyentes principales de la alcalinidad son los bicarbonatos (HCO_3^-), carbonatos (CO_3^{2-}), e hidróxidos (OH^-).

La alcalinidad proviene de los minerales que se encuentran en forma de carbonatos y bicarbonatos (Na_2CO_3 , NaHCO_3 , por ejemplo), que disuelve el agua en su contacto con las capas de estratos, y también por la acción del CO_2 atmosférico al disolverse en el agua

- **Dureza.**- La dureza del agua se debe a la presencia de cationes como: calcio, magnesio, estroncio, bario, fierro aluminio, y otros metales que se encuentran presentes en forma de sólidos disueltos. De éstos, el calcio y el magnesio son los más abundantes, por lo que casi siempre la dureza está directamente relacionada con la concentración de éstos dos elementos. Desde el punto de vista sanitario, la dureza del agua no tiene ninguna relación con la salud, por lo que es irrelevante consumir agua de alta o baja dureza, sin embargo, el exceso de dureza hacen el agua desagradable para su empleo en servicios y en la industria. Si la cantidad de calcio y magnesio es muy alta, cuando el agua se evapora o cuando cambian sus condiciones, se satura la solución y se forma un precipitado de carbonato de calcio y de hidróxido de magnesio que causan formación de sarro en equipos y tuberías y en algunos equipos industriales dañan éstos irreversiblemente.

Para disminuir la dureza a valores adecuados, se emplean resinas de intercambio iónico o se emplea el proceso de precipitación química de calcio y magnesio.

- **Nitrógeno.**- El nitrógeno es esencial para todos los organismos; es parte fundamental de moléculas como proteínas y ácidos nucleicos y es un nutriente indispensable en el crecimiento de organismos fotosintéticos.

En la naturaleza, y en presencia de O^2 , el nitrógeno amoniacal se transforma en nitrito y éste, rápidamente en nitratos, que es la forma más oxidada que se encuentra el nitrógeno en el agua.

Los nitratos y especialmente los nitritos son indeseables en las aguas potables ya que pueden causar la enfermedad conocida como metahemoglobinemia. La metahemoglobinemia es una condición en la cual el organismo intercambia nitritos en los grupos heme de la sangre que son los que se encargan del transporte de sangre en todo el organismo.

Como el nitrito es isoelectrónicamente similar al oxígeno, si la concentración de nitritos en los fluidos corporales es muy alta, los nitritos ocupan el lugar del oxígeno en la hemoglobina y bajo ciertas circunstancias se puede presentar una condición de anoxia. Esto ocurre cuando una persona ingiere altas cantidades de nitritos y por su metabolismo es susceptible a esta condición, puede morir por asfixia.

La Norma Boliviana 512 de calidad de agua potable permite un máximo de 45 mg/L de nitrógeno en forma de nitrato.

- **Fósforo.**- Aunque el fósforo no presenta toxicidad en los seres vivos, la presencia de fosfatos en aguas potables indica la posibilidad de contaminación del acuífero por aguas contaminadas o aguas residuales. Debido a que el fósforo se encuentra presente en cantidades relativamente altas en aguas residuales y aguas de riego agrícola, su presencia en valores mayores a los valores normales en aguas potables, puede deberse a una contaminación o infiltración de aguas residuales al yacimiento de agua potable.

Aunque el fósforo no representa toxicidad o daño alguno, los herbicidas o pesticidas organofosforados que también están presentes en las aguas de riego agrícola son una advertencia de la calidad del agua ya que la presencia de fósforo en el agua puede ser debida a los agroquímicos fosforados. Si se debe a la infiltración de aguas residuales sin tratamiento previo, también son un riesgo al consumidor de estas fuentes de agua natural.



La alcalinidad es de primordial importancia en algunos procesos que se llevan a cabo en sistemas de tratamiento de aguas, ya que entre otras características, la presencia de alcalinidad en sus diferentes formas es necesaria para evitar los cambios bruscos de pH, y también es un componente que forma parte de las reacciones químicas en procesos tales como la coagulación y floculación o en la precipitación de calcio y magnesio para remoción de la dureza por medio del proceso cal soda/ash. Si se agrega ácido al agua, las reacciones 1, 2 y 3 anteriores se desplazan de derecha a izquierda, desprendiéndose CO₂ del agua y anulando parcialmente los efectos del ácido. Si se agrega un álcali, el ión hidrógeno que se produce en las reacciones 2 y 3, reacciona para formar agua con el hidroxilo que se encuentra en el álcali agregado y también anula parcialmente los efectos alcalinos, y de esta manera la alcalinidad del agua ejerce un efecto buffer o amortiguador de cambios bruscos de pH.

-Coliformes: Para evaluar más ampliamente la calidad bacteriológica del agua se determina la presencia o ausencia de organismos coliformes. Los organismos patógenos están dentro del grupo de los coliformes, pero no todos los coliformes son patógenos, por lo que la presencia de coliformes en una muestra de agua no necesariamente indica la presencia de organismos causantes de enfermedad, sin embargo, para considerar un agua segura para beber o para actividades en las cuales el hombre tiene contacto íntimo con el agua, debe estar libre de organismos coliformes.

-Salinidad: Todas las aguas naturales contienen sales disueltas (sólidos en suspensión), y la salinidad del agua es en cierta forma una de las características de calidad del agua en lo referente a su sabor y aceptabilidad por el usuario.

La cantidad de sólidos disueltos se determina en forma semi cuantitativa con la conductividad del agua, la cual se mide en ppm, o resistividad o conductividad del agua.

Cuanto mayor sea la conductividad, mayor es la cantidad de sólidos disueltos y después de cierto valor límite que fija la norma de calidad del agua, ya no es conveniente su consumo directo sin un tratamiento previo.

En las normas de calidad de agua potable de la EPA, de la CNA o de la Unión Europea, la conductividad o grado de salinidad del agua, no es un estándar primario (obligatorio), sino que es un estándar secundario (recomendado). La alta salinidad del agua por sí sola, no es motivo de daños en la salud del consumidor pero si un inconveniente en su empleo.

La alta salinidad puede manchar y dañar los accesorios de baño y de cocina, y aun las tuberías mismas de conducción del agua. La alta salinidad es desagradable para la mayoría de los consumidores y los no acostumbrados a consumir aguas de este tipo. Su consumo como agua de beber, puede causarles desordenes estomacales momentáneos a los usuarios, ya que en este tipo de aguas generalmente hay alta concentración de cloruros y de sulfatos y estos últimos causan diarrea en los consumidores no acostumbrados, pero una vez que el organismo se adapta a estos cambios el agua se puede consumir sin daños a la salud.

También la alta cantidad de sólidos disueltos causa problemas en la cocción de alimentos, principalmente oleaginosas ya que estas no se cuecen adecuadamente como resultado de la elevación en la temperatura de ebullición del agua por el alto contenido de sales.

Si se emplea agua con estas características en la formulación de alimentos (jugos, bebidas, sopas, etc.) casi siempre se tendrá un deterioro en la calidad del producto.

Tampoco es posible emplear con buenos resultados agua de alta salinidad en la cría de ganado, ya que los animales de cría rechazan el agua por su baja calidad, y esto causa pérdidas por la disminución de peso y de producción de lácteos del ganado lechero.

La única forma de disminuir el nivel de sales en las aguas salinas es con el empleo de la nano filtración, o mejor aún con la hiperfiltración u osmosis inversa, como es más conocido este proceso.

-Metales Pesados-Tóxicos: Algunos metales como: cromo, níquel, cadmio, mercurio, plomo arsénico, selenio, etc., presentan toxicidad. La ingestión de ellos aún en cantidades mínimas

pero durante un largo periodo, como es toda una vida promedio, puede causar daños en el organismo.

La ingestión de metales tóxicos incrementa el riesgo de aparición de tumores, enfermedades en órganos vitales como aparato digestivo, respiratorio y reproductivo con consecuencias no solo al consumidor sino a su descendencia.

Como consecuencia de esto se ha establecido un límite máximo para los diferentes metales y metaloides en agua potable y estos niveles son mínimos, del orden de partes por billón, para minimizar el riesgo de daños en los consumidores de agua potable.

2.1.2.2. CONSIDERACIONES DE LA CALIDAD DEL AGUA POTABLE SEGÚN LA NB 512.

Nos basaremos en los parámetros que fija la Norma Boliviana NB 512, para que el agua se considere apta para consumo humano (agua potable).

2.1.2.2.1. PARÁMETROS BACTERIOLÓGICAS.

TABLA 2. 1: Requisitos bacteriológicos de la NB 512

Características	Valor máximo aceptable	Observaciones
Coniformes totales	0.0 UFC/mL	< 5 NMP/100 mL (*)
Escherichia coli	0.0 UFC/mL	< 5 NMP/100 mL (*)

(*) 95% de las muestras, con la serie de 5 tubos.

2.1.2.2.2. PARÁMETROS FÍSICO-QUÍMICOS.

TABLA 2. 2. Parámetros físicos químicos según la NB 512

Características		Valor máximo aceptable	Observaciones
Compuestos inorgánicos			
Dureza total		500 mg/L CaCO ₃	
pH ⁽¹⁾		9,0	Límite inferior 6,5
Arsénico	As	0,05 mg/L (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Bario	Ba	0,7 mg/L (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Boro	B	0,3 mg/L (**)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Cadmio	Cd	0,005 mg/L (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Cianuro	CN	0,07 mg/L (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Cloruros ⁽²⁾	Cl ⁻	250,0 mg/L (*)	Valores mayores originan sabor y corrosión
Cobre	Cu	1,0 mg/L (**)	
Cromo total	Cr	0,05 mg/L (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Fluoruro ⁽³⁾	F ⁻	1,5 mg/L (**)	Deberá tenerse en cuenta la adaptación climática del lugar
Hierro total	Fe	0,3 mg/L (**)	
Manganeso	Mn	0,1 mg/L (**)	
Mercurio	Hg	0,001 mg/L (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Níquel	Ni	0,05 mg/L (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Aluminio	Al	0,2 mg/L (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Amoniaco NH ₄ ⁺		0,5 mg/L (**)	
Antimonio	Sb	0,005 mg/L (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la

Características		Valor máximo aceptable	Observaciones
			salud
Nitritos ⁽⁴⁾	NO ₂ ⁻	0,1 mg/L (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Nitratos ⁽⁴⁾	NO ₃ ⁻	45,0 mg/L (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Plomo	Pb	0,01 mg/L (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Selenio	Se	0,01 mg/L (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Sulfatos	SO ₄ ⁼	400, mg/L (**)	
Zinc	(Zn)	5,0 mg/L (**)	
Compuestos orgánicos			
Acrilamida ⁽⁵⁾		0,5 µg/L	
Epiclorohidrina ⁽⁵⁾		0,4 µg/L	
Benceno		5,0 µg/L	
Benzo[a]pireno		0,2 µg/L	
Cloroformo		200,0 µg/L	
THM (trihalometanos totales)		100,0 µg/L	
Cloruro de vinilo		2,0 µg/L	
Fenol		2,0 µg/L	

- (1) Adoptar con respecto al equilibrio calcio-carbónico.
- (2) Cuando se utilice un desinfectante como el cloro, el valor admisible de cloro residual libre en cualquier punto de la red de distribución de agua, deberá estar comprendido entre 0,2 y 1,0 mg/l.
- (3) Para más información véase la tabla 7.
- (4) La condición según la cual $NO_3^-/50 + NO_2^-/3 < 1$.
- (5) Todos y cada uno de los sistemas de agua deben declarar al estado por escrito, que si usa acrilamida y/o epiclorohidrina para tratar el agua, la combinación (o producto) de dosis y cantidad del monómero, no superará los niveles especificados, a saber: acrilamida = 0,05%, dosificada a razón de 1 mg/L (o su equivalente); epiclorohidrina = 0,01%, dosificada a razón de 20 mg/L (o su equivalente).
- (*) Posible efecto sobre la salud por exposición que supere el valor máximo aceptable (veáanse guías OPS/OMS).
- (**) Valores superiores pueden influir en la apariencia, el sabor, el olor o perjudicar otros usos del agua (veáanse guías OPS/MS).

2.1.2.2.3. PARÁMETROS DE CONTROL BÁSICO.

Los parámetros de Control Básico de la calidad del agua para consumo humano que deben realizar las EPSAs, se presentan en la tabla 2.3.

TABLA 2. 3. Parámetros básicos de la calidad de agua según NB 512

Parámetro	Valor máximo aceptable
Físicos	
Color	15 UCV
Químicos	
Sólidos totales disueltos	1.000 mg/l
Químicos Inorgánicos	
Alcalinidad total	370,0 mg/l de CaCO ₃
Calcio	200,0 mg/l
Cloruros	250,0 mg/l
Dureza	500,0 mg/l de CaCO ₃
Hierro total	0,3 mg/l
Magnesio	150,0 mg/l
Manganeso	0,1 mg/l
Sodio	200,0 mg/l
Sulfatos	400,0 mg/l

Para efectos de evaluación, el sabor y el olor se determina por medio de los sentidos y el color, turbiedad y los sólidos totales disueltos, por medio de métodos analíticos de laboratorio.

2.1.2.2.4. PARÁMETROS DE CONTROL.

TABLA 2. 4: Parámetros físico- organolépticos.

Características	Valor máximo aceptable	Observaciones
Color	15 UCV	UCV = Unidad de color verdadero (y no presentar variaciones anormales – UCV en unidades de platino cobalto)
Sabor y olor	Ninguno	Deben ser aceptables
Turbiedad	5 UNT	UNT = unidades nefelométricas de turbiedad
Sólidos totales disueltos	1000 mg/L (**)	

(**) Valores superiores pueden influir en la apariencia, el sabor, el olor o perjudicar otros usos del agua (veáanse guías OPS/OMS).

2.2. CONCEPCIÓN GENERAL DE LAS OPCIONES DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

Los parámetros básicos de diseño son un conjunto de valores necesarios para el diseño de las opciones de tratamiento, los cuales son obtenidos en base a estudios de campo, recolección de información técnica, económica, social, ambiental y cultural de la población a ser beneficiada por el proyecto.

2.2.1. CAPACIDAD DE LA PLANTA

Podemos basarnos en la Norma Boliviana para afirmar que la capacidad nominal de una planta de tratamiento debe diseñarse para el consumo máximo diario, considerando un índice de crecimiento poblacional y el período de diseño. Debe tomarse en cuenta para el diseño de instalaciones de plantas de tratamiento un porcentaje correspondiente a las fugas que se producen o producirán en el sistema. Este porcentaje depende de las características y los materiales de las redes de distribución, así como la edad del sistema y calidad de la mano de obra en la construcción. El proyectista determinará el valor del porcentaje según los estudios de evaluación realizados.

2.2.2. POBLACIÓN FUTURA

El diseño y mantenimiento de una planta de tratamiento requiere del conocimiento más exacto posible de la cantidad de agua que será tratada durante un determinado periodo de tiempo y de esta manera determinar una cantidad y calidad de agua que pueda utilizarse para abastecer a una población determinada.

La predicción de crecimiento de población deberá estar perfectamente justificada de acuerdo a las características de la zona en estudio, sus factores socioeconómicos y su tendencia de desarrollo.

La población resultante para cada etapa de diseño deberá coordinarse con las áreas, densidades del plano regulador respectivo y los programas de desarrollo regional.

En el cálculo de la población de proyecto o futura la Norma Boliviana NB 689 recomienda tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Población inicial, referida al número de habitantes dentro el área de proyecto que debe ser determinado mediante un censo poblacional y/o estudio socio-económico.
- Se aplicarán los datos estadísticos del Instituto Nacional de Estadística (INE) para determinar la población de referencia o actual y los índices de crecimiento demográfico respectivos.
- Para poblaciones menores, en caso de no contar con índice de crecimiento poblacional, se debe adoptar el índice de crecimiento de la población capital o del municipio. Si el índice de crecimiento fuera negativo se debe adoptar como mínimo un índice de crecimiento de 1%.

2.2.3. DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS PARA POBLACIÓN FUTURA.

Uno de los factores más importantes y monumentales en un proyecto de abastecimiento de agua viene a ser el número de personas beneficiadas con éste, es decir la población, la cual se determina estadísticamente proyectada hacia el futuro (población futura). Los métodos matemáticos que se aplican en el cálculo de la población futura de un país, se basan en ecuaciones que expresan el crecimiento demográfico en función del tiempo, dicho crecimiento medido y expresado en una tasa o en un porcentaje de cambio, se obtiene a partir de la observación o estimación del volumen poblacional en dos o más fechas del pasado reciente. Por lo general, los censos de población, realizados con un intervalo aproximado de diez años, permiten dicha medición. De otro modo es válido utilizar las tasas de crecimiento de otros países de características similares como referenciales. Una vez determinada la tasa o el volumen de crecimiento del pasado, se procede a extrapolar la curva de crecimiento que mejor se adecue a la tendencia observada o supuesta. Los métodos matemáticos que se aplican en el cálculo de la población futura del país, se basan en ecuaciones que expresan el crecimiento demográfico en función del tiempo.

Para el cálculo de la población futura se pueden utilizar uno de los siguientes métodos de crecimiento, según el tipo de población, dependiendo de sus características socioeconómicas. Los métodos de cálculos son:

2.2.3.1. MÉTODO ARITMÉTICO O CRECIAMIENTO LINEAL

El uso de éste método para proyectar la población tiene ciertas implicancias. Desde el punto de vista analítico implica incrementos absolutos constantes lo que demográficamente no se cumple ya que por lo general las poblaciones no aumentan numéricamente sus efectivos en la misma magnitud a lo largo del tiempo. Por lo general, este método se utiliza para proporciones en plazos de tiempo muy cortos.

$$Pf = Po \left(1 + \frac{i * t}{100} \right)$$

Donde:

P_f = Población futura (hab.)

P_o = Población inicial de referencia (hab.)

t = Periodo de diseño, a partir del año dato para la población inicial (años)

i = Índice o tasa de crecimiento anual (%)

Observación: El método lineal, supone un crecimiento constante de la población, la cual significa que la población aumenta o disminuye en el mismo número de personas.

2.2.3.2. MÉTODO GEOMÉTRICO

Un crecimiento de la población en forma geométrica, supone que la población crece a una tasa constante, lo que significa que aumenta proporcionalmente lo mismo en cada período de tiempo, pero en número absoluto, las personas aumentan en forma creciente en esta curva el tiempo se toma como una variable discreta. El crecimiento geométrico se describe a partir de la siguiente ecuación:

$$Pf = Po \left(1 + \frac{i}{100} \right)^t$$

Donde:

P_f = Población futura (hab.)

P_o = Población inicial de referencia (hab.)

t = Periodo de diseño, a partir del año dato para la población inicial (años)

i = Índice de crecimiento anual (%)

2.2.3.3. MÉTODO EXPONENCIAL

Un crecimiento de la población en forma exponencial, supone que la población crece a una tasa constante, lo que significa que aumenta proporcionalmente lo mismo en cada período de tiempo, pero en número absoluto, las personas aumentan en forma creciente en esta curva el tiempo se toma como una variable continua.

$$Pf = Po * e^{\left(\frac{i*t}{100}\right)}$$

Donde:

P_f = Población futura (hab.)

P_o = Población inicial de referencia (hab.)

t = Periodo de diseño, a partir del año dato para la población inicial (años)

i = Índice de crecimiento anual (%)

Observación: La diferencia conceptual entre estas dos curvas es que en el primero (crecimiento geométrico), el tiempo se toma como una variable discreta, mientras que en el segundo (crecimiento exponencial) es una variable continua y en tal sentido la tasa de crecimiento diferirá en los dos modelos; en el primero estaría midiendo la tasa de crecimiento entre puntos en el tiempo que estarían igualmente espaciados y en el segundo medirá la tasa instantánea de crecimiento. Sin embargo en la medida en que el período del tiempo considerado se haga más pequeño, las dos ecuaciones serán más parecidas hasta el punto que la ecuación geométrica tiende a la exponencial, cuando el período de tiempo tiende a cero.

A medida que el tiempo se aleja, la curva exponencial, supone un crecimiento más rápido de la población, comparando con los otros modelos, pero a períodos cortos, la geométrica puede superar a la exponencial en cuanto a la tasa de crecimiento, ésta va incrementándose con el tiempo.

2.2.3.4. MÉTODO PARABÓLICO

En los casos en que se dispone de estimaciones de la población referidas a tres o más fechas pasadas y la tendencia observada no responde a una línea recta, ni a una curva geométrica o exponencial, es factible el empleo de una función polinómica, siendo las más utilizadas las de segundo o tercer grado. Una parábola de segundo grado puede calcularse a partir de los resultados de tres

censos o estimaciones. Este tipo de curva no sólo es sensible al ritmo medio de crecimiento, sino también al aumento o disminución de la velocidad de ese ritmo. La fórmula general de las funciones polinómicas de segundo grado es la siguiente:

$$Pf = a + bt + ct^2$$

Donde:

P_f = Población futura (hab.)

t = Periodo de diseño, a partir del año dato para la población inicial (años)

a, b, c : son constantes que se pueden calcularse resolviendo la ecuación para cada uno de las tres fechas censales o de estimaciones pasadas.

Observación: Al igual que en la aplicación de la curva aritmética o geométrica, el empleo de una curva parabólica puede traer problemas si se extrapola la población por un período de tiempo muy largo, pues, los puntos llegan a moverse cada vez con mayor rapidez, y sea en un sentido ascendente o descendente. Ello puede conducir a que en un período futuro lejano se obtenga valores de la población inmensamente grandes, o muy cercanos a cero.

2.2.3.5. MÉTODO DE WAPPAUS

Es otro de los métodos que se encuentran en función de la tasa de crecimiento anual y el período de diseño, y viene dado por la siguiente expresión:

$$Pf = P_o \left(\frac{200 + i * t}{200 - i * t} \right)$$

Donde:

P_f = Población futura (hab.)

P_o = Población inicial de referencia (hab.)

t = Periodo de diseño, a partir del año dato para la población inicial (años)

i = Índice de crecimiento anual (%)

Observación: Este método se empleara desde poblaciones pequeñas de hasta 5000 hab. hasta poblaciones mayores de hasta 100000 hab.

2.2.3.6. MÉTODO GRÁFICO DE COMPARACIÓN

Con este método se procede de la siguiente forma; con los datos censales se forma una gráfica en donde se sitúan los valores de los censos en un sistema de ejes rectangulares en el que las abscisas (x), representan los años de los censos y las ordenadas (y) y el número de habitantes. A continuación se traza una curva media entre los puntos así determinados, prolongándose a ojo esta curva, hasta el año cuyo número de habitantes se desea conocer.

2.2.3.7. APLICACIÓN SEGÚN LA NORMA NB 689.

Los métodos a emplearse deben ser aplicados en función del tamaño de la población, de acuerdo a lo especificado en la Tabla 2.5.

TABLA 2. 5: Aplicación de los métodos de cálculo para la estimación de la población futura

Método	Población (habitantes)			
	Hasta 5 000	De 5 001 a 20 000	De 20 001 a 100 000	Mayores a 100 000
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X
Exponencial	X (2)	X (2)	X (1)	X
Curva logística				X

(1) Optativo, recomendable

(2) Sujeto a justificación

2.2.4. TENDENCIA DE CRECIMIENTO DE LA POBLACIÓN

De acuerdo a los últimos datos proporcionados por el INE (Instituto Nacional de Estadística de Bolivia) del Censo Nacional de Población y Vivienda, que se realizó el 21 de noviembre de 2012, reveló que la tasa de crecimiento de Bolivia constituye la más alta de América Latina, con un promedio anual de 2.03 por ciento, que significa un total de 10.389.913 de personas, es decir, 2.115.588 más que en el 2001.

El departamento de Tarija es uno de los que se encuentra por encima del promedio nacional de 2.03% con un porcentaje de 2.30% en el 2012, como dato actual extraído del INE para el año 2016 el porcentaje es de 1.86%. Sin embargo en el municipio de Méndez la tasa de crecimiento de 1%.

Para tomar en cuenta la Norma Boliviana en este punto indica o siguiente: *“Para poblaciones menores, en caso de no contar con índice de crecimiento poblacional, se debe adoptar el índice de crecimiento de la población capital o del municipio. Si el índice de crecimiento fuera negativo se debe adoptar como mínimo un índice de crecimiento de 1%.”*

2.2.5. PERIODO DE DISEÑO

El período de diseño es el número de años durante los cuales una obra determinada prestará con eficiencia el servicio para el cual fue diseñada.

El periodo de diseño para la construcción de las plantas debe ser corto para reducir la carga financiera sobre la población presente. En todo caso el proyectista debe justificar el periodo de diseño según las características poblacionales y el contexto socio – económico asociado al proyecto.

El período de diseño debe ser adoptado en función del componente del sistema y la característica de la población, según lo indicado en la Tabla 2.6.

TABLA 2. 6: Periodo de diseño (años)

Componente del sistema	Población menor a 20 000 habitantes	Población mayor a 20 000 habitantes
Obra de captación	10 – 20	30
Aducción	20	30
Pozos profundos	10	15 - 20
Estaciones de bombeo	20	30
Plantas de tratamiento	15 - 20	20 - 30
Tanques de almacenamiento	20	20 - 30
Redes de distribución	20	30
Equipamiento:		
- Equipos eléctricos	5 - 10	5 - 10
- Equipos de combustión interna	5	5

El periodo de diseño está comprendido entre 20 y 30 años para instalaciones con capacidades de tratamiento mayores a 1,0 m³/s y podrá ser de 5 a 10 años para aquellas instalaciones en las cuales se requieren bajas inversiones y corresponden al concepto de tecnología apropiada y pueden ser ampliadas una vez el periodo haya transcurrido; rara vez se adoptará 15 a 20 años.

2.2.6. DOTACIÓN

La dotación es el consumo diario de agua, que sirve para calcular los caudales de diseño.

Los principales factores que afectan el consumo de agua son: el tipo de comunidad, factores económicos y sociales, factores climáticos y tamaño de la comunidad. Independientemente que la población sea rural o urbana, se debe considerar el consumo doméstico, el industrial, el comercial, el público y el consumo por pérdidas.

Las características económicas y sociales de una población pueden evidenciarse a través del tipo de vivienda, siendo importante la variación de consumo por el tipo y tamaño de la construcción. El consumo de agua varía también en función al clima, de acuerdo a la temperatura y a la distribución de las lluvias; mientras que el consumo per cápita, varía en relación directa al tamaño de la comunidad.

2.2.6.1. DOTACIÓN MEDIA DIARIA.

La dotación media diaria, se refiere al consumo anual total previsto en un centro poblado dividido por la población abastecida y el número de días del año. Es el volumen equivalente de agua utilizado por una persona en un día.

Para el caso de sistemas nuevos de agua potable, con conexiones domiciliarias, la Dotación media diaria puede ser obtenida sobre la base de la población y la zona geográfica dada, según lo especificado en la Tabla 2.7.

TABLA 2. 7: Dotación media diaria (l/hab.-día)

Zona	Población (habitantes)					
	Hasta 500	De 501 a 2 000	De 2 001 a 5 000	De 5 001 a 20 000	De 20 001 a 100 000	Más de 100 000
Del altiplano	30 - 50	30 - 70	50 - 80	80 - 100	100 - 150	150 - 200
De los Valles	50 - 70	50 - 90	70 - 100	100 - 140	150 - 200	200 - 250
De los Llanos	70 - 90	70 - 110	90 - 120	120 - 180	200 - 250	250 - 350

2.2.6.2. VARIACIONES PERIÓDICAS DE LOS CONSUMOS

El consumo no es constante durante todo el año, inclusive se presentan variaciones durante el día, esto hace necesario que se calculen gastos máximos diarios y máximos horarios, para el cálculo de estos es necesario utilizar Coeficientes de Variación diaria y horaria respectivamente.

El coeficiente de caudal máximo diario $k_1 = 1,20$ a $1,50$ (Rango proporcionado por la norma boliviana NB 689).

El coeficiente de caudal máximo horario k_2 , cuyo valor depende de la población y es definido según la siguiente tabla 2.8.

TABLA 2. 8: Valores del Coeficiente K_2

Población (habitantes)	Coeficiente k_2
Hasta 2 000	2,20 – 2,00
De 2 001 a 10 000	2,00 – 1,80
De 10 001 a 100 000	1,80 – 1,50
Más de 100 000	1,50

2.2.6.3. CAUDALES DE DISEÑO

Los caudales de diseño deben ser estimados para el dimensionamiento de los diferentes componentes del sistema de agua potable. Se deben considerar los siguientes caudales:

2.2.6.3.1. CAUDAL MEDIO DIARIO

Es el consumo medio diario de una población, obtenido en un año de registros. Se determina con base en la población del proyecto y dotación, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Q_{md} = \frac{P_f * D_f}{86400}$$

Donde:

Q_{md} =Caudal medio diario (l/s)

P_f =población futura (hab.)

D_f =dotación futura (l/hab.-día)

2.2.6.3.2. CAUDAL MÁXIMO DIARIO

Es la demanda máxima que se presenta en un día del año; representa el día de mayor consumo del año.

Se determina multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente k_1 que varía, según las características de la población.

$$Q_{m\acute{a}x.d} = Q_{md} * k_1$$

Donde:

$Q_{m\acute{a}x.d}$: Caudal máximo diario (l/s).

K_1 : Coeficiente de caudal máximo diario.

Q_{md} : Caudal medio diario (l/s).

2.2.7. GRANULOMETRÍA

En los comienzos de la investigación de las propiedades de los suelos se creyó que las propiedades mecánicas dependían directamente de la distribución de las partículas constituyente según sus tamaños, por ello era preocupación especial de los ingenieros la búsqueda de métodos adecuados para obtener tal distribución. Aun hoy, tal parece que todo técnico interesado en suelos debe pasar a modo de etapa de iniciación, por una época en que se siente obligado a creer que, con suficiente experiencia, es posible deducir las propiedades

mecánicas de los suelos a partir de su distribución granulométrica o descripción por tamaños; es común, sin embargo, que una no muy dilatada experiencia haga que tal sueño se desvanezca.

Solamente en suelos gruesos, cuya granulometría puede determinarse por mallas, la distribución por tamaños puede revelar algo de los referente a las propiedades físicas del material; en efecto la experiencia indica que los suelos gruesos bien graduados, o sea por amplia gama de tamaños, tienen comportamiento ingenieril más favorable, en lo que atañe a algunas propiedades importantes, que los suelos de granulometría muy uniforme.

Más aun en esos suelos gruesos, ha de señalarse, según ya se dijo, que el comportamiento mecánico e hidráulico esta principalmente definido por las compacidad de los granos y su orientación, características que distribuye, por la misma manera de realizarse, la prueba de granulometría, de modo que en sus resultados finales se ha tenido que perder todo huella de aquellas propiedades tan decisivas. De esto se desprende lo muy deseable que sería poder hacer una investigación granulométrica a un método tal que respetara la estructuración inalterada del material; ese método, sin embargo hasta hoy no se ha encontrado y todo parece indicar que no se podrá desarrollar jamás.

En suelos finos en estado inalterado, las propiedades mecánicas e hidráulicas dependen en tal grado de su estructuración e historia geológica, que el conocimiento de su granulometría, resulta totalmente inútil: sin embargo, el ingeniero interesado en suelos debe estar suficientemente familiarizado con los criterios técnicos basados en la distribución granulométrica y con los métodos más importantes para su determinación, pues estos temas ocupan aun un espacio apreciable dentro de la literatura técnica y se hace necesario al ingeniero moderno estar más informado sobre esta materia que aquellos que, sin la conveniente meditación de sus ideas, aplican normas simplistas, conducentes a conclusiones inaceptables.

El sistema de clasificación de suelos basados en criterios de granulometría está en función a los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo. Tal criterio fue usado en Mecánica de Suelos desde un principio e incluso antes de la etapa moderna de esta ciencia. Originalmente el suelo

se dividía únicamente en tres o cuatro fracciones debido a lo engorroso de los procedimientos disponibles de separación por tamaños.

Posteriormente, con el advenimiento de la técnica del cribado, fue posible efectuar el trazado de curvas granulométricas, contando con agrupaciones de las partículas de suelo en mayor número de tamaños diferentes, actualmente se puede ampliar notablemente las curvas en los tamaños finos, gracias a la aplicaciones técnicas de análisis de suspensiones. Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según sus tamaños son los siguientes:

a) Clasificación internacional

Basada en otra desarrollada en Suecia. Tabla 2.9.

TABLA 2. 9: Clasificación internacional.

Tamaño en mm				
2	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena gruesa	Arena Fina	Limo	Arcilla	Ultra arcilla (coloide)

b) Clasificación M.I.T.

Fue propuesta por G. Gilboy y adaptada por el Massachusetts Institute of Technology.

TABLA 2. 10: Clasificación M.I.T.

Tamaño en mm								
2	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	0.0006	0.0002
Gruesa	Media	Fina	Gruesa	Media	Fina	Gruesa	Media	Fina
ARENA			LIMO			ARCILLA		

- c) La siguiente clasificación, utilizada a partir de 1936 en Alemania, está basada en una proposición original de Kopecky

TABLA 2. 11: Clasificación granulométrica según Kopecky

<i>MATERIAL</i>	<i>CARACTERISTICA</i>	<i>TAMAÑO (mm)</i>
<i>Piedra</i>	-----	> 70
<i>Grava</i>	<i>Guesa</i>	30 - 70
	<i>Media</i>	5 - 30
	<i>Fina</i>	2 - 5
<i>Arena</i>	<i>Guesa</i>	1 - 2
	<i>Media</i>	0.2 - 1
	<i>Fina</i>	0.1 - 0.2
<i>Polvo</i>	<i>Gueso</i>	0.05 - 0.1
	<i>Fino</i>	0.02 - 0.05
<i>Limo</i>	<i>Gueso</i>	0.006 - 0.02
	<i>Fino</i>	0.002 - 0.006
<i>Arcilla</i>	<i>Guesa</i>	0.0006 - 0.002
	<i>Fina</i>	0.0002 - 0.0006
<i>Ultra - Arcilla</i>	-----	0.00002 - 0.0002

Abajo de 0.00002 mm las partículas constituyen disoluciones verdaderas y ya no se depositan. Con frecuencia se han usado otros tipos de clasificación destacando el método gráfico del Public Roads Administration de los Estados Unidos, pero su interés es hoy menor cada vez, por lo cual se considera que las clasificaciones señaladas son suficientes para dar idea del mecanismo utilizado en su elaboración. Puede notarse que las clasificaciones anteriores y otras existentes se contradicen en ocasiones, y a un intervalo que se nombra de una manera en una clasificación, le corresponde otra palabra en otro sistema. Pero sin duda, la objeción más importante que puede hacerse a estos sistemas es el uso que hacen de las palabras limo y arcilla para designar fracciones de suelo definidas exclusivamente por tamaños. Estos términos se han usado en ingeniería como nombres para designar tipos de suelo con propiedades físicas definidas; la razón por la que estos nombres se introdujeron

para ciertas fracciones de tamaño fue la idea errónea de que tales tamaños eran las causas de aquellas características típicas.

Sin embargo, hoy se sabe que las características de una arcilla típica se deben en forma muy preponderante a las propiedades de su fracción más fina.

Un suelo formado por partículas de cuarzo del tamaño de las arcillas un depósito natural de harina de roca de la misma graduación, tendría que clasificarse como 100% de arcilla, a pesar de que el conjunto no presenta ninguna de las propiedades que definen el comportamiento de este material. Por otra parte un suelo de comportamiento típicamente arcillo, dentro de los límites apropiados de humedad, posiblemente no contenga más de un 20% de arcilla, según el criterio granulométrico.

2.2.7.1. REPRESENTACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA.

La gráfica de la distribución granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas, las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos que en escala natural resultan muy comprimidos usando un módulo práctico de escala.

La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño, estará representado por una línea vertical pues el 100% de sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el suelo posea una curva muy tendida indica gran variedad de tamaños (suelo bien graduado)

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

En donde:

D_{60} = Tamaño tal que el 60%, en peso, del suelo sea igual o menor.

D_{10} = Llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o menor que el 10%, en peso, del suelo.

Es curioso el nombre que lleva porque en realidad la ecuación anterior es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $C_u \leq 3$ se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u \leq 2$.

2.2.7.2. TAMAÑO DEL GRANO Y DISTRIBUCIÓN DE LOS TAMAÑOS.

Generalmente, los parámetros del tamaño medio del grano y la varianza en tamaño del grano se determinan por cribado o tamizado de una muestra representativa de granos de filtro a través de un juego de mallas calibradas.

Se inicia con el peso de material tamizado que cae al recipiente del fondo a través de una columna vertical de mallas cada vez más finas; las porciones de arena retenidas entre mallas contiguas se suman en secuencia y se registran los pesos acumulativos. Después de convertir a porcentajes de peso, iguales o menores que el tamaño nominal de la malla más abierta superior, se puede trazar una curva de suma para propósitos de generalización.

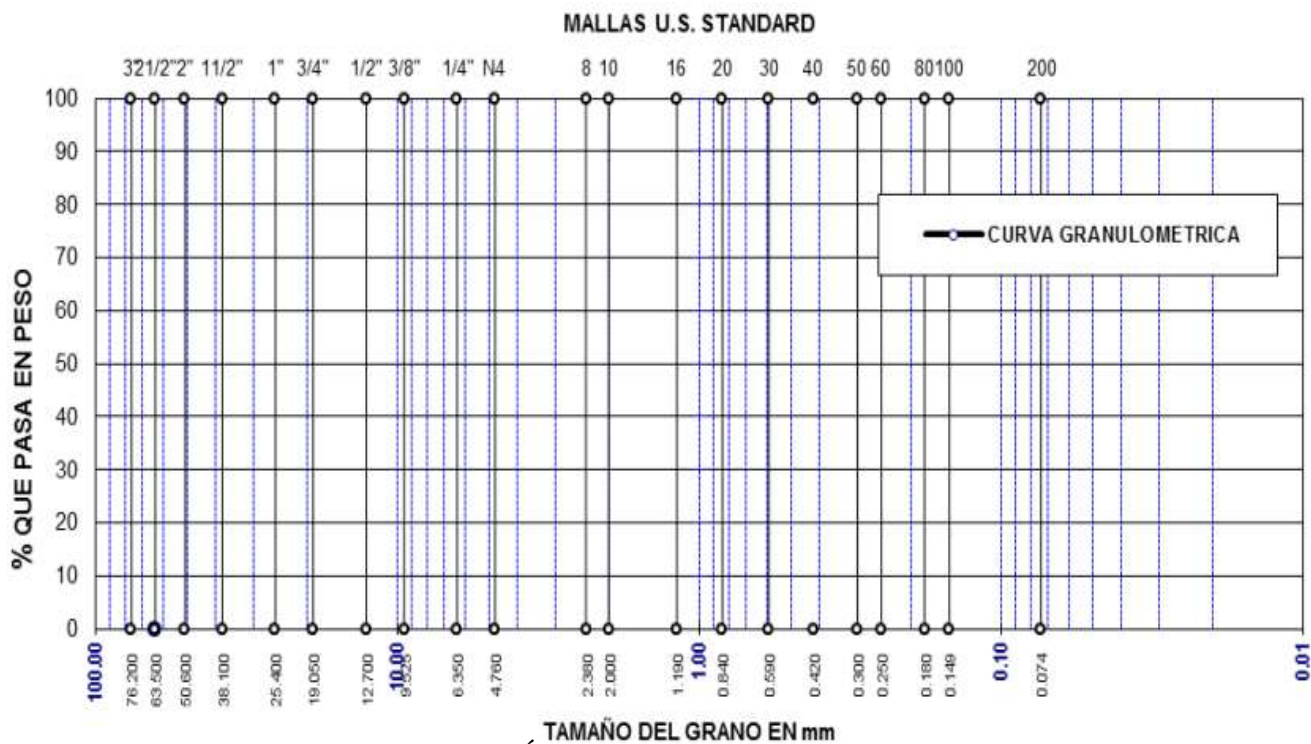
Para muchos materiales filtrantes naturales, la curva de suma de los pesos por debajo o iguales a los tamaños dados de mallas se aproxima a la normalidad geométrica. Los análisis trazados sobre papel logarítmico de probabilidad (figura 2.3) generan una línea casi recta en la cual la interpolación es sencilla y a partir de la cual el tamaño geométrico medio y la desviación geométrica estándar en el tamaño se pueden leer a partir de los valores de 50% y 15.84%. En la práctica, los parámetros de tamaño frecuencia que todavía se usa ampliamente son el tamaño efectivo, diámetro efectivo (d_{10}) de Hazen, o percentil 10, P_{10} y el coeficiente de uniformidad (CU), o relación del percentil 60 al percentil 10, P_{60}/P_{10} . Hazen escogió el percentil 10 como el tamaño efectivo (hidráulicamente), porque había observado que la resistencia hidráulica de los lechos de arena, no estratificados, permanecía relativamente inafectada por la variación en tamaño (hasta un coeficiente de uniformidad cerca de 5) siempre que el percentil 10 permaneciera sin cambio. Esta observación se apoya en el hecho

de que una distribución de tamaño – frecuencia del número de partículas en vez de su peso muestra generalmente que el tamaño 10 percentil en peso se mueve hacia el tamaño percentil mediano mediante cuenta. Es digno de notarse, también, que el coeficiente de Hanzen de uniformidad cubre la gama central de tamaño de la mitad de la arena y que la integral de la probabilidad establece las siguientes relaciones entre el tamaño efectivo y el coeficiente de uniformidad por una parte y por otra, el tamaño medio geométrico y la desviación geométrica estándar:

$$D_{10} = P_{10} \frac{\mu_g}{\sigma^{1.535}} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

$$Cu = \frac{P_{60}}{P_{10}} = \sigma_g^{1.535} \quad (\text{Ec.2.3})$$

FIGURA 2. 3: Papel logarítmico de probabilidad.



2.2.7.3. PREPARACIÓN DE LA ARENA PARA LOS FILTROS LENTOS.

La arena natural procedente de los bancos puede ser demasiado gruesa; demasiado fina o carecer de uniformidad requerida para el filtro proyectado. Dentro de los límites económicos,

se puede obtener el tamaño y uniformidad especificados, a través de la eliminación por cribado de los granos grueso y eliminación por lavado de los finos.

Si una arena para filtros se especifica de acuerdo con el tamaño efectivo $P_{10} = 0.10\text{mm} = 1.0 \times 10^{-2}\text{cm}$ y con el coeficiente de no uniformidad $C_u = 2$ en el análisis de tamices del lote de arena disponible de las figuras 4.1 Y 4.2 Del capítulo 4 podemos observar que las porciones gruesas y finas del lote de arena, que se van a remover son funciones de P_{10} y P_{60} ; es decir de los porcentajes del lote de arena más pequeñas que el tamaño efectivo deseado y el tamaño percentil 60, respectivamente, se puede explicar en la siguiente forma:

1. Debido a que la arena que se encuentre entre los tamaños P_{60} y P_{10} constituye la mitad de la arena especificada, el porcentaje utilizable del lote de arena es:

$$P_{\text{utilizable}} = 2(P_{60} - P_{10}) \quad (\text{Ec. 2.4})$$

2. Debido a que la arena especifica puede contener solamente 1/10 de arena utilizable de tamaño menor que P_{10} el porcentaje por debajo del cual el lote de arena resulta demasiado fino para que pueda usarse es:

$$P_{\text{demasiado fina}} = P_{10} - 0.1 P_{\text{utilizable}} = P_{10} - 0.2 (P_{60} - P_{10}) \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Siempre que el tamaño de grano correspondiente a la arena demasiado fina sea Igual o mayor que el tamaño más pequeño de la arena que se incluirá en el filtro.

3. Debido a que se ha contabilizado un porcentaje de arena de lote igual a $P_{\text{utilizable}} + P_{\text{demasiado fino}}$ el porcentaje por encima del cual la arena del lote es demasiado gruesa es:

$$P_{\text{demasiado gruesa}} = P_{\text{utilizable}} + P_{\text{demasiado fina}} = P_{10} + 1.8(P_{60} - P_{10}) \quad (\text{Ec. 2.6})$$

2.2.7.4. COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (LECHO FILTRANTE).

La propiedad fundamental del suelo con respecto al flujo de agua es el coeficiente de permeabilidad k . Este coeficiente es una constante de proporcionalidad que relaciona la facilidad de movimiento de un flujo a través de un medio poroso.

En un suelo isotrópico¹ y homogéneo, las características son constantes en cualquier sentido de un eje de coordenadas cartesianas. No obstante, la mayoría de los suelos son generalmente de tipo anisotrópico² y heterogéneo, razón por la cual es posible que cada uno de estos factores varíe considerablemente tanto espacial como temporalmente. Por la misma razón, no es prudente hablar de “constante” del suelo.

Generalmente, los valores que se obtienen experimentalmente son meras aproximaciones a la realidad.

Existen varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos.

Unos directos, así llamados porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamentalmente es la medición de tal coeficiente; otros indirectos, proporcionados en forma secundaria por pruebas y técnicas que primariamente persiguen otros fines; estos métodos son los siguientes:

a) Directos

1. Permeámetro de carga constante
2. Permeámetro de carga variable
3. Prueba directa de los suelos en el lugar

b) Indirectos:

1. Cálculo a partir de la curva granulométrica.

¹Isotrópico.- Característica que posee el Universo de verse igual en todas direcciones sin importar la posición del o los observadores que se encuentren en él, ya que cualquiera que sea su ubicación, estarán observando el mismo universo.

²Anisotropía (opuesta de isotropía) Algo anisótropo podrá presentar diferentes características según la dirección.

- El método más usual realizado en laboratorio es el permeámetro de carga constante, (Ver figura 2.24), este ensayo se basa en la Ley de Darcy:

$$V = k * i \quad (\text{Ec. 2.7})$$

La cual se puede expresar en término de caudal:

$$q = k * i * A \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Donde:

q = cantidad de flujo por unidad de tiempo.

k = coeficiente de permeabilidad.

i = gradiente hidráulico= $\Delta h/L$.

Δh = carga hidráulica.

L = longitud de la muestra a través de la cual se mide Δh

A = área de la sección transversal de la masa de suelos.

De este modo utilizando la expresión (Ec. 2.8) y considerando que la carga hidráulica permanece constante, para el ensayo se obtiene:

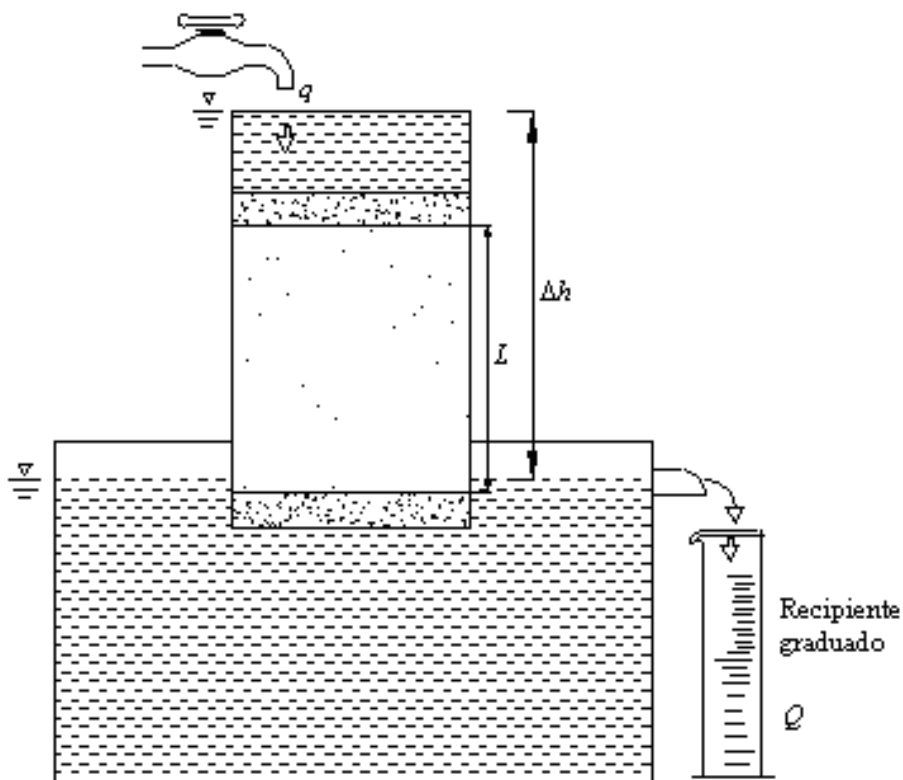
$$q = \frac{\Delta \text{Volumen}}{\Delta \text{Tiempo}} = k \frac{\Delta h}{L} * A \quad (\text{Ec. 2.9})$$

$$k = \frac{\Delta \text{Volumen} * L}{\Delta \text{Tiempo} * \Delta h * A} \quad (\text{Ec. 2.10})$$

- Cuando el coeficiente de permeabilidad es muy bajo, la determinación a través de un permeámetro de carga constante es poco precisa. Se emplea entonces el de carga variable como el esquematizado en la figura 2.5.

En el ensayo de permeabilidad de carga variable, se miden los valores h obtenidos para diversos valores de tiempo transcurrido desde el inicio del ensayo. Son anotados los valores de la temperatura cuando se efectiviza cada medida.

FIGURA 2. 4: Esquema de permeámetro de carga constante.



El coeficiente de permeabilidad de los suelos es entonces calculado haciendo uso de también la Ley de Darcy líneas atrás mencionadas:

$$q = k i A$$

Y tomando en cuenta que el flujo de agua pasando por el suelo es igual al flujo de agua que pasa por la bureta que puede ser expresado como:

$$q = \frac{-adh}{dt} \quad (\text{Conservación de la energía})$$

Donde:

q = caudal de agua que circula a través del sistema.

a = área de sección transversal del tubo de la columna de agua

El signo negativo indica la dirección del flujo de agua respecto al sistema de coordenadas asumido, por continuidad se sabe que la cantidad total de agua que circula por el sistema será igual a la cantidad que circula progresivamente en un tipo dado, por lo tanto:

El gradiente hidráulico (i) del sistema, se expresa como:

$$i = \frac{h}{L}$$

Reemplazando el gradiente, se tendrá que:

$$k \cdot A \cdot \frac{h}{L} = -a \frac{dh}{dt}$$

Reordenando e integrando, se tiene que:

$$- \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} = \frac{k \cdot A}{a \cdot L} \int_{t_1}^{t_2} dt$$

Entonces:

$$-\ln \frac{h_2}{h_1} = \frac{k \cdot A}{a \cdot L} (t_2 - t_1)$$

Despejando, la continuidad hidráulica será:

$$\mathbf{k} = \frac{\mathbf{a \cdot L \cdot \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)}}{\mathbf{A \cdot (t_2 - t_1)}} \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Donde:

k= conductividad hidráulica.

L= longitud de la muestra.

a = área de la sección transversal del tubo.

h_1 = nivel inicial del agua en el tubo al empezar el ensayo.

h_2 = nivel final del agua en el tubo al finalizar el ensayo.

A = área de la sección transversal de la muestra de suelo.

t_1 =tiempo al iniciar el ensayo, cuando el nivel de agua en el tubo esta en h_1 .

t_2 = tiempo al finalizar el ensayo, cuando el nivel de agua en el tubo está en h_2 .

En caso que solo se disponga de un solo tubo de carga, la cantidad de agua que pasa por la muestra (V) será el área del tubo multiplicada por la diferencia de los niveles de agua, que será: $V = a \cdot (h_1 - h_2)$. El área del tubo de carga (a), expresando en función al volumen será:

$$a = \frac{V}{h_1 - h_2} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

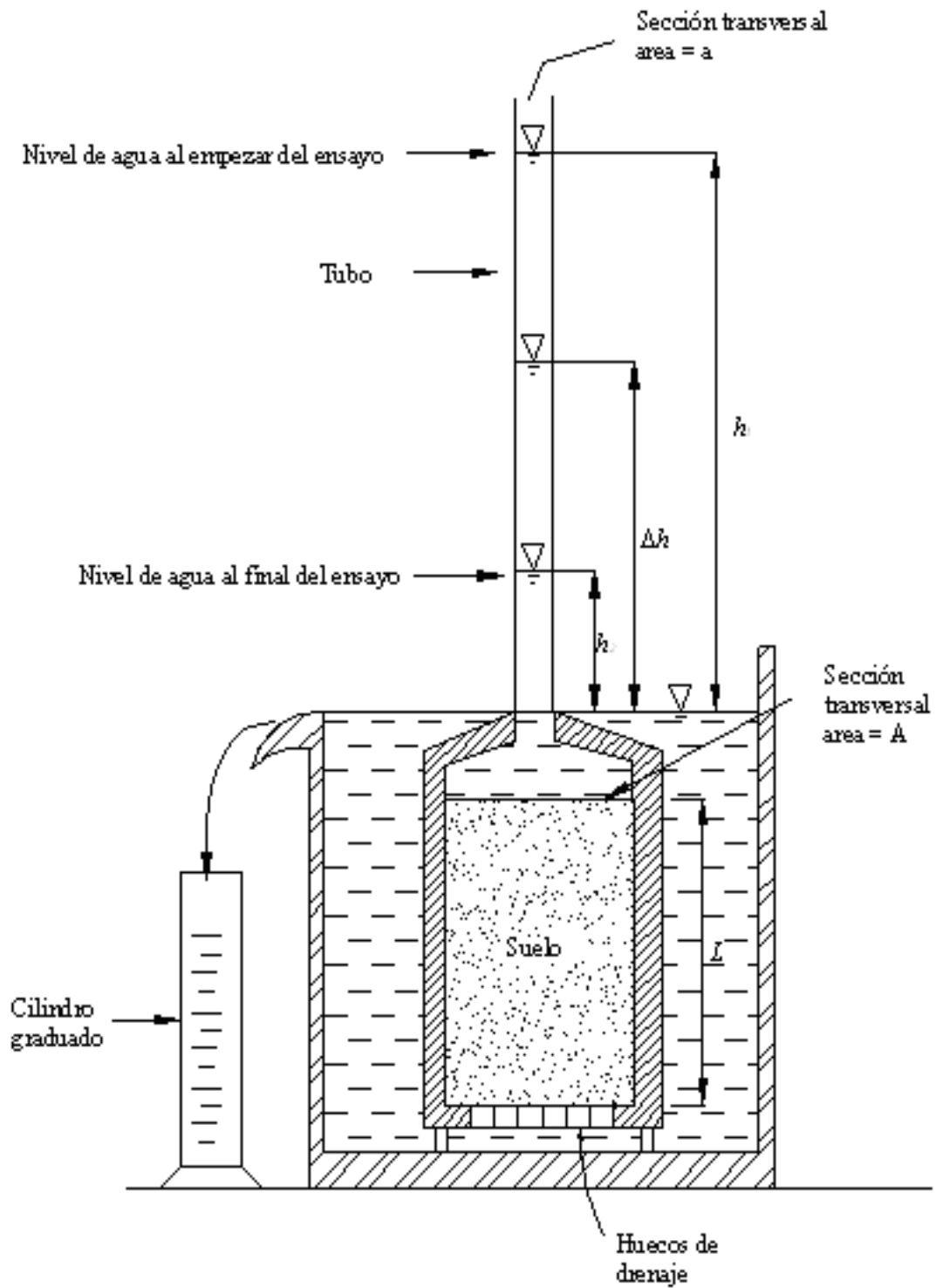
Reemplazando en la ecuación 2.12 la ecuación 2.13, la conductividad hidráulica será:

$$k = \frac{V.L \cdot \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)}{A \cdot (t_2 - t_1) \cdot (h_1 - h_2)} \quad (\text{Ec. 2.13})$$

Donde la cantidad de agua que pasa por la muestra (V), será el agua recolectada por el cilindro graduado durante el ensayo.

Con las ecuaciones (2.11) y (2.13), se determina la conductividad hidráulica del suelo con los resultados del permeámetro de carga variable.

FIGURA 2. 5: Permeámetro de carga variable.



Hay que hacer notar que los valores del coeficiente del laboratorio difieren del caso en terreno debido a que:

1. El suelo ensayado nunca es igual al suelo que se tiene en terreno
2. La orientación en terreno de los estratos respecto al flujo de agua es por lo general diferente en el laboratorio.
3. Las condiciones de borde en el ensayo de laboratorio son distintas a las de terreno
4. La carga hidráulica Δh puede ser diferente, por lo general mayor en laboratorio, lo cual causa el lavado del material fino hacia las fronteras con una posible reducción del valor de k
5. El efecto del aire atrapado en la muestra de laboratorio es grande aun para pequeñas burbujas de aire debido al tamaño reducido de la muestra.

El coeficiente de permeabilidad de una masa de suelos homogéneos e isótropos depende principalmente de los siguientes factores;

1. Viscosidad del fluido en los poros. A medida que la temperatura aumenta, la viscosidad del agua disminuye y por lo tanto el coeficiente de permeabilidad aumenta. El coeficiente de permeabilidad se ha normalizado a 20°C; por lo tanto, el coeficiente de permeabilidad a cualquier temperatura T se puede expresar con respecto a K_{20} , utilizando la siguiente ecuación:

$$k_{20} = k_T * \frac{\eta_t}{\eta_{20}}$$

Donde η_t y η_{20} , son la viscosidad del fluido a la temperatura T del ensayo y a 20° respectivamente.

2. Relación de vacíos
3. Tamaño y forma de los granos de suelo
4. Grado de saturación

TABLA 2. 12: Valores típicos del k conductividad hidráulica o permeabilidad.

Tipo de suelo	Conductividad hidráulica cm/s
Grava limpia	1 a 100
Arena y grava mezclada	10^{-2} a 10
Arena gruesa limpia	10^{-2} a 1
Arena fina	10^{-2} a 10^{-1}
Arena limosa	10^{-3} a 10^{-2}
Arena arcillosa	10^{-4} a 10^{-2}
Limo	10^{-8} a 10^{-2}
Arcilla	10^{-10} a 10^{-6}

TABLA 2. 13: Clasificación de la velocidad de acuerdo a la permeabilidad (cm/h) del lecho.

Velocidad	Tiempo
Muy lenta	menos de 0,15
Lenta	0,15 a 0,50
Relativamente lenta	0,5 - 2,0
Moderada	2,0 - 6,5
Relativamente rápida	6,5 - 15,0
Rápida	15 a 25
Muy rápida	más de 25

2.2.7.5. ECUACIONES PARA DETERMINAR LA PÉRDIDA DE CARGA EN EL LECHO FILTRANTE.

Al pasar un flujo Q a través de un lecho filtrante granular de profundidad L , las fricciones que el fluido sufre al atravesar de los poros, produce una pérdida de carga h .

Al comenzar la operación del filtro, los granos del lecho están limpios y la pérdida de carga se deberá solamente al tamaño, forma y porosidad (característica hidráulica) del medio

filtrante y a la viscosidad y velocidad del agua. Si el fluido no tuviera partículas en suspensión o disolución, esta pérdida de carga inicial sería constante a través de todo el periodo de trabajo o carrera del filtro. Pero si, como sucede ordinariamente, contiene sólidos, estos irán recubriendo los granos del lecho incrementando su diámetro d_p en un valor Δd , y disminuyendo su porosidad inicial p_o , en un valor, con lo que la pérdida de carga irá incrementándose por la disminución del área de paso del flujo.

Resulta de aquí que deben considerarse dos clases de pérdida de carga:

- a) Una pérdida de carga inicial, que es la mínima que puede producir el filtro y que llamaremos h_o .
- b) Una pérdida de carga por colmatación que será función de tiempo $h \varphi(t)$.

Por tanto:

$$hf = h_o + h_{\varphi(t)} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

O en forma diferencial:

$$\frac{dh}{dL} = \left[\frac{dh_o}{dL} \right] + \left[\frac{dh}{dL} \right] t$$

2.2.7.6. PÉRDIDA DE CARGA INICIAL.

Las primeras ecuaciones para calcular la pérdida de carga inicial h_o , fueron establecidas en 1904 por Hazen y en 1972 por Carman. En 1933, G.M. Fair y L.P. Hatch propusieron otra expresión matemática que parte de la conocida fórmula de Poiseuille que dice:

$$h_o = K \frac{Lv v_t}{D^2 g} \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Donde:

h_o = pérdida de carga inicial.

V_t = velocidad del flujo en el conducto.

k= coeficiente de fricción.

L= longitud del conducto.

D= diámetro del conducto.

g=gravedad.

v= velocidad cinemática.

Para el caso de un medio filtrante, se consideró que los poros actuaban como pequeños conductos a presión y se adoptó la formula con las siguientes suposiciones:

- Diámetro D se hizo igual al radio medio hidráulico. Como para un tubo $R=d/4$ entonces $D = 4R$.
- Definiendo V como el volumen de los granos, el volumen del lecho será $(V/1-p_o)$ en donde p_o es la porosidad del lecho. El volumen de poro será entonces $p_o = V/1-p_o$ y el radio medio hidráulico será:

$$R = \frac{\text{Volumen de poros del lecho}}{\text{Area granos del lecho}} = \frac{\frac{P_o V}{1-P_o}}{A} \quad (\text{Ec. 2.16})$$

- La velocidad intersticial del flujo en el lecho, es igual a la velocidad de aproximación del flujo dividida por la porosidad:

$$v_i = \frac{v}{P_o}$$

- La longitud, L, se hizo igual a la profundidad del lecho. Reemplazando estos valores en la formula (Ec. 2.15) queda así:

$$h_o = \frac{f L v v}{\left[4 \left(\frac{p_o V}{1-p_o A}\right)\right]^2 p_o g}$$

Ordenando:

$$h_o = \frac{f' + L v}{g} \frac{v}{p_o} \left[\frac{1-p_o}{p_o} \frac{A}{V} \right]^2 \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Para esferas:

$$\frac{A}{V} = Se = \frac{\pi D^2}{\frac{\pi D^2}{6}} = \frac{6}{D}$$

En donde D es el diámetro de la esfera. Introduciendo este valor en la ecuación (Ec. 2.17):

$$h_o = f' \frac{v}{g} L \frac{(1-p_o)^2}{p_o^3} v \left(\frac{6}{D} \right)^2 \quad (\text{Ec. 2.18})$$

En donde f' es una constante adimensional experimental que varía entre 4 y 5. La ecuación (Ec. 2.18) se puede por tanto describir así:

$$h_o = 5 \frac{v}{g} L \frac{(1-p_o)^2}{p_o^3} v \left(\frac{1}{D} \right)^2 \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Esta es la llamada ecuación de Kozeny, que solo es aplicable para esferas con flujo laminar, el cual solo se presenta cuando el número de Reynolds es menor de 10. Este se determina así:

$$N_R = \frac{D v \rho}{\mu} = \frac{D v}{\nu} \quad (\text{Ec. 2.20})$$

En la práctica sin embargo, los granos ni son esféricos, ni tienen tamaño uniforme, ni el flujo es laminar sino transicional, en especial en la operación de lavado (en caso de los filtros rápidos). Por tanto la ecuación de Kozeny debe ajustarse de la siguiente manera

- a. Por el diámetro de los granos.

Cuando se trata de partículas no esféricas, la determinación del diámetro a establecerse no es fácil. Algunos autores utiliza el diámetro del tamiz menor d_m , que permite el paso de material, otros el diámetro promedio entre dos tamices

consecutivos d_p . Pueden encontrarse muchas definiciones cuyo significado hay que tener para la correcta aplicación de las formulas.

b. Por la esfericidad W .

Cuando las partículas no son esféricas pero son uniformes hay que introducir un coeficiente de esfericidad. Habíamos dicho:

$$\frac{A}{V} = \frac{6}{D_c}$$

$$\frac{C_e A}{V} = \frac{6}{D_c}$$

Por lo tanto:

$$\frac{A}{V} = \frac{6}{D_c C_e}$$

Luego la pérdida inicial:

$$h_o = f \frac{v}{g} L \frac{(1-p_o)^2}{p_o^3} v \left(\frac{6}{D * C_e} \right)^2 \quad (\text{Ec. 2.21})$$

Donde:

$C_e = 1,00$ (granos esféricos)

$C_e = 0,83$ (arena redondeada)

$C_e = 0,70$ (arena triturada)

$C_e = 0,28$ (hojas de mica)

TABLA 2. 14: Valores del coeficiente de esfericidad de una partícula.

<i>Descripción</i>	<i>Esfericidad ψ</i>	<i>Factor de forma S</i>	<i>Porosidad típica f</i>
Esféricos	1.00	6.0	0.38
Redondeados	0.98	6.1	0.38
Desgastados	0.94	6.4	0.39
Agudos	0.81	7.4	0.40
Angulares	0.78	7.7	0.43
Triturados	0.70	8.5	0.48

Las pérdidas e carga aumentan con la angulosidad. Conviene lo más redondeadas posibles.

- c. Régimen de flujo.
- d. Lechos de grano no uniformes.

Cuando los granos no son esféricos ni de diámetro uniforme ni están estratificados en el lecho.

Este es el caso de los filtros lentos. Hay que considerar la dispersión de las partículas así:

$$\frac{A}{V} = \frac{6}{C_e} \sum_{i=1}^i \frac{x_i}{d_i}$$

Donde:

x_i =Fracción en peso de material retenido entre dos tamices consecutivos, en un ensayo granulométrico.

d_i = diámetro promedio geométrico entre dos tamices.

Entonces la ecuación (Ec. 2.18) queda de esta forma:

$$h_o = f \frac{v}{g} L \frac{(1-p_o)^2}{p_o^3} v \left(\frac{6}{D} \sum_{i=1}^i \frac{x_i}{d_i} \right)^2 \quad (\text{Ec. 2.22})$$

”En la práctica, los lechos filtrantes de arena ($L= 0.25m$) y antracita ($L= 0.45m$) dan valores de perdida de carga que fluctúan entre 0.35 y 0.45 m dependiendo de la porosidad con que haya quedado el lecho después del lavado. La pérdida de carga inicial rara vez se mantiene

igual de una carrera u otra. Si se aumenta el espesor de la arena por encima de 0.25 m o si se reduce la porosidad por mal lavado, las pérdidas iniciales puede aumentar entre 0.45 y 0.60 m).”

2.2.7.7. PÉRDIDA DE CARGA FINAL.

La pérdida de carga final en un filtro es función de la forma como se distribuyen los depósitos específicos, en el lecho filtrante y disminuyan su porosidad inicial, p_o . Se puede expresar así:

$$h_f = h_o + \psi \int_0^L \sigma dL \quad (\text{Ec. 2.23})$$

Donde, h_o está dado por las ecuaciones de Fair y Hatch, y ψ es el coeficiente de pérdida de carga que depende del tipo de medio filtrante usado, de la rata de filtración, de la viscosidad del agua y de las características de la suspensión.

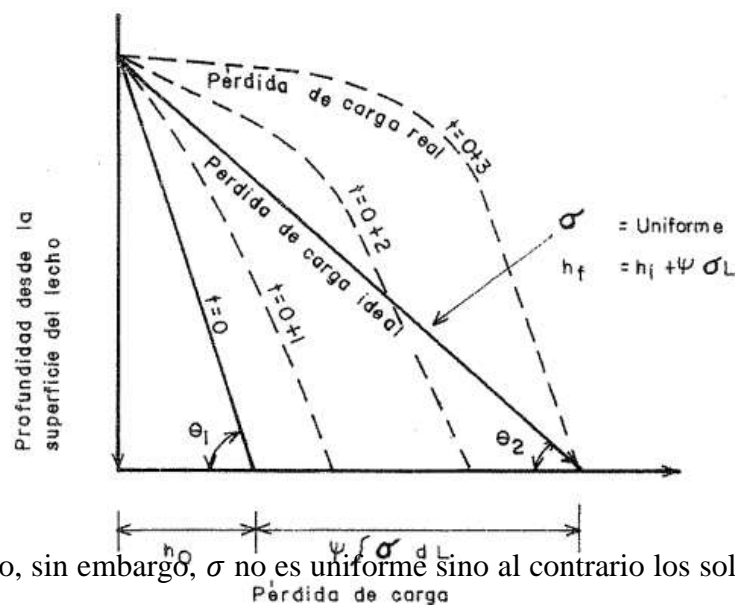
En el caso ideal en que el deposito específico, σ , sea uniforme en todo el lecho, la perdida de carga vendría representada (ver figura 2.6), por una línea recta con pendiente y la ecuación (Ec. 2.22) quedaría así:

$$h_f = h_o + \Psi \sigma L \quad (\text{Ec. 2.24})$$

Ó

$$h_f = L \cot \alpha \theta_2 \quad (\text{Ec. 2.25})$$

FIGURA 2. 6: Pérdida de carga final en un lecho filtrante.



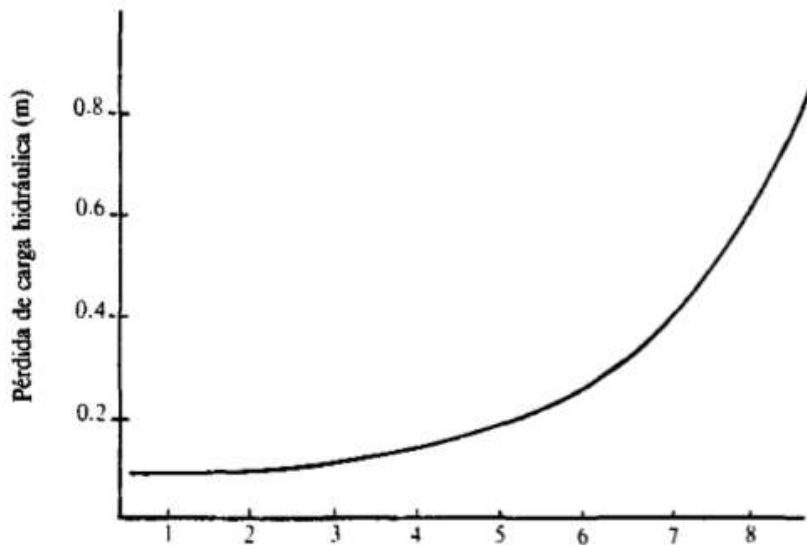
En el caso práctico, sin embargo, σ no es uniforme sino al contrario los solidos quedan casi todos depositados en las capas superiores del lecho y casi nada en las inferiores, con lo que

la curva de pérdida de carga final suele hacerse convexa, aumentando su convexidad con el tiempo, a medida que la colmatación superficial se hace mayor. Camp ha establecido una ecuación para describir el incremento de la pérdida de carga considerando la formación de películas de espesor ΔD_c alrededor de cada grano, las cuales reducen la porosidad inicial p_o en un valor σ . Reemplazando por consiguiente D_c por $D_c + \Delta D_c$ y p_o por $p_o - \sigma$ en la ecuación de Koseny-Fair.Hatch, obtenemos para partículas esféricas:

$$h_F = 150 \frac{Lv}{g} v \frac{(1-p_o+\sigma)^2}{(p_o-\sigma)^3} \frac{1}{(D_c+\Delta D_c)^2} \quad (\text{Ec. 2.26})$$

$$i = \frac{hf}{L} = K \frac{(1-P_o+\sigma)^2}{(P_o-\sigma)^3} \frac{1}{(D_c+\Delta D_c)^2} \quad (\text{Ec. 2.27})$$

FIGURA 2. 7: Desarrollo de la pérdida de carga en un Filtro Lento de Arena (FLA)



2.2.7.8. PESO ESPECÍFICO DEL LECHO FILTRANTE.

La determinación del peso específico de una muestra de medio granular puede realizarse en la siguiente forma:

- Para empezar se debe realizar la limpieza del frasco volumétrico, se lava el frasco con agua jabonosa, luego se enjuaga con agua hasta eliminar el jabón.
- Seguidamente se enjuaga con alcohol para eliminar los restos de agua, si es posible después enjuagar con éter sulfúrico y para evaporar los vapores del éter poner el frasco boca abajo.
- Cuando se trata de suelos granulares, se usa el material que pase el tamis N°10.
- Se pesan 80 gramos aproximadamente de suelo previamente secado al horno y enfriado a temperatura ambiente.
- Luego se introduce la muestra con mucho cuidado en un frasco previamente calibrado y llenar este con agua hasta la mitad.
- Se tiene que extraer todo el aire atrapado dentro de los suelo, para esto debe rolar el frasco con mucho cuidado.
- Someter el frasco de agua con suelo a efectos de temperatura dentro de un baño María, hasta que alcance una temperatura de 60°C.
- Llenar el frasco con agua a temperatura ambiente hasta que la parte inferior del menisco coincida con la marca de enrase.
- Pesarse el frasco y luego medir la temperatura en el centro del frasco volumétrico.
- Someter a un enfriamiento el frasco para repetir el proceso unas tres veces a diferentes temperaturas.
- Para los cálculos debe hacer uso de la fórmula principal, cuyas unidades son mensurables en laboratorio.

$$\gamma = \frac{W_S}{W_{fW} + W_S + W_{fsw}} \quad (\text{Ec.2.29})$$

Donde:

γ = peso específico relativo de un suelo.

W_s = peso suelo seco.

W_{fw} =peso del frasco lleno de agua.

W_{fsw} =peso del frasco con suelo y agua.

El peso del frasco lleno de agua hasta el enrase es función de la temperatura de prueba, este valor generalmente se extrae de la curva de calibración.

Luego de calculados el peso específico relativo se tiene la necesidad de ajustar este dato a una temperatura patrón de 20°C, cuya densidad es de $\gamma_{agua} = 0.99791 \frac{gr}{cm^3}$

TABLA 2. 15: Valores normales de materiales filtrantes.

Material	Coefficiente de esfericidad	Peso específico (g/cm ³)
Arena	0,75 - 0,80	2,65 - 2,67
Antracita	0,70 - 0,75	1,50 - 1,70
Granate	0,75 - 0,85	4,00 - 4,20

2.2.7.9. POROSIDAD DEL LECHO FILTRANTE.

La porosidad del lecho filtrante debe determinarse de manera que sea indicativa de la que existe realmente en los filtros.

Desgraciadamente esta porosidad en la práctica no es constante, si no que cambia con la velocidad del lavado y con la de sedimentación de las partículas cuando se suspende el flujo ascensional. Se considera que varía entre 42 a 44% para arena y entre 50 a 55% para antracita. Existen dos métodos para analizarla: el de Hulbert y Feben y el de Baylis (3). El primero puede describirse así:

- Colocar 150 gr de arena en un tubo de Jackson de 0.75 m de largo, 2.8 cm de diámetro y llenarlo hasta la mitad con agua. La muestra debe haberse lavado previamente para eliminar toda la tierra o el polvo que puede contener.

- Agitar a fin de extraer el aire
- Si el agua esta turbia, decantar repetidamente hasta que se clarifique
- Llenar el tubo completamente con agua y colocarle un tapón de goma de modo que no quede burbujas de aire adentro
- Rotar el tubo rápidamente 180°
- Cuando la arena se sedimente en el fondo del tubo, rotarlo de nuevo rápidamente 180° y colocarlo en un soporte a fin de que permanezca verticalmente y sin perturbaciones.
- Marcar en el tubo con un lápiz especial, el borde superior de la arena.
- Remover la arena y el agua del tubo.
- Añadir agua hasta la marca que se hizo en el tubo y medir este volumen en un cilindro graduado.
- La porosidad en porcentaje será igual a:

$$P = \frac{\text{Volumen de vacíos}}{\text{Volumen de la muestra}} \times 100 \quad (\text{Ec. 2.30})$$

El volumen de vacíos (Vv) puede hallarse por la diferencia entre el volumen medido (Vm) en el cilindro graduado (Volumen total) menos el volumen de la muestra (peso de la muestra, 150 grs dividido por su peso específico*)

$$Vv = Vt - Vm \qquad Vm = \frac{Ws}{\gamma}$$

2.2.7.10. TASA DE FILTRACIÓN.

El empleo de tasas de filtración bajas no asegura, necesariamente, la producción de agua filtrada de mejor calidad y mayor volumen de agua producida por carrera de filtración. Al inicio de la carrera de filtración se observara que luego de algunos minutos, la calidad del efluente es prácticamente la misma cuando el pretratamiento se realiza eficientemente, sin

embargo cuando el pretratamiento es deficiente la calidad del efluente filtrado es mejor para tasas de filtración muy bajas.

Las variaciones de velocidad durante una carrea de filtración son muchas veces inevitables y pueden afectar sustancialmente la calidad el efluente. De un modo general, los efectos de las variaciones de tasa de filtración dependen principalmente de la magnitud de la variaciones de tasa de filtración dependen principalmente de la magnitud de la variación producida, de la tasa de filtración, de la perdida de carga presentada por el filtro en el momento en que ocurre la variación de la tasa de filtración, y de la forma en la que se realiza la variación. Para calcular experimentalmente la velocidad del filtro o la tasa de filtración en función del área de cada filtro, se procede de la siguiente manera:

- Calcular el área total del filtro (A_t), el área total en la caja del filtro comprende el área filtrante y el área de la canaleta de descarga de agua de lavado.
- Calcular el área del lecho filtrante (A_f)

A_f = Longitud del área filtrante, en metro, multiplicada por el ancho del área filtrante en metros.

- Cronometrar el tiempo (t) en segundos que toma el nivel para bajar una altura (h) en metros.

Entonces la tasa de filtración se calcula con la siguiente fórmula:

$$Tasa\ de\ filtración = \frac{A_t(m^2) \times h(m) \times 86400(s)}{t(s) \times A_f(m^2)}$$

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN GENERAL DE AMBAS PLANTAS DE

TRATAMIENTO (FLA Y FiME)

3.1. GENERALIDADES.

El abastecimiento de agua potable y el saneamiento básico son aspectos esenciales para el mejoramiento de la salud pública y el desarrollo socioeconómico, particularmente en países con una parte importante de su población afectada por enfermedades relacionadas con el agua. Este tipo de enfermedades se encuentra entre las tres principales causas de morbilidad y mortalidad en el mundo (Craun et al., 1994), afectando principalmente a los grupos humanos que viven en asentamientos con deficiencias en su infraestructura sanitaria. Esta situación limita la posibilidad de una vida digna y reduce significativamente la productividad de la población.

En muchos países en desarrollo, el tratamiento del agua para hacerla apta para el consumo humano sigue siendo un problema serio. Se han construido plantas de tratamiento costosas y complejas, pero muchas de ellas no funcionan satisfactoriamente debido a un diseño inapropiado, a una fuente de energía eléctrica irregular, escasez de combustible, productos químicos, partes de repuesto y falta de personal calificado. Los reducidos montos de inversión en el tratamiento de agua potable en zonas rurales se explican en parte por el alto costo de los sistemas de tratamiento. Como resultado de esto, en la mayoría de comunidades rurales se sigue consumiendo agua superficial que no cumple con los requisitos de calidad, lo que origina graves problemas sanitarios. Existe una necesidad obvia de sistemas de tratamiento de agua más fiables y sencillos que puedan ser mantenidos por técnicos locales sin mayor ayuda de fuentes externas. La filtración lenta de arena, ha sido identificada como un método que puede satisfacer estos requisitos.

En muchos casos, el alto costo de los sistemas de tratamiento y la mala calidad del agua desalientan incluso la inversión en simples sistemas de conducción de agua por gravedad y sin tratamiento. Ello agrava aún más la situación sanitaria y obliga a los pobladores a trasladar el agua desde largas distancias y de peor calidad, de que se podría obtener por conducción desde puntos elevados de la cabecera de los ríos.

Una solución técnicamente viable para el tratamiento de agua es la instalación de sistemas de filtración lenta en arena. La filtración lenta en arena (FLA) es el sistema de tratamiento de agua más antiguo del mundo, copia el proceso de purificación que se produce en la naturaleza cuando el agua de lluvia atraviesa los estratos de la corteza terrestre y forma los acuíferos o ríos subterráneos.

La principal característica de la filtración lenta es que, por efecto de la actividad biológica, permite la remoción de organismos patógenos del agua cruda, en particular de las bacterias y virus responsables de la transmisión de enfermedades relacionadas con el agua. Además, no necesita la adición de productos químicos ni una supervisión altamente cualificada y continua.

Investigaciones recientes, impulsan el resurgimiento del filtro lento permitiendo conocer más profundamente este proceso que se desarrolla en forma natural, sin la aplicación de ninguna sustancia química, pero requiriendo de un buen diseño así como de una apropiada operación y cuidadoso mantenimiento no reducir la eficiencia del mismo (La reducción del espesor del lecho de arena sin perder eficacia en la remoción bacteriológica ha sido posible gracias a los climas de valles o trópicos: sus elevadas temperaturas favorecen la actividad biológica, responsable de la eliminación de bacterias y virus patógenos.)

El filtro lento se utiliza principalmente para eliminar la turbiedad del agua, pero si se diseña y opera convenientemente puede ser considerado como un sistema de desinfección del agua. A diferencia de la filtración rápida en arena, en la que los microorganismos se almacenan en los intersticios del filtro hasta que se vierten nuevamente en la fuente por medio del retro lavado, la planta FLA consiste en un conjunto de procesos físicos y biológicos que destruye los microorganismos patógenos del agua. Ello constituye una tecnología limpia que purifica el agua sin crear una fuente adicional de contaminación para el ambiente, entonces puede ser considerado como un sistema que además de ser sencillo y limpio; es eficiente para el tratamiento de agua. Además comparado con el filtro rápido, requiere de áreas más grandes para tratar el mismo caudal y, por lo tanto, tiene mayor costo inicial. Sin embargo, su simplicidad y bajo costo de operación mantenimiento lo convierte en un sistema ideal para zonas rurales y pequeñas comunidades, teniendo en cuenta además que los costos por área de terreno son comparativamente menores en estas zonas.

Para reducir los problemas asociados con estas limitaciones, los investigadores iniciaron el desarrollo de sistemas de pre-tratamiento para mejorar la calidad del agua antes del proceso con FLA. La búsqueda de sistemas de bajo costo con una O&M sencilla condujo al desarrollo de la Filtración en Múltiples Etapas (FiME), El desarrollo de la FiME comenzó en América Latina en los 80's con prometedores resultados (Pardón, 1989; Galvis et al, 1989).

La tecnología de Filtración en Múltiples Etapas (FiME) que se presenta en este documento, es una respuesta a la necesidad de tecnologías alternativas de tratamiento de agua de fuentes superficiales, que sean menos complejas de sostener para el nivel local que FiR (filtro rápido). La FiME conserva las ventajas de la FLA como una tecnología robusta y confiable, que puede ser mantenida por operadores con bajos niveles de escolaridad. Es mucho más sostenible que el tratamiento químico del agua para las comunidades rurales, pequeños y medianos municipios de los países en vías de desarrollo, así como para las áreas más remotas de los países industrializados. Otros procesos de tratamiento como la sedimentación, las trampas de arena y rejillas pueden preceder a los sistemas FiME. Donde sea posible, se debe incluir la desinfección final como una barrera de seguridad después de la FiME. En este trabajo se propone una alternativa de bajo costo, técnicamente adecuada, manejable comunitariamente y sostenible en el tiempo.

3.2. DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO TIPO FLA (FILTRO LENTOS DE ARENA)

3.2.1. FILTROS LENTOS EN ZONAS RURALES O POBLADOS PEQUEÑOS

Ante la necesidad que tienen las pequeñas comunidades, de disponer continúa y eficientemente de agua potable, es necesario recurrir al estudio y planteamiento de nuevas alternativas de potabilización del agua, alternativas que sean accesibles y económicamente viables, que satisfagan la demanda de agua para su uso doméstico.

Cuando se trata de una comunidad, dotar agua no solo está relacionado con los aspectos de diseño y construcción de los sistemas de abastecimiento de agua potable, sino además con el uso y administración de los mismos. Es importante conocer las necesidades, usos y

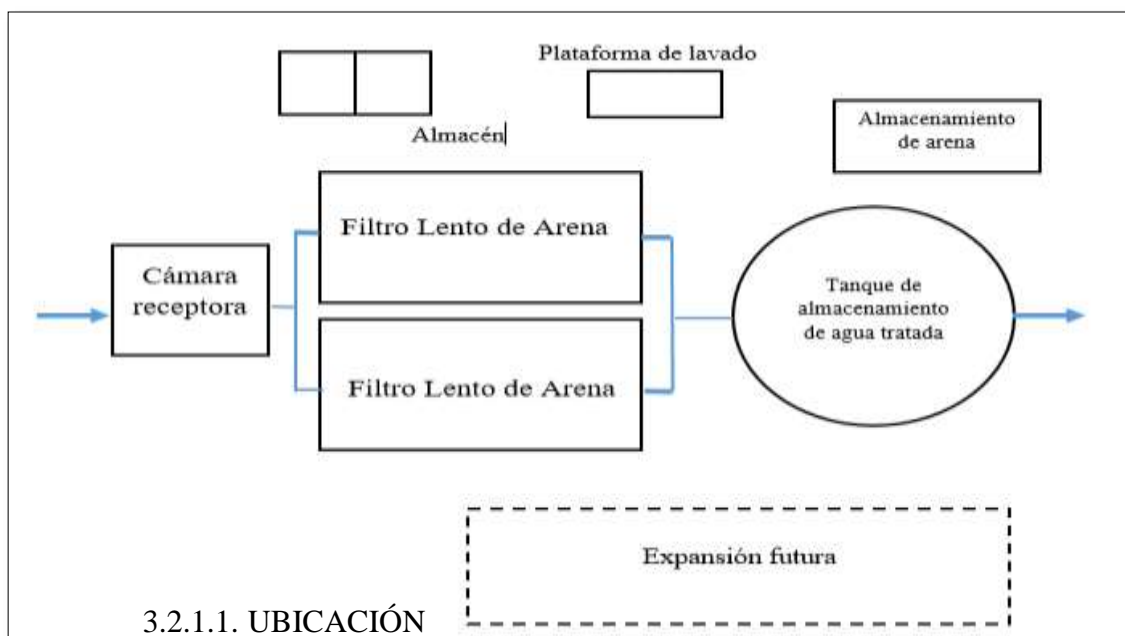
costumbres de la misma ya que el uso continuo y el buen manejo de los sistemas pueden hacer que funcione eficazmente durante todo el periodo de diseño.

Esto implica que los beneficiarios o los representantes de la comunidad sean informados sobre el proyecto acerca de; los beneficios del suministro de agua tratada, las contribuciones que puedan hacer la comunidad y el método de trabajo para llevar a cabo el proyecto.

El reconocimiento de la importancia de una participación activa de la comunidad en la planeación de proyectos rurales de abastecimiento de agua se está incrementando. Para que los sistemas de abastecimiento de agua funcionen continuamente y sean usados por todos los miembros de la población, deben seleccionarse tecnologías que sean económicas y aceptadas comunitariamente.

Como se anotaba líneas arriba unas de las alternativas para el tratamiento y potabilización del agua son los métodos de filtración biológica y filtración lenta en arena los cuales son tratamientos simples, económicos y fiables que pueden satisfacer a la comunidad brindando agua potable libre de contaminantes que puedan afectar a su salud

FIGURA 3. 1: Posible disposición de una planta de tratamiento de agua tipo FLA



- Debe estar en una zona accesible, con vías de comunicación que faciliten su posterior construcción, operación y mantenimiento.
- La zona debe ser segura y no estar expuesta a riesgos naturales o humanos.

- De preferencia, la topografía de la zona seleccionada debe reunir los desniveles necesarios para que el sistema pueda operar totalmente por gravedad.

3.2.1.2. ASPECTOS RELACIONADOS CON LA COMUNIDAD

- Efectuar estudios sociológicos para determinar las costumbres y creencias que puedan afectar la aceptación del sistema.
- Comprobar la información demográfica disponible.
- Determinar los recursos humanos y materiales disponibles para adecuar el diseño del sistema.

3.2.1.3. CONCEPCIÓN DEL SISTEMA

- Para que la operación del sistema sea confiable, debe evitarse el uso de dispositivos para elevar el nivel del agua (bombas). De esta manera, la operación del sistema no dependerá del suministro de energía eléctrica ni de repuestos sofisticados que normalmente no están disponibles localmente y que incrementan el costo de mantenimiento del sistema.
- Si tuviera que elevarse el nivel del agua por razones topográficas, se debería efectuar una sola etapa de bombeo que eleve el agua cruda hasta un nivel, desde el cual pueda distribuirse por gravedad al reservorio y a la red.

3.2.2. PROCESO DE LOS FILTROS LENTOS DE ARENA CONVENCIONALES

La filtración lenta, como se ha mencionado, es un proceso que se desarrolla en forma natural, sin la aplicación de ninguna sustancia química, recalando que requiere un buen diseño, así como una apropiada operación y cuidadoso mantenimiento para no afectar el mecanismo biológico del filtro ni reducir la eficiencia de remoción microbiológica.

Huisman & Wood describieron en 1974 el método de desinfección por medio de la filtración lenta, como la circulación del agua cruda a baja velocidad a través de un manto poroso de arena. Durante el proceso, las impurezas entran en contacto con la superficie de las partículas del medio filtrante y son retenidas, desarrollándose adicionalmente procesos de degradación química y biológica que reducen la materia retenida a formas más simples, las cuales son

llevadas en solución o permanecen como material inerte hasta un subsecuente retiro o limpieza.

El agua cruda que ingresa a la unidad permanece sobre el medio filtrante entre tres a doce horas aproximadamente, dependiendo de las velocidades de filtración adoptadas en el diseño. En ese tiempo, las partículas más pesadas que se encuentran en suspensión se sedimentan y las partículas más ligeras se pueden aglutinar, lo que facilita su remoción posterior. Durante el día, bajo la influencia de la luz solar, se produce el crecimiento de algas, las cuales absorben bióxido de carbono, nitratos, fosfatos y otros nutrientes del agua para formar material celular y oxígeno. El oxígeno así formado se disuelve en el agua, entra en reacción química con las impurezas orgánicas y hace que éstas sean más asimilables por los microorganismos.

En la superficie del medio filtrante se forma una capa constituida por material de origen orgánico, conocida con el nombre de schmutzdecke³ o “piel de filtro”, a través de la cual tiene que pasar el agua antes de llegar al propio medio filtrante. El schmutzdecke o capa biológica está formado principalmente por algas y otras numerosas formas de vida, como plankton⁴, diatomeas, protozoarios, nematodos, rotíferas y bacterias entre otros, generando una relación de simbiosis en donde las algas proveen el oxígeno necesario para la supervivencia de los demás microorganismos, mientras que estos aportan el bióxido de carbono que las algas consumen, los bio-indicadores son organismos que se utilizan para demostrar la presencia o la ausencia de algún fenómeno que se quiera comprobar hay circunstancias específicas, como el aumento de la turbiedad o el incremento de

³Schmutzdecke: También llamado biofilm; es una fina capa formada por una matriz gelatinosa de bacteria, hongos, protozoo, rotífera y una gama de larvas de insecto acuáticas que se forma aproximadamente en los dos centímetros superiores de la arena y se encarga de la purificación del agua.

⁴Se denomina plancton al conjunto de organismos, principalmente microscópicos, que flotan en aguas saladas o dulce.

microorganismos obturadores de filtros lentos, ya sean el producto de un fenómeno hidrológico climático, como fuertes lluvias o el verano intenso o el verano intensivo respectivamente, que obliga a incrementar la frecuencia del mantenimiento del sistema de filtración. La acción intensiva de estos microorganismos atrapa, digiere y degrada la materia orgánica contenida en el agua. Las algas muertas, así como las bacterias vivas del agua cruda son también consumidas en este proceso.

Al mismo tiempo que se degradan los compuestos nitrogenados se oxigena el nitrógeno. También se remueve algo de color y una considerable proporción de partículas inertes en suspensión es retenida por cernido.

Una vez que el agua pasa a través del schmutzdecke, entra al lecho filtrante y es forzada a atravesarlo en un proceso que normalmente toma varias horas y en el que se desarrollan diversos procesos físicos y biológicos que constituyen el proceso final de purificación.

Una de las propiedades más importantes del manto filtrante es la adherencia, fenómeno resultante de la acción de fuerzas eléctricas, acciones químicas y atracción de masas. Para apreciar la magnitud e importancia de este fenómeno, es necesario visualizar que un metro cúbico de arena con las características usuales para filtros lentos tiene una superficie de granos de cerca de 15,000 m². Cuando el agua pasa entre los granos de arena con un flujo laminar (el cual cambia constantemente de dirección), se facilita la acción de las fuerzas centrífugas sobre las partículas y la adherencia a la superficie de los granos de arena.

En los poros o espacios vacíos del medio filtrante (los cuales constituyen aproximadamente el 40% del volumen), se desarrolla un activo proceso de sedimentación, fenómeno que se incrementa apreciablemente por la acción de fuerzas electrostáticas y de atracción de masas.

Debido a los fenómenos enunciados anteriormente, las superficies de los granos de arena son revestidas con una capa de una composición similar al schmutzdecke, con bajo contenido de algas y partículas, pero con un alto contenido de microorganismos, bacterias, bacteriófagos, rotífera y protozoarios; todos ellos se alimentan y absorben las impurezas y residuos de los otros.

Este revestimiento biológico es muy activo hasta los 0.40 m de profundidad en el medio filtrante. Predominan diversas formas de vida en las diferentes profundidades, se desarrolla una mayor actividad biológica cerca de la superficie del manto filtrante, donde las condiciones son óptimas y existe gran cantidad de alimento.

El alimento consiste esencialmente en partículas de origen orgánico llevadas por el agua. El revestimiento orgánico mantiene a las partículas que se encuentran en suspensión en el agua

hasta que se degrada la materia orgánica y es asimilada por el material celular, el cual a su vez es asimilado por otros organismos y convertido en materia inorgánica tal como agua, bióxido de carbono, nitratos, fosfatos y sales que son arrastradas posteriormente por el agua.

Al aumentar la profundidad del manto filtrante disminuye la cantidad de alimento, produciéndose otro tipo de bacterias, las cuales utilizan el oxígeno disuelto en el agua y los nutrientes que se encuentran en solución.

Como consecuencia de los procesos indicados anteriormente, un agua cruda con sólidos en suspensión, en estado coloidal y amplia variedad de microorganismos y complejas sales en solución, que ha entrado en un medio filtrante, sale virtualmente libre de tales impurezas y con bajo contenido de sales inorgánicas en solución. En el proceso de filtración biológica, no sólo se han removido los organismos nocivos o peligrosos, sino también los nutrientes en solución, los cuales podrían facilitar el subsiguiente crecimiento bacteriológico.

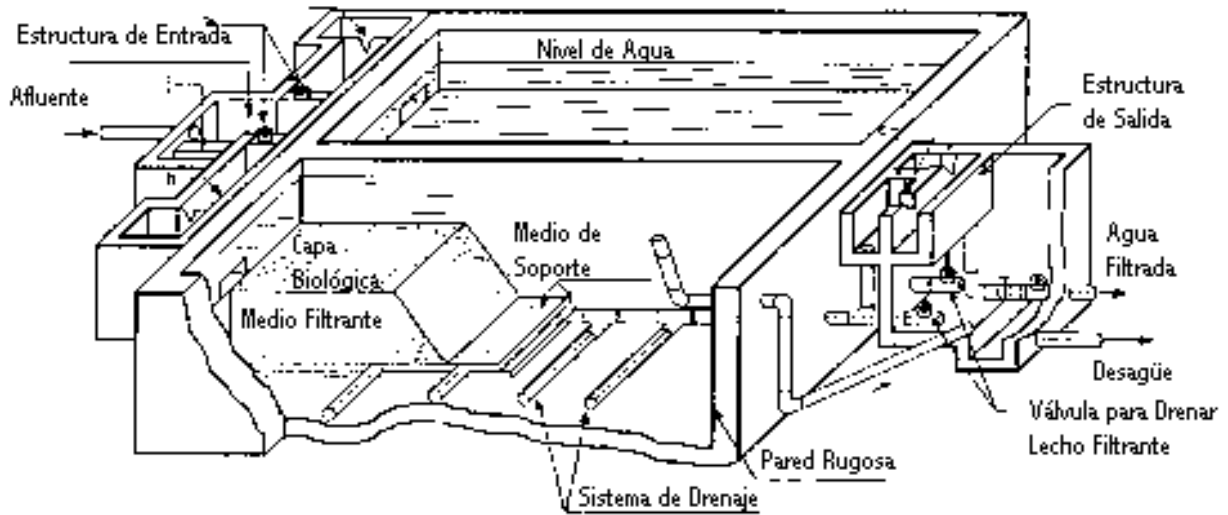
Por lo general, el efluente obtenido tiene un bajo contenido de oxígeno disuelto y alto contenido de bióxido de carbono, pero con un proceso de aireación posterior se pueden mejorar ambas características. Como el rendimiento del filtro lento depende principalmente del proceso biológico, su eficiencia inicial es baja, mejorando ésta a medida que progresa la carrera de filtración, proceso que se conoce con el nombre de "maduración del filtro".

Es importante destacar que la radiación solar juega un papel importante en el crecimiento microbiano, especialmente en el crecimiento logarítmico de las algas.

Estos microorganismos son importantes en el proceso de tratamiento del agua, ya que aportan el oxígeno que necesitan las bacterias, los protozoos tales como los rizópodos o ciliados y los gusanos acuáticos, para degradar la materia orgánica.

Cuando el número de algas es tal que supera la capacidad depuradora de la capa biológica y la relación simbiótica que tiene con los otros microorganismos presentes en ella, sus efectos positivos se transforman en negativos, porque obturan el material filtrante, los conductos y las válvulas de la planta de tratamiento.

FIGURA 3. 2: Esquema de Filtro Lento de Arena.



3.2.2.1. MECANISMOS DE LA DESINFECCIÓN MEDIANTE FILTRACIÓN LENTA.

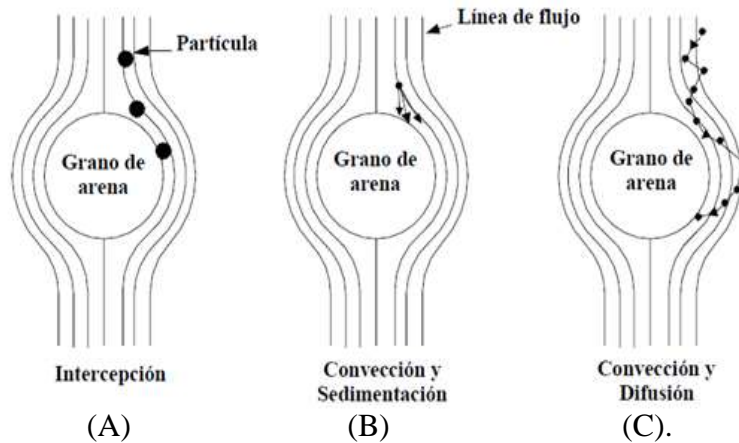
La filtración biológica o filtración lenta en arena consiste en el paso de agua a tratar a través de un medio granular (arena) de manera que las impurezas que lleva el agua queden retenidas en dicho medio hasta su posterior limpieza o en el caso de ser partículas biológicas se degradan en otros compuestos más inofensivos. Este proceso se lleva a cabo mediante distintos mecanismos que son los que se explicaran a continuación.

3.2.2.1.1. Mecanismo de transporte.

Esta etapa de remoción básicamente hidráulica ilustra los mecanismos mediante los cuales ocurre la colisión entre las partículas y los granos de arena. Estos mecanismos son principalmente el de intercepción sedimentación y difusión. Para comprenderlos hay que considerar primero la forma en que el fluido se comporta alrededor de un grano de arena, considerado como una obstrucción al paso del agua. La figura 3.3 muestra cómo el modelo de flujo de un fluido (el cual puede ser representado en términos de líneas de flujo) es alterado por la presencia de un grano de arena, idealizado en la figura como una esfera.

Si una partícula (representada en la figura por un círculo negro) es llevada por las líneas de flujo, puede colisionar con un grano de arena, adherirse a él y de este modo ser removida.

FIGURA 3. 3: Mecanismos de transporte.



a) Cernido:

El mecanismo de cernido actúa exclusivamente en la superficie de la arena y sólo con aquellas partículas de tamaño mayor que los intersticios de la arena. Su eficiencia es negativa para el proceso porque colmata rápidamente la capa superficial, acortando las carreras de filtración.

Los sólidos grandes, especialmente material filamentoso como las algas clorofitas, forman una capa esponjosa sobre el lecho que mejora la eficiencia del cernido, actuando como un pre filtro sobre el lecho de arena, protegiéndolo de una rápida colmatación y permitiéndole cumplir con su función de filtración a profundidad.

b) Intercepción:

Es una de las formas en que las partículas pueden colisionar con los granos de arena. La intercepción solamente puede ocurrir si la partícula conducida por las líneas de flujo se acerca al grano de arena, de modo que roce la superficie de éste. Cuando más grande es la partícula, será más factible que ocurra la intercepción (ver figura 3.3 (A)).

c) Sedimentación:

La fuerza de gravedad actúa sobre todas las partículas, produciendo la componente vertical de la resultante de la velocidad de conducción, la cual puede causar la colisión de la partícula con el grano de arena. Su influencia es perceptible solamente con partículas mayores de 10 mm (Yao, 1971) (ver figura 3.3 (B)).

d) Difusión:

Es el tercer mecanismo de transporte representativo en la filtración lenta. La energía térmica de los gases y líquidos se pone de manifiesto en un movimiento desordenado de sus moléculas. Cuando esas moléculas colisionan con una pequeña partícula, ésta también empieza a moverse en forma descontrolada, en una serie de pasos cortos, a menudo denominados de “andar desordenado”.

Si la partícula es conducida por las líneas de flujo, la difusión puede cambiar su trayectoria, moviéndose de una línea de flujo a otra, pudiendo eventualmente colisionar con un grano de arena. Como se puede inferir, cuanto más baja es la velocidad del flujo, más pasos podrá dar la partícula por unidad de tiempo. Por lo tanto, la probabilidad de colisión aumenta a medida que la velocidad intersticial decrece. Asimismo, a medida que la temperatura se incrementa, aumenta también la energía térmica y, por consiguiente, el número de pasos por unidad de tiempo y la probabilidad de colisión. La difusión es un mecanismo muy importante con partículas de tamaño menor a 1 mm (Yao, 1971) (ver figura 3.3 (B)).

e) Flujo intersticial:

Las líneas de flujo mostradas en la figura 3.3 han sido idealizadas para un solo grano de arena. En una porción de lecho filtrante con muchos granos de arena, las líneas de flujo tienen una configuración más tortuosa, Por definición, el flujo entre dos líneas cualesquiera de corriente es similar y el espacio dentro el cual discurren se denomina conducto cilíndrico. La configuración de estos conductos cilíndricos es tortuosa, se bifurca, se unen y se vuelven a bifurcar en diferentes puntos.

Este cambio continuo de dirección del flujo crea mayor oportunidad de colisión, al cruzarse constantemente las partículas y los granos de arena. Como se indica en la figura 3.3, si una partícula es conducida por las líneas de flujo intersticial, será más probable que en cualquier

punto durante su paso entre los granos de arena choque contra uno de ellos. La posibilidad de chocar dentro de un tramo dado de su trayectoria depende de la dimensión de los granos de arena, de la velocidad intersticial y de la temperatura. Cuanto más pequeños los granos de arena, mayor probabilidad de colisión. La porosidad del medio es mayor y, por lo tanto, hay mayor cantidad de conductos, produciéndose mayor número de bifurcaciones. Asimismo, cuanto más baja la velocidad intersticial, mayor posibilidad de colisionar. Como se indicó previamente, las velocidades más bajas permiten mayor oportunidad de colisión por unidad de distancia con el mecanismo de difusión. Sin embargo, a medida que la velocidad intersticial se incrementa, hay un punto por encima del cual la velocidad ya no influye aunque siga aumentando. Finalmente, las temperaturas altas intensifican el mecanismo de difusión, produciéndose una mayor probabilidad de colisión.

f) Probabilidad de colisión:

Todo el análisis efectuado hasta ahora está estrechamente relacionado con la oportunidad de colisión entre una partícula y un grano de arena, expresado mediante el coeficiente (h). El número de colisiones por unidad de desplazamiento determina el potencial de remoción mediante la filtración. La remoción final dependerá de que se produzca la adherencia.

3.2.2.1.2. Mecanismo de adherencia.

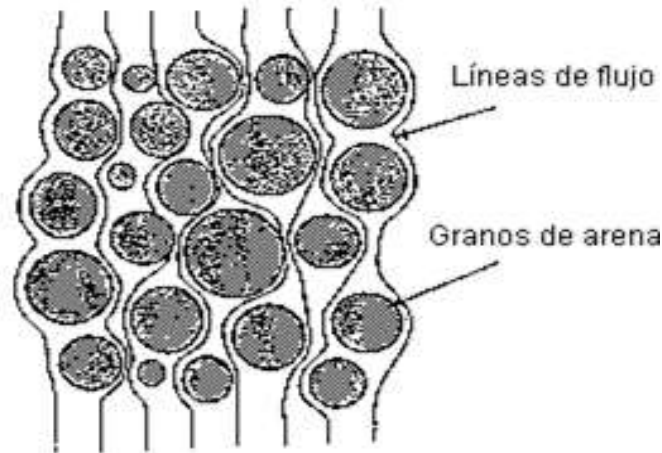
Mientras no se produce la adherencia, no hay remoción. La fracción de partículas que se adhieren en relación con el número de colisiones, por definición es el coeficiente α . Investigaciones al respecto sugieren que el desarrollo de la película biológica proporciona a los granos de arena una superficie absorbente que favorece la adherencia. Otra suposición es que las enzimas extracelulares coagulan las partículas permitiendo así la adherencia. Se desconoce en qué situaciones aumenta o disminuye el valor de α .

Cuando el filtro comienza a funcionar y antes de que se desarrolle la película biológica, la remoción de coliformes⁵ es cercana a cero y, por lo tanto $\alpha = 0$ (Bryck y colaboradores, 1987). Después de que la película biológica se ha desarrollado, la tasa de remoción es del orden de 2 a 4 logaritmos, encontrándose el coeficiente α cercano a 1.0. Esto indica la importancia de la película biológica en la eficiencia del filtro

lento. Los microorganismos pueden morir o ser ingeridos por los predadores, antes de que logren alcanzar una superficie absorbente. Por lo tanto, la remoción indicada puede deberse a muerte o predación adicional a la adherencia. Sin embargo, luego de producida la adherencia ocurrirá inevitablemente la predación y la muerte.

El filtro se considera “maduro” cuando la película biológica ha llegado a su máximo desarrollo para las condiciones existentes. El límite máximo de desarrollo de la película biológica no está aún definido, necesitándose mayor investigación al respecto para obtener esta importante información.

FIGURA 3. 4: Líneas de flujo en el lecho filtrante



⁵La denominación genérica coliformes designa a un grupo de especies bacterianas que tienen ciertas características bioquímicas en común e importancia relevante como indicadores de contaminación del agua y los alimentos.

No obstante, investigaciones de Bellamy y colaboradores (1985), Bryck (1987) y Barrett (1989) han demostrado que el límite máximo de desarrollo de la capa biológica se relaciona con el contenido de nutrientes en el agua cruda.

Puede esperarse que filtros lentos que tratan aguas con bajo contenido de nutrientes presenten una remoción de coliformes fecales del orden de 2 log. después de producirse la maduración de la película biológica (Bellamy y colaboradores, 1985). En cambio, con aguas ricas en nutrientes es de esperar que se obtengan remociones

del orden de 3 log (Bellamy, 1985), evidenciándose en otros casos eficiencias de remoción de hasta 4 log (Barrett, 1989).

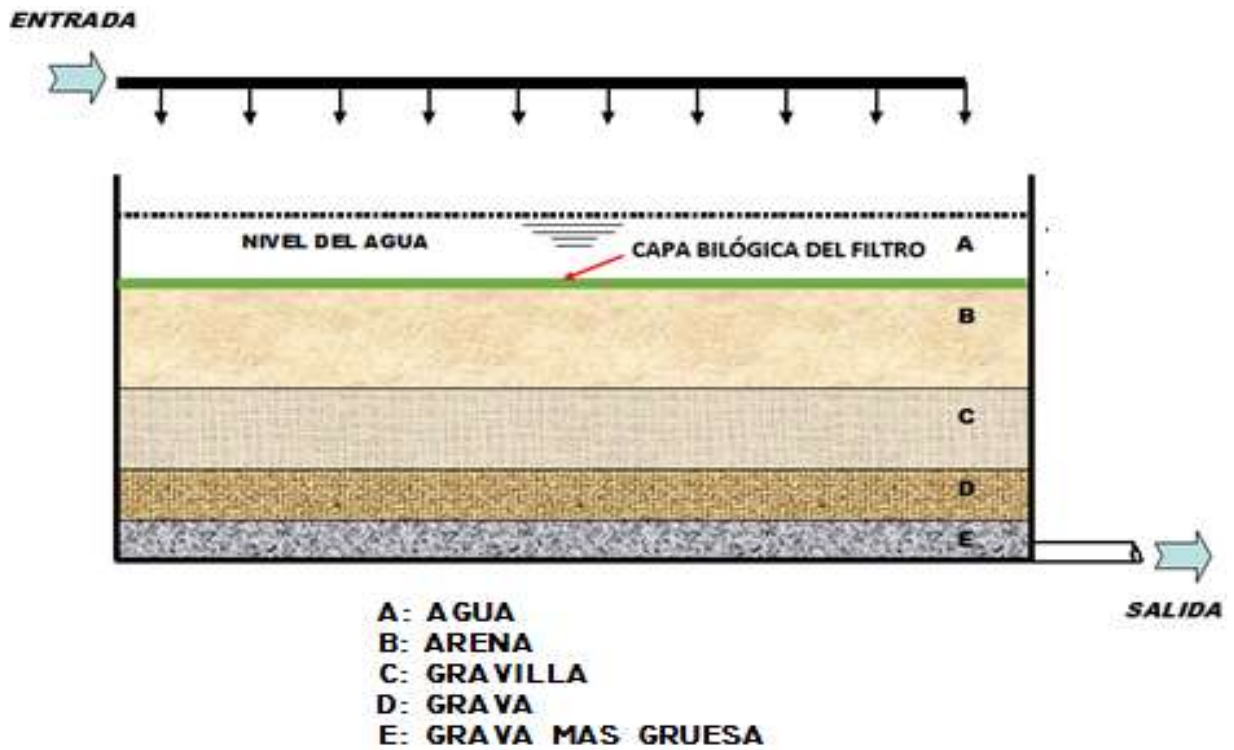
3.2.2.1.3. Mecanismo biológico de la desinfección.

Tal y como se indicó anteriormente, la remoción total de partículas en este proceso se debe al efecto conjunto, tanto del mecanismo de adherencia, como del mecanismo biológico. Al iniciarse el proceso, las bacterias predadoras o benéficas transportadas por el agua pueden multiplicarse en forma selectiva, contribuyendo a la formación de la película biológica del filtro y utilizando como fuente de alimentación el depósito de materia orgánica. Estas bacterias oxidan la materia orgánica para obtener la energía que necesitan para su metabolismo (desasimilación) y convierten parte de ésta en material necesario para su crecimiento (asimilación). Así, las sustancias y materia orgánica muerta son convertidas en materia viva. Los productos de desasimilación son llevados por el agua a profundidades mayores para ser utilizados por otros organismos.

El contenido bacteriológico está limitado por el contenido de materia orgánica en el agua cruda y es acompañado de un fenómeno de mortalidad concomitante, durante el cual se libera materia orgánica para ser utilizada por las bacterias de las capas más profundas y así sucesivamente. De este modo, la materia orgánica degradable presente en el agua cruda es gradualmente descompuesta en agua: bióxido de carbono y sales relativamente inocuas, tales como sulfatos, nitratos y fosfatos (proceso de mineralización) los cuales son descargados en el efluente de los filtros.

La actividad bacteriológica descrita es más pronunciada en la parte superior del lecho filtrante y decrece gradualmente con la profundidad y la disponibilidad de alimento. Cuando se limpian las capas superiores del filtro se remueven las bacterias, siendo necesario un nuevo período de maduración del filtro hasta que se logre desarrollar la actividad bacteriológica necesaria. A partir de los 0.30 a 0.50 m de profundidad, la actividad bacteriológica disminuye o se anula (dependiendo de la velocidad de filtración); en cambio, se realizan reacciones bioquímicas que convierten a los productos de degradación microbiológica (tales como aminoácidos) en amoníaco y a los nitritos en nitratos (nitrificación).

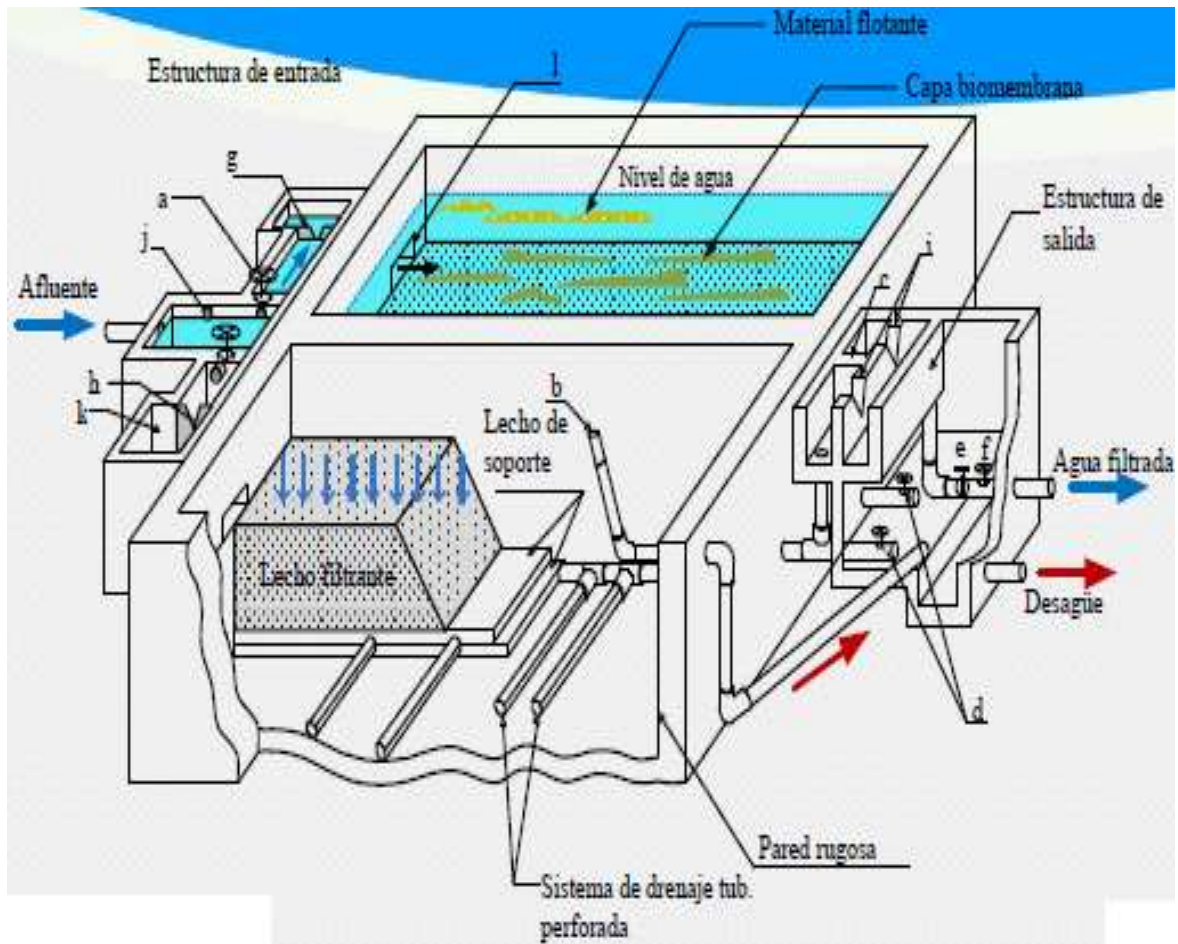
FIGURA 3. 5: Esquema de las capas de un Filtro Lento de Arena.



3.2.3. COMPONENTES DEL FILTRO LENTO.

A continuación se muestra el esquema de una planta piloto y la descripción de sus componentes

FIGURA 3. 6: Esquema de una planta de filtro lento de arena.



- a. Válvula para controlar la entra de agua pretratada y regular velocidad de filtración
- b. Dispositivo para drenar capa de agua sobredrenante, “cuello de ganso”.
- c. Conexión para llenar el lecho con agua limpia.
- d. Válvula para drenar lecho filtrante.
- e. Válvula para desechar agua tratada

- f. Válvula para suministrar agua al depósito de agua limpia
- g. Vertedero de entada.
- h. Indicador calibrado de flujo
- i. Vertedero de salida
- j. Rebalse de excedentes
- k. Cámara de entrada a FLA
- l. Ventana de acceso a FLA

Básicamente, un filtro lento de arena consta de una estructura que contiene:

- La caja o tanque del filtro

- Una capa sobrenadante de agua cruda.
- Un lecho de arena filtrante.
- Un sistema de drenaje.
- Una estructura de entrada y salida.
- Un conjunto de dispositivos reguladores y de control.

El flujo de agua en un filtro lento de arena puede regularse a la salida o a la entrada del filtro y el método seleccionado puede afectar ligeramente la estructura, los dispositivos de control y el funcionamiento.

3.2.3.1. Caja del filtro.

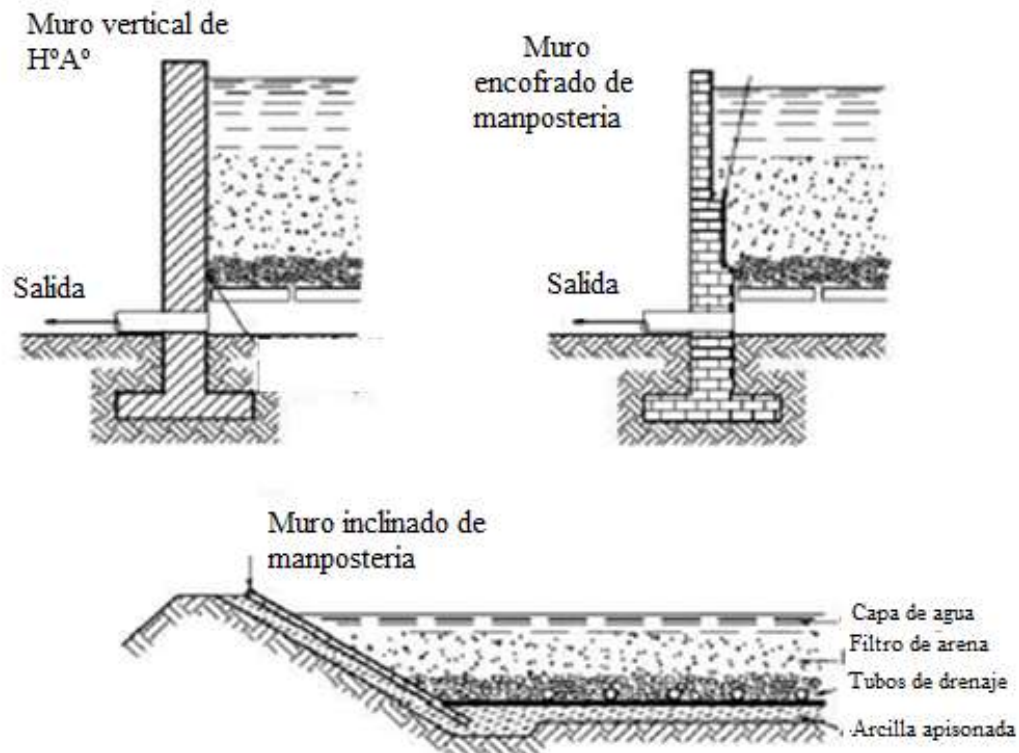
La altura total del filtro está determinada por la altura de:

- Lecho de arena.
- Capa de soporte y sistema de drenaje.
- Sobrenadante.
- Borde libre.

La altura total del filtro, desde el fondo hasta la corona de los muros, puede variar de 1.9 a 4 m. y se puede construir en hormigón reforzado, ferro cemento, piedra o mampostería. La caja del filtro y las estructuras de entrada y salida deben ser estanques para prevenir pérdidas y evitar la contaminación del agua tratada por las aguas subterráneas poco profundas o de escorrentía superficial.

Las sección o área de filtración estaría determinada por el caudal de diseño de la planta y la velocidad de filtración seleccionada la misma que varía entre 0.1 a 0.5 m/h, pudiendo ser de forma rectangular o circular.

FIGURA 3. 7: Detalle de caja de filtro lento de arena.



Los materiales más utilizados para la construcción de la caja de los filtros de arena es sin duda el hormigón para el piso y ladrillos, piedras u hormigón (en masa o armado) para las paredes.

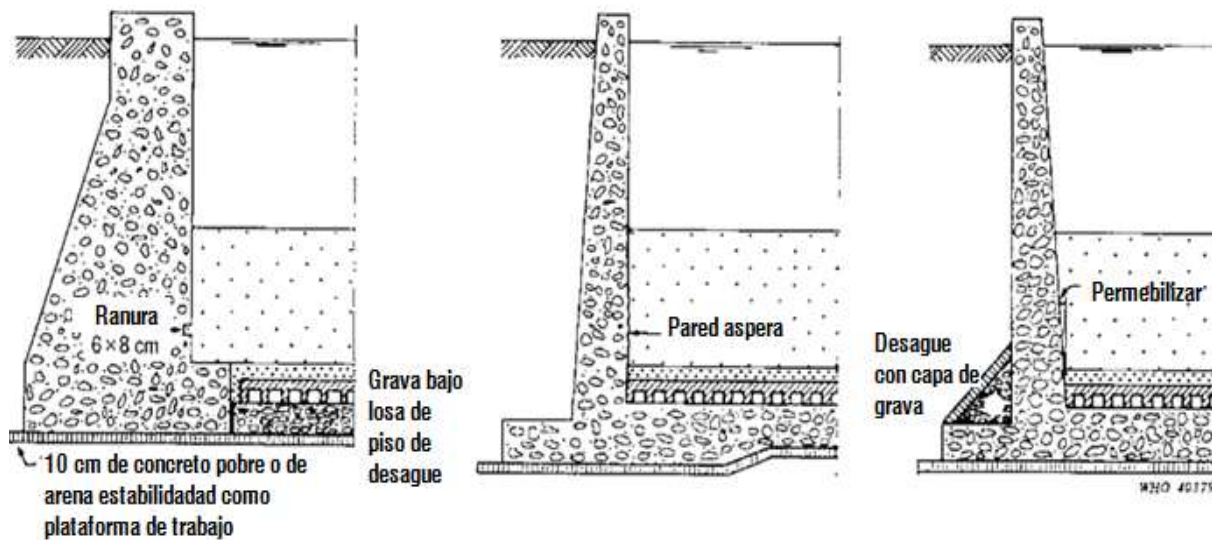
Para reducir los costes iniciales se pueden construir las paredes inclinadas, aunque implica una mayor ocupación del espacio así como una mayor cantidad de material a medida que llenamos la caja del filtro. De esta forma se reduce la tensión estructural a cambio de aumentar la capacidad portante del suelo.

La forma de los filtros acostumbra a ser rectangular en general aunque en pequeñas comunidades puede ser mejor una geometría circular. Las paredes siempre tienen que ser impermeables, ya sea para evitar las pérdidas de agua tratada como también para evitar la entrada de agua no tratada y perjudicar la calidad del agua tratada. La caja del filtro estará semienterrada para que no se caliente en exceso el conjunto del sistema de filtraje pero de

manera que se pueda acceder al interior de las cajas para proceder a la limpieza periódica y que a la vez se impida la entrada de polvo de manera horizontal.

A la hora de construir la caja del filtro podemos añadir unos detalles que nos pueden evitar la percolación del agua entre la pared y el lecho de arena. (Ver figura 3.8). Este fenómeno es el responsable de la erosión o falta de contacto arena-pared en la zona de filtración produciendo una bajada de la calidad del agua tratada. Para evitarlo existen tres posibilidades a realizar solo en la pared interior y en la zona donde estará la arena: crear una ranura o acanalamiento, crear rugosidades y/o inclinar ligeramente la pared interior hacia afuera.

FIGURA 3. 8: Opciones para evitar la percolación.



Aunque se puede aplicar cualquiera de las tres opciones se recomienda aplicar la segunda y tercera simultáneamente, pero se tiene que tener en cuenta que fuera de la zona donde se va a situar la arena debe ser lo más liso posible para reducir al máximo las posibles turbulencias que se puedan generar.

3.2.3.2. Estructura de entrada.

A continuación se mencionan las funciones que pueden cumplir los sistemas de entrada:

- Asegurar una equirepartición del caudal a tratar en las unidades de la batería de filtros.

Una distribución equitativa a cada unidad de una batería se consigue diseñando un canal de sección variable y velocidad constante.

Otra solución es la de repartir el caudal total a cada unidad mediante vertederos rectangulares de caída libre, desde ese canal común a la batería o desde una cámara, alimentada por una cañería a presión.

- Uniformar el flujo que ingresa a cada caja.

El caudal derivado a través del vertedero o compuerta pasa a un sector en donde se produce el paralelismo de los filetes líquidos, antes de su ingreso a la caja del filtro.

- Reducir el agua que ingresa a la caja filtrante, a fin de reducir las turbulencias dentro de la masa líquida del sobrenadante y además prevenir la erosión de la capa biológica superficial. En el caso de no contar con esa cámara, el impacto del chorro del agua cruda en el lecho de arena, se incrementan a medida que se extraen las capas colmatadas con las carreras de un ciclo. La erosión provocada por ese chorro se atenúa mediante una loseta proyectada en la superficie del manto.

- Drenar el agua del sobrenadante cuando se limpia el filtro.

Una solución anteriormente indicada es la descarga a la cámara de ingreso.

La otra es permitir a través del sistema de filtración con velocidad variable y decreciente, pero demanda mayor tiempo al estar colmatado el medio filtrante.

- Graduar el nivel líquido del sobrenadante.

Se logra mediante una válvula mariposa accionada por un flotante, por una válvula o compuerta operadas manualmente en la cámara o canal de acceso del agua cruda de la batería, o el método más común, que es de realizar un vertedero de rebose en cada unidad o en el sistema general de acceso del agua cruda.

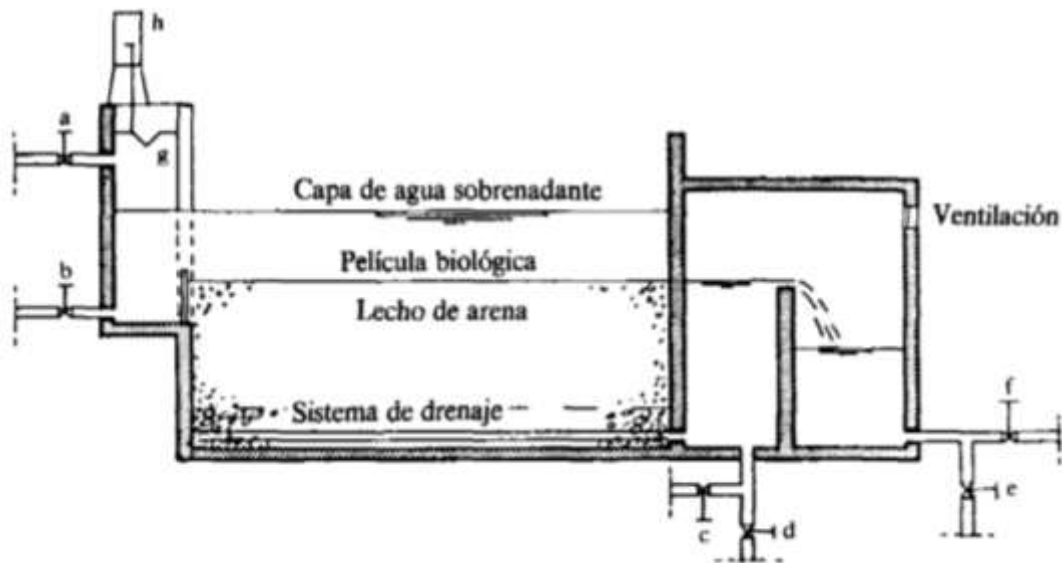
- Regular los caudales de ingreso.

Hay que preparar compuertas y válvulas para esa finalidad. En la siguiente figura 3.9 hay un detalle de estructura de ingreso del líquido crudo.

Consta de canales o conductos de acceso para medición de flujo y una caja exterior a la caja del filtro que permite el flujo del agua hacia el filtro, sin dañar la biomembrana que yace sobre la parte superior del lecho de arena.

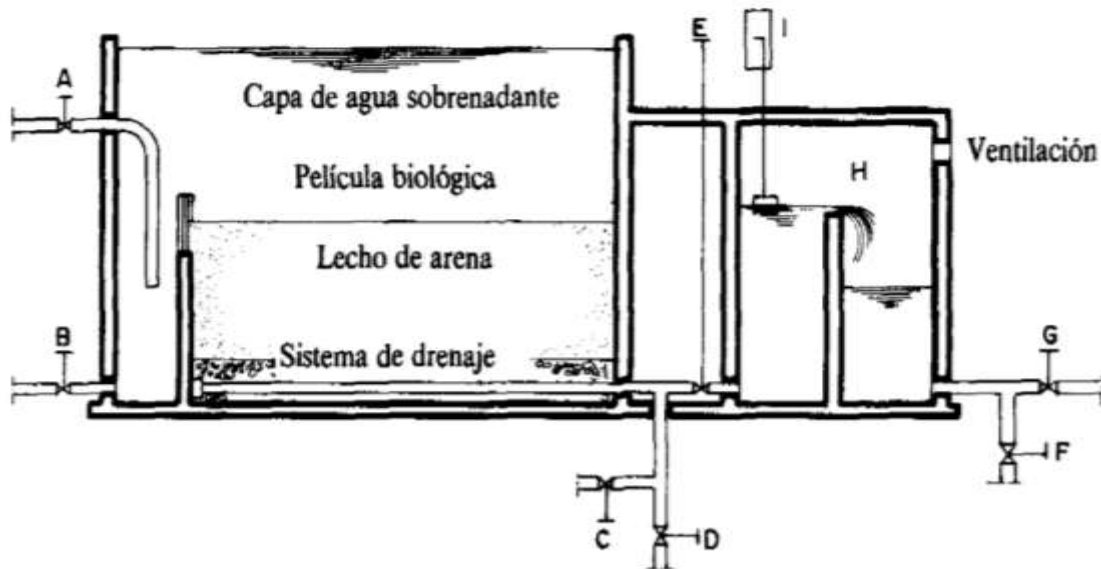
A continuación se detalla los componentes básicos de un filtro lento de arena con control a la entrada y salida.

FIGURA 3. 9: Componentes básicos de un filtro de arena con control a la entrada.



- a. Válvula para dar entrada al agua cruda y regular la velocidad de filtración.
- b. Dispositivo para drenar capa de agua sobredrenante.
- c. Válvula para llenar lecho filtrante con agua limpia.
- d. Válvula para drenar el lecho filtrante y cámara de salida.
- e. Válvula para desechar agua tratada.
- f. Válvula para suministrar agua tratada al depósito de agua limpia.
- g. Vertedero de entrada.
- h. Indicador calibrado de flujo.
- i. Vertedero de salida.

FIGURA 3. 10: Componentes básico de un filtro de arena a la salida



- A. Válvula de entrada de agua cruda.**
- B. Válvula para drenar la capa de agua sobredrenante**
- C. Válvula para llenar el lecho filtrante con agua limpia**
- D. Válvula para drenar el lecho filtrante y la cámara de salida.**
- E. válvula para regular la velocidad de filtración**
- F. Válvula para desechar agua tratada.**
- G. Válvula para suministrar agua tratada al depósito de agua limpia,**
- H. Vertedero de salida|**
- I. Indicador calibrado de flujo.**

3.2.3.3. Capa de agua sobredrenante.

La capa de agua sobrenadante proporciona una carga hidráulica que es suficiente para hacer pasar el agua a través del lecho del material filtrante, a la par que crea un periodo de retención de varias horas para el agua, en este periodo las partículas se asientan y/o aglomeran, pueden también someterse a cualquier proceso físico o bioquímico. Hay que tener en cuenta que no se debe considerar este reservorio como un sedimentador si el agua cruda tiene un contenido alto de materia en suspensión, se

deberá instalar una unidad de pretratamiento para prevenir la obstrucción del filtro de arena.

La profundidad apropiada para la capa de agua sobrenadante se encuentra entre 0,80 y 1,5 m y varía dependiendo del tipo de control.

Las paredes del reservorio de agua sobrenadante deben tener altura suficiente como para dejar un borde libre de 0.2 a 0.4 m sobre el nivel de agua. El reservorio debe contar con un vertedero de derrame o rebose que drene excesos de agua y la retorne a la fuente de agua cruda.

3.2.3.4. Salida de impurezas flotantes.

Se necesita un dispositivo para extraer las impurezas, que pueden formarse de hojas, algas y demás material flotante en la capa de agua. Este dispositivo también puede servir como un rebosadero para el agua sobrenadante y para drenarla cuando se requiere sacar de servicio la unidad para mantenimiento y limpieza.

3.2.3.5. Lecho del medio filtrante.

El medio filtrante debe estar compuesto por material granular inerte y durable, generalmente se selecciona arena porque es barata, inerte, duradera y de fácil obtención. Cuando se coloca en el filtro, la arena debe estar libre de arcilla, tierra y materia orgánica.

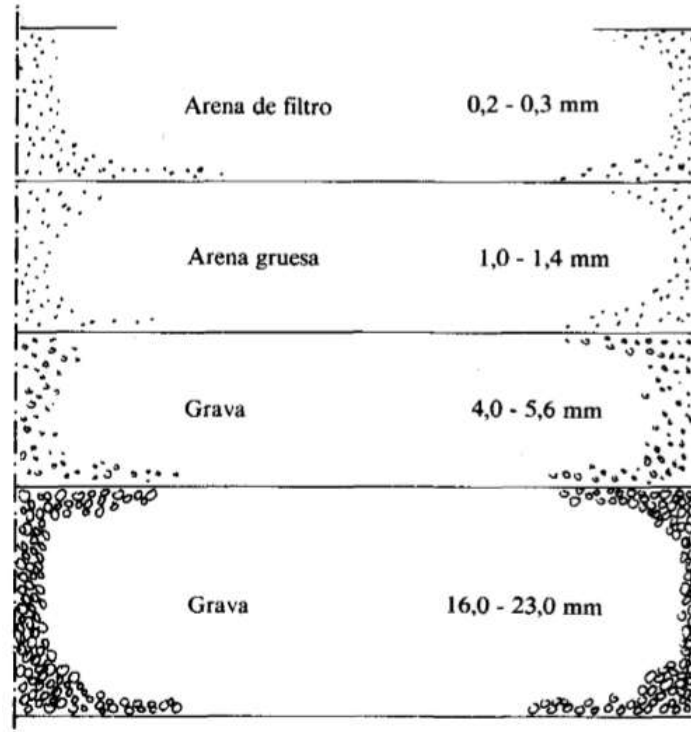
El medio filtrante se describe en función de su diámetro efectivo y su coeficiente de uniformidad. Normalmente se elige un tamaño efectivo en un rango de 0.15 a 0.35 mm. Cuando no hay disponibilidad de arena natural con estas características, el valor deseado del tamaño efectivo puede obtenerse mezclando dos tipos de arena. Se puede usar el tamizado como último recurso.

De preferencia, el coeficiente de uniformidad debe ser menor de 2, aunque pueden aceptarse valores hasta de 5. Para un funcionamiento adecuado del proceso de purificación se debe proporcionar un lecho filtrante de 0.6m como mínimo.

En vista de que la capa superior del lecho filtrante necesitara ser cambiada regularmente durante la operación, un filtro nuevo debe estar provisto de un lecho

filtrante de 1-1.4 m de espesor de forma que el lecho no necesite rellenarse más de una vez cada varios años.

FIGURA 3. 11: Medidor o lecho de soporte aproximado.



3.2.3.6. Sistema de drenaje

El sistema de drenaje sirve para tres propósitos:

- Soporta el material filtrante e impide que sea arrastrado a través del sistema de drenaje de modo que se asegure una velocidad de filtración uniforme sobre toda el área del filtro.
- Asegurar la recolección uniforme del agua filtrada, a través de toda el área de filtración.
- Permite el llenado ascendente de los filtros, bien sea en su arranque inicial o después de raspados los módulos.

El sistema de drenaje puede tener diversas configuraciones, ya sea una capa de grava gruesa o de piedra triturada durable, o estructuras de drenes principales y laterales construidas de

tuberías perforadas o separadas, bloques o ladrillos de concreto. Este sistema de drenes está cubierto por capas de grava.

La grava se tiende en capas, comenzando con los granos mayores en el fondo y reduciendo progresivamente el diámetro hacia arriba. La grava impide que el material granular del lecho del filtro se acarreado hacia el sistema de drenaje.

Incluidas las capas de grava, el sistema de drenaje debe tener un espesor de 0.3 a 0.7 metros.

FIGURA 3. 12: Esquema del sistema de drenaje debajo de la caja del filtro.

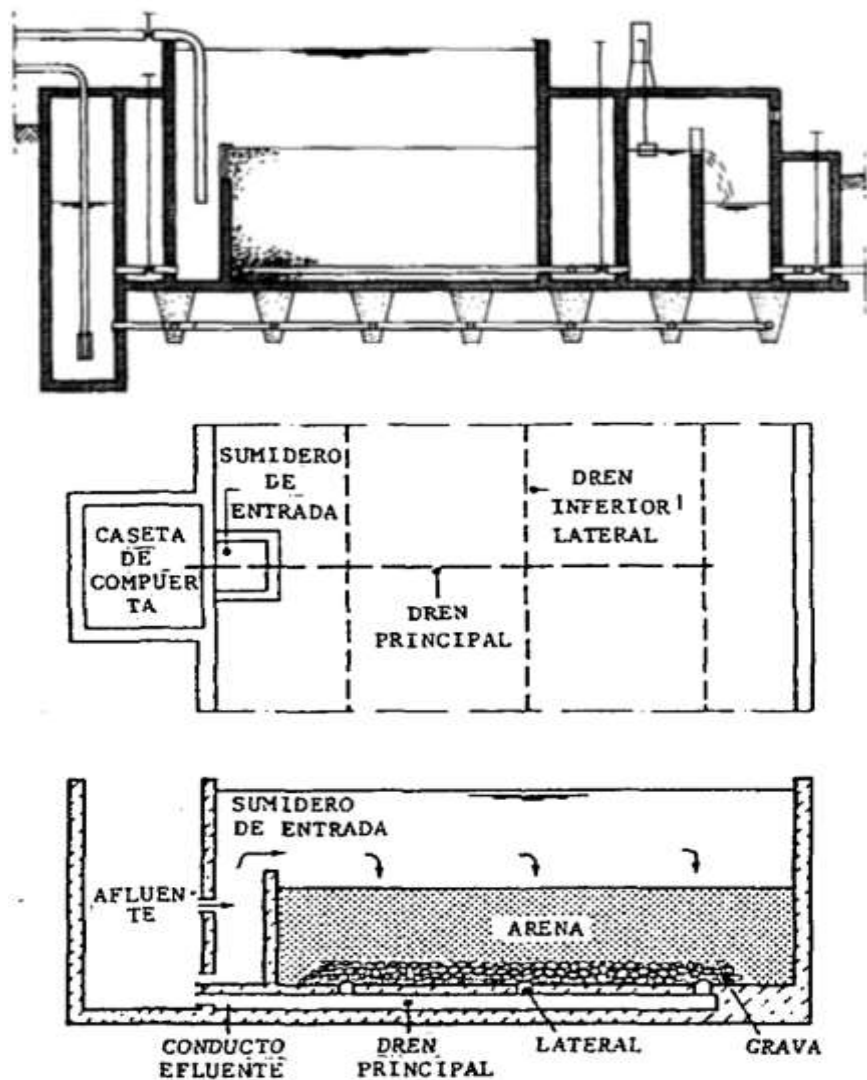
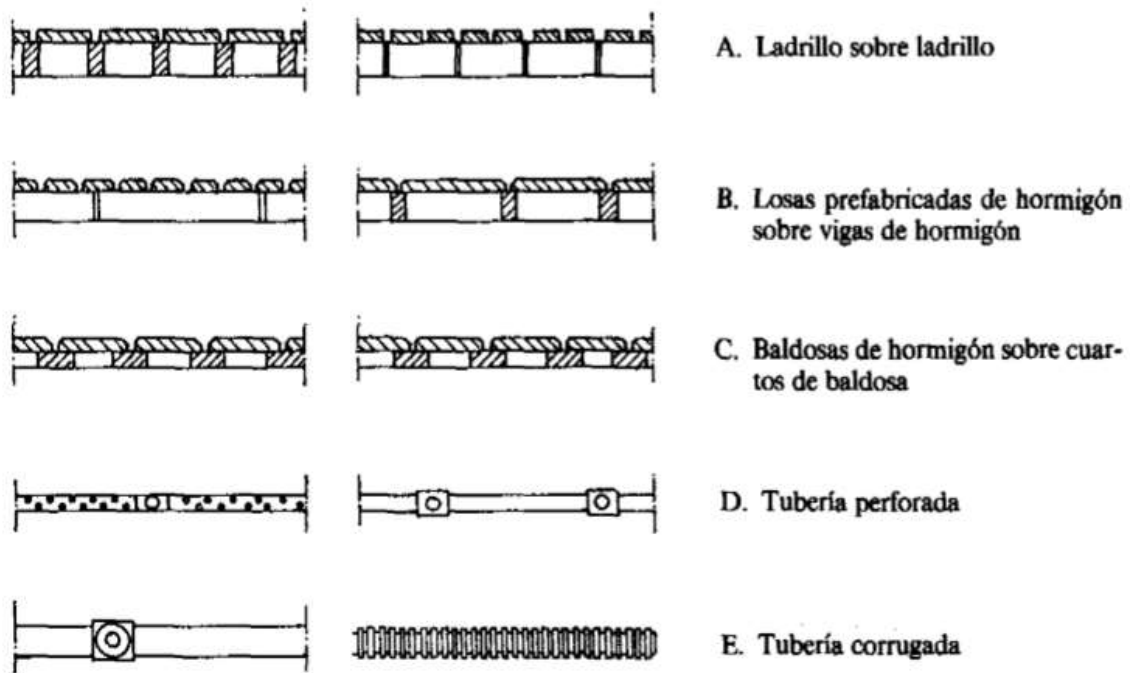


FIGURA 3. 13: Esquemas de sistemas comunes de drenaje utilizados en filtros lentos de arena



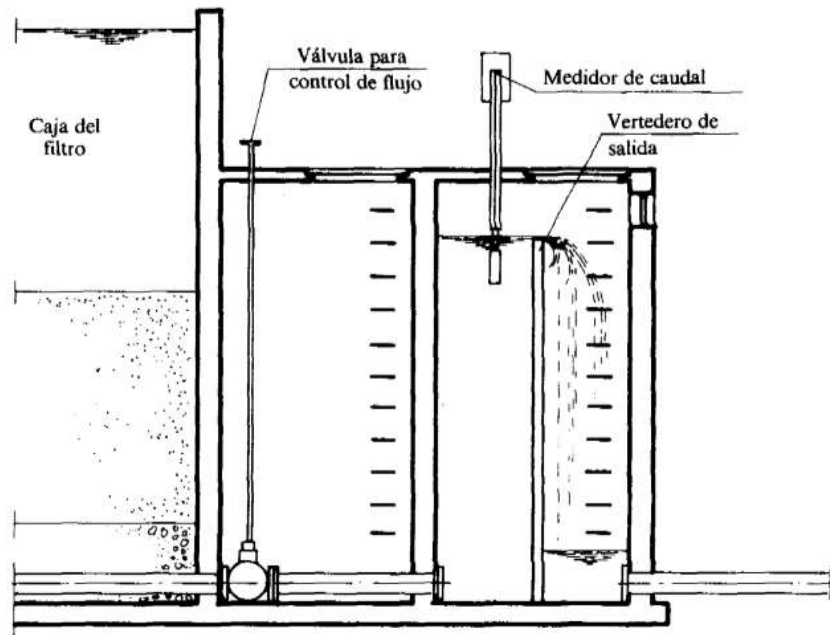
3.2.3.7. Cámara de salida

La cámara de salida generalmente consta de dos secciones separadas por una pared, (ver Figura 3.15), en cuya parte superior se coloca un vertedero con rebosadero ligeramente por encima de la parte superior del lecho de arena (10-15 cm).

Este vertedero previene el desarrollo de una presión inferior a la atmosférica en el lecho filtrante, pues ello podría dar lugar a la formación de burbujas de aire debajo de la capa biológica. El vertedero también asegura que el filtro funcione independientemente de las fluctuaciones en el nivel del tanque de agua clara.

Al permitir la caída libre del agua sobre el vertedero, se aumenta la concentración de oxígeno en el agua filtrada, por cuyo motivo la cámara del vertedero debe estar debidamente ventilada para facilitar la aireación. (Ver figura 3.14).

FIGURA 3. 14: Estructura de salida de un filtro con control a la salida.



3.2.3.8. Dispositivos de regulación y control del filtro.

Se mencionan a continuación las operaciones más importantes a ser reguladas y controladas por medio de válvulas, vertederos y otros dispositivos.

- Entrada de agua cruda al reservorio de agua sobrenadante hasta un nivel constante dentro del tanque del filtro.
- Eliminación del exceso de agua por medio de un vertedero.
- Drenaje del agua sobrenadante antes de efectuar la limpieza del filtro.
- Drenaje del agua en la capa superior del lecho filtrante.
- Medida del caudal del agua efluente por medio de un dispositivo calibrado de medición de caudal.
- Regulación de la tasa de filtración.
- Ingreso de agua limpia para llenar en forma ascendente el lecho filtrante después de efectuar la limpieza del filtro.
- Dispositivo de prevención de presiones negativas en el lecho filtrante.
- Descarga del agua tratada al tanque de almacenamiento de agua tratada.

Los materiales de construcción comúnmente usados son hormigón simple o armado, ferro cemento, piedra natural o ladrillo. La caja del filtro, el canal de efluente y el

tanque de almacenamiento de agua filtrada deben ser herméticos por dos razones: para evitar pérdidas de agua y, en caso de tener nivel freático alto, para prevenir el ingreso de agua subterránea que pueda contaminar el agua tratada.

FIGURA 3. 15: Control manual con vertedero y válvula o compuerta.

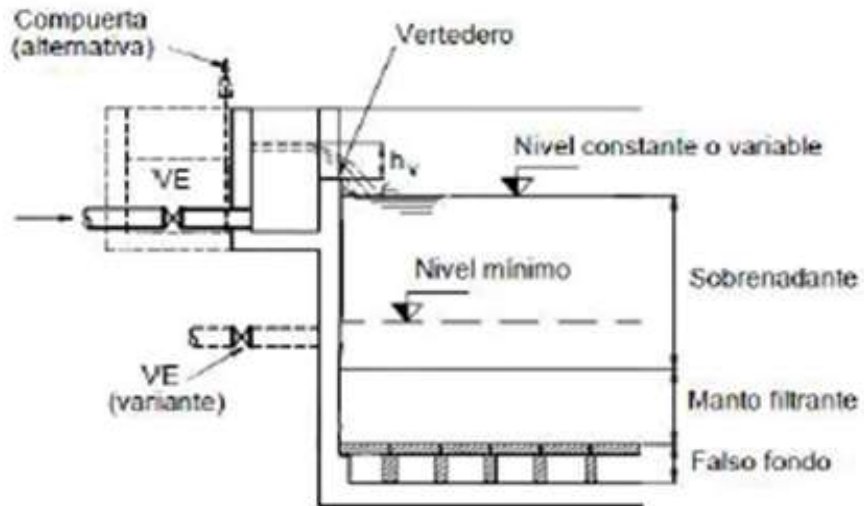
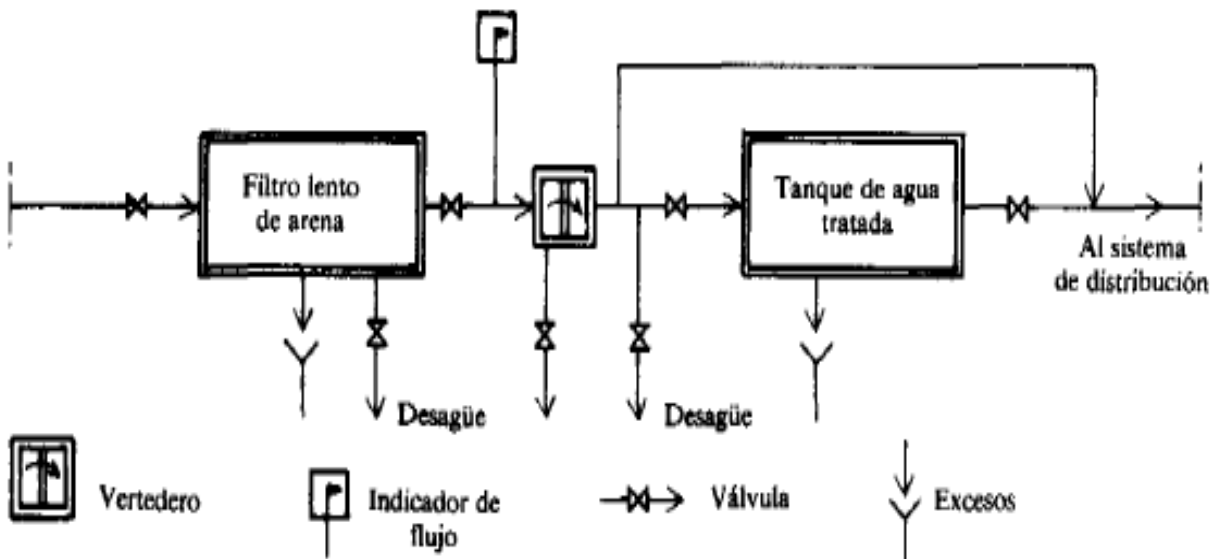


FIGURA 3. 16: Diagrama de flujo para la instalación de un filtro lento de arena.



3.2.4. ASPECTOS TÉCNICOS DE LOS COMPONENTES DEL FILTRO LENTO DE ARENA.

3.2.4.1. LECHO FILTRANTE

Se deben tomar en cuentas las siguientes consideraciones:

- Debe estar compuesto por granos de arena duros y redondeados, de preferencia, libres de arcilla y materia orgánica.
- La arena debe lavarse, procedimiento con el que también se eliminan los granos más finos disminuyendo el coeficiente de uniformidad y elevando el diámetro promedio de los granos de arena.
- Idealmente el diámetro efectivo de la arena (D_{10}) debe ser lo suficientemente pequeño para asegurar un efluente de buena calidad y para prevenir que la materia orgánica penetre a tal profundidad que no sea posible retirar mediante el raspado de la superficie. Experimentalmente se ha encontrado que este diámetro efectivo es del orden de 0.15-0.35 mm. (Y es el rango recomendado por algunos autores)
- Se recomienda un diámetro efectivo mínimo de 0.10mm para tratar aguas claras con un alto contenido bacteriológico. Para aguas muy turbias en cambio se recomienda un diámetro efectivo de 0.40mm.
- El espesor del lecho filtrante ideal debe determinarse experimentalmente en cada caso. Sin embargo existe un espesor mínimo para garantizar su funcionamiento que es del orden 0.60 m y teniendo en cuenta que en 5 años de funcionamiento se retiren 0.50 m de arena mediante los raspados sucesivos se recomienda una altura de diseño de 1.20 a 1.40m.

La profundidad de la caja se puede calcular aproximadamente de la siguiente manera:

Profundidad de la caja = profundidad de soporte de grava (0.3-0.7 m) + profundidad de filtro (0.6-1.4m) + profundidad máxima de agua (0.8-1.5m) + profundidad del franco borde (espacio entre el techo y agua)

$$Pf = Hg + Ha + Hw + Hb$$

Donde:

P_f = profundidad de la caja (m)

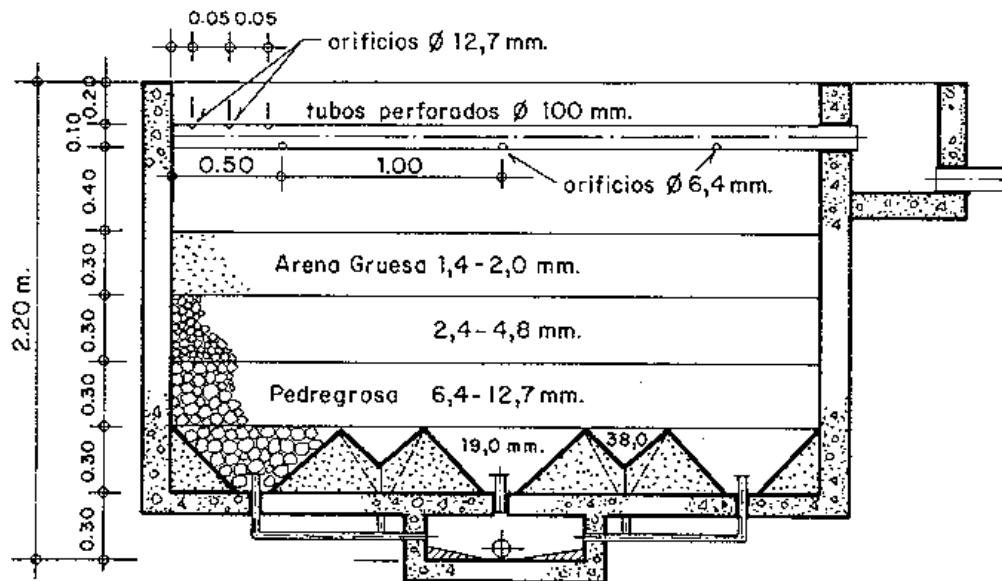
H_g = Profundidad del soporte de grava (m)

H_a = profundidad máxima del lecho de arena. (m)

H_w = profundidad máxima del agua sobredrenante (m)

H_b = altura del borde libre. (m)

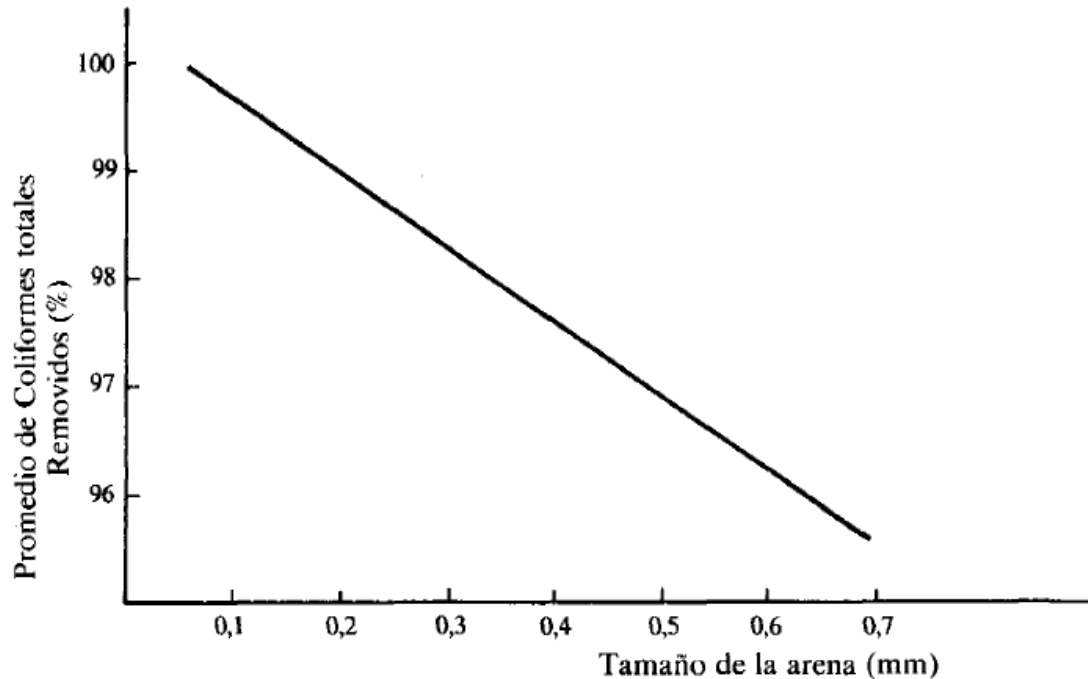
FIGURA 3. 17: Esquema de caja del filtro lento de arena con drenaje, soporte de grava, arena y carga de agua.



- Se recomienda un coeficiente de uniformidad menos de 5 para que los poros sean lo bastante regulares que se aseguren una buena porosidad. Lo ideal es diseñar en un rango de 1.8 a 3.0 normalmente 1.5. El primer paso en el diseño es dimensionar el lecho. El área del lecho y su profundidad son las dimensiones básicas que manejan el

resto del diseño. El área del lecho filtrante se determina mediante la tasa de carga hidráulica seleccionada.

FIGURA 3. 18: Efecto del tamaño de arena en la remoción de bacterias coliformes totales en la filtración lenta de arena. (Bellany, 1985)



3.2.4.2. CAPA FILTRANTE

Para el diseño de la capa filtrante se toman en cuenta los siguientes factores:

- Constituida por grava graduada con especificaciones similares a las aplicadas al medio filtrante. Las piedras deben ser duras y redondeadas, con un peso específico de por lo menos 2.5, libre de arena, limo y materia orgánica. De ser posible, debe lavarse para asegurar su limpieza.
- Su función es evitar que se pierda el material a través del drenaje y asegurar así una abstracción uniforme del agua filtrada sobre todo cuando se ha previsto un número muy limitado de drenes.

- La capa de grava debe diseñarse teniendo en cuenta dos valores límites, el tamaño de los granos en contacto con esta para decidir el diámetro de la grava más fina, y las características del drenaje para seleccionar el tamaño de la grava más gruesa.
- Teniendo en cuenta los criterios recomendados por Huisman y Wood se ha hecho un estudio de los diámetros y altura de las capas de grava para un rango de arena cuyos diámetros efectivos (d_{10}) varían entre 0.5 y 20 mm, que son los límites máximos empleados en un filtro lento. En el siguiente cuadro se puede observar (Tabla 3.1), muestra los resultados de un estudio para cada capa un rango mínimo para arenas finas y un rango para arenas gruesas.

TABLA 3. 1: Espesores y diámetros de la grava soporte

Espesor de la capa (cm)	Espesor acumulado (cm)	Diámetro (pulgadas)
5	5	¾ a 1/2
5	10	½ a 1/4
5	15	¼ a 1/8
5	20	1/8 a N° 10
5	25	1/8 a ¼
5	30	¼ a 1/2

N° 10 corresponde al tamiz 10 U.S.

3.2.4.3. DRENAJE

Al diseñar el drenaje se debe tener en cuenta lo siguiente:

- La recolección del agua filtrada se efectúa mediante el sistema de drenaje, el cual puede estar conformado por drenes, o por ladrillos de construcción.
- Los tubos de drenaje están compuestos de un dren principal y de ramificaciones o drenes laterales a partir de la salida del agua filtrada.
- Los drenes laterales se unirán al principal mediante tees o cruces, y podrán ser de concreto, de cerámica o de PVC.

- Los drenes laterales se instalación, dejando juntas abiertas de 2 cm, o se harán orificios de 2 a 4 mm de diámetro, separados entre sí de 0.10 a 0.50 m y dispuestos en la parte inferior de los drenes.
- La separación entre los drenes laterales sería de 1/16 de su longitud o como máximo de 2.5 m. Con respecto a la pared, se considerara una separación de 1/32 de su longitud o como máximo de 1.25 m.
- El dimensionamiento de los drenes se efectuara con el criterio de que la velocidad limite en cualquier punto de estos no sobrepase de 0.30 m/s.
- La pérdida de carga producida por los drenes, no debe exceder de un 10% (5-15% como límites máximos) de la perdida de carga del medio filtrante, cuando la arena está limpia y su altura es mínima (después de sucesivos raspados), debiendo estimarse la perdida por la ecuación (Ec. 2.21)
- El lecho de soporte puede estar dispuesto de la siguiente manera:

TABLA 3. 2: Modelo del lecho de soporte.

Camada	Tipo	Diámetro de partícula (mm)	Espesor de la camada (mm)
Superior	Arena gruesa	1 - 2	50
Segunda	Gravilla fina	2 - 5	50
Tercera	Gravilla	5 - 10	50
Inferior	Grava	10 - 25	150

- Cuando se diseñan drenajes de ladrillo de construcción, estos deberán asentarse con un mortero cuando los filtros estén localizados en zonas sísmicas. En caso contrario, se pueden acomodar simplemente formando canales.
- Adicionalmente, se puede obtener una carga hidráulica uniforme sobre el lecho filtrante cuando se han aplicado conocimientos de hidráulica para dimensionar el desagüe inferior y el tamaño de sus perforaciones. El sistema de desagüe inferior requiere un proceso de cálculo complicado.

FIGURA 3. 19: Sistema de drenaje de la caja del filtro.



- Los ladrillos que cubren los canales, irán superpuestos dejando ranuras de 2 cm para que pase el agua filtrante. Las pérdidas de carga que se producen con este sistema son tan pequeñas que no se toman en cuenta en el cálculo.
- Para el raspado de arena del lecho, el agua debe ser drenada a un nivel justo bajo la superficie de arena. El sistema de tuberías aquí es simple, ya que solo es necesario el uso de válvulas para aislar la caja del filtro.

3.2.4.4. CAJA DE FILTRO

Para la caja y el tanque del filtro:

- Diseños que conciernen a la caja del filtro incluyen el área, el número de células, LA profundidad y estructura.
- Para soportar los lechos de arena de los filtros lentos se proyecta una estructura rígida que se construirá de hormigón reforzado, hormigón simple, manipostería, ladrillos o ferrocemento, o una estructura excavada con taludes recubiertos. Los filtros con paredes verticales pueden tener forma circular o rectangular, pero los que tienen

paredes inclinadas y protegidas generalmente son rectangulares, (Ver figuras 3.20, 3.21 y 3.22)

FIGURA 3. 20: Estructura de mampostería.



FIGURA 3. 21: Estructura de ferrocemento.



FIGURA 3. 22: Estructura de concreto.



- Se deberán diseñar por lo menos dos unidades (N) funcionando en paralelo, cuando la población sea aproximada a 2000 habitantes. Sin embargo, esto realmente está supedito a la velocidad de filtración con la que se van a operar los filtros, y al área máxima factible de darle mantenimiento por métodos manuales en menos de 24 horas varía de acuerdo al autor 200 m² (Vischer, et al.) y 100 m² (Galvis et al), este factor también depende de la velocidad de diseño. Con velocidades bajas, del orden de 0.10 m/h, se podrán considerar dos unidades, y tres cuando sea igual o mayor a 0.30 m/h.
- La superficie de cada unidad está en función de la velocidad de filtración (Vf), del caudal (Q), del número de horas de funcionamiento continuo de una unidad (turnos) y del número de unidades (N)

$$As = \frac{Q \times C}{N \times Vf}$$

Donde:

C= coeficiente que depende del número de turnos (8 horas c/u) al día en que se vaya a operar la unidad.

Con operación continua el área de la unidad (en m²) será igual a:

$$A = \frac{Q}{n * Vf}$$

VALORES DE COEFICIENTE "C₁"

TURNOS	C ₁
1	3
2	1.5
3	1

Las dimensiones del filtro, largo (B) y ancho (A). Se seleccionaran de acuerdo al siguiente criterio:

$$A = \sqrt{\frac{As}{K}} \quad ; \quad B = \sqrt{As * K}$$

Donde (K) es la relación de mínimo costo que depende del número de unidades (N), según la relación:

$$K = \frac{2N}{N + 1}$$

Donde:

A= ancho del filtro (m)

As= área de filtración (2)

B= Longitud del filtro (m)

C= coeficiente dependiente de los periodos de operaciones del filtro

Q= caudal de diseño (m²/h)

N = número de filtros

Vf = velocidad de filtración (m/h)

- Lo recomendable que la velocidad del filtro sea de 0.10 m/h pero se puede considerar mayores velocidades si es que se cuentan con algún tipo de pretratamiento, como se puede observar en el siguiente cuadro:

TABLA 3. 3: Velocidades de filtración

PROCESOS	V _F (m/h)
Filtración lenta	0.10 - 0.20
Sedimentación o pre-filtración + filtración lenta	0.15 - 0.30
Sedimentación + prefiltración + filtración lenta	0.30 - 0.50

- La altura del agua sobre el lecho filtrante podrá variar entre 0.80 y 1.50 m, siendo la altura máxima admisible de 2.00m.
- Se deberá considerar un ingreso adicional, por el fondo de la unidad, para efectuar el llenado del filtro. Este ingreso se conecta con la cámara de agua filtrada.

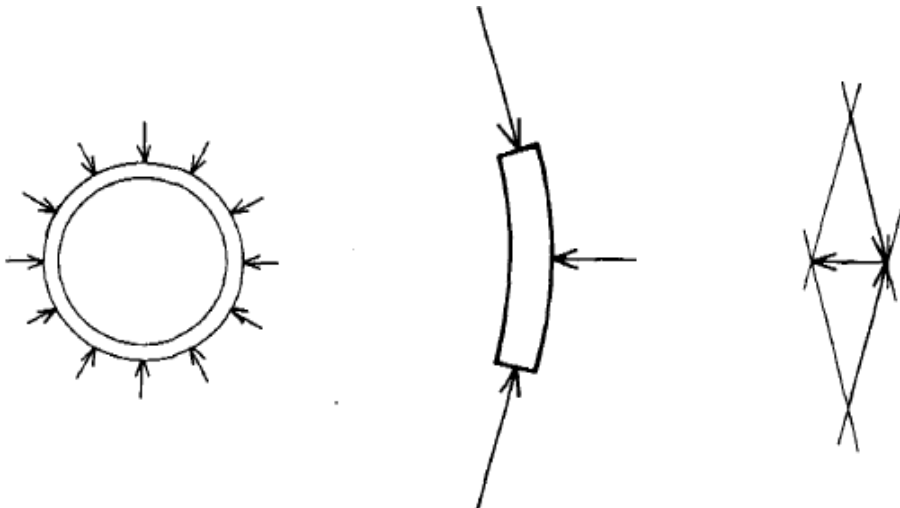
TABLA 3. 4: Aplicabilidad de diversos tipos de construcciones para filtros lentos de arena

Tipo de construcción	Área por módulo* (m ²)	Espesor del prefabricado o de la pared (m)	Comentarios
Taludes revestidos	Rectangular 40 - 400	0,04 - 0,10	— Bajo costo; — No requiere mano de obra especializada
Concreto simple o mampostería	Circular o cuadrado 2 - 300	0,20 - 0,30	— Apropiado en sitios con bajo nivel freático
Ferrocemento	Circular 2 - 120	0,05 - 0,08	— Posible deformación en paredes — La construcción y curado requieren atención
Concreto Reforzado	Rectangular 4 - 400	0,15 - 0,20	— Mano de obra especializada en formaletería y colocación de refuerzos
	Circular 4-400	0,10 - 0,20	

* Para áreas rurales, el área por módulo es preferible limitarla a un máximo de 200 m².

- La altura total de la caja del filtro no debe exceder de 4.00 m porque se encarece notablemente el costo del sistema.
- Los Filtros circulares pueden emplearse con ventaja en plantas pequeñas y pueden construirse de mampostería (piedra natural, de cantera o ladrillos), ferrocemento u hormigón reforzado. El último material tiene la desventaja de requerir encofrados de mayor costo. Los filtros circulares tienen ventajas estructurales obvias, como esfuerzos de tensión uniformes y momentos despreciables en la pared, lo que da por resultado economía en los materiales (Figura 3.23).

FIGURA 3. 23: Principio de los refuerzos universales de compresión de tensión



En los filtros construidos en su mayor parte debajo del nivel del terreno, la presión resultante del suelo produce fuerzas de compresión sobre las paredes del filtro. En filtros construidos sobre el terreno, la presión de la arena y del agua producirá fuerzas de tensión en las paredes del filtro, por lo que es preferible usar ferrocemento, hormigón reforzado o una combinación de mampostería y ferrocemento (Figuras 3.24 y 3.25).

Los filtros circulares de ferrocemento pueden construirse por encima o por debajo del nivel del suelo, dependiendo del nivel de las aguas subterráneas. Tanques hasta de 5 m de diámetro son comunes, pero también hay experiencias de 10 m de diámetro.

Los esfuerzos de tensión en el ferrocemento se distribuyen de manera uniforme a través de una red de barras de acero dispuestas con muy poca separación entre una y otra (10-15 cm), de 4 - 5 mm de diámetro, y una capa de malla de gallinero a cada lado de la red. Se recomienda

espesores de pared entre 5 - 8 cm, especialmente si sólo existen esfuerzos de tensión, como en estructuras circulares.

FIGURA 3. 24: Sección transversal de la pared de un filtro construida de mampostería y ferro cemento

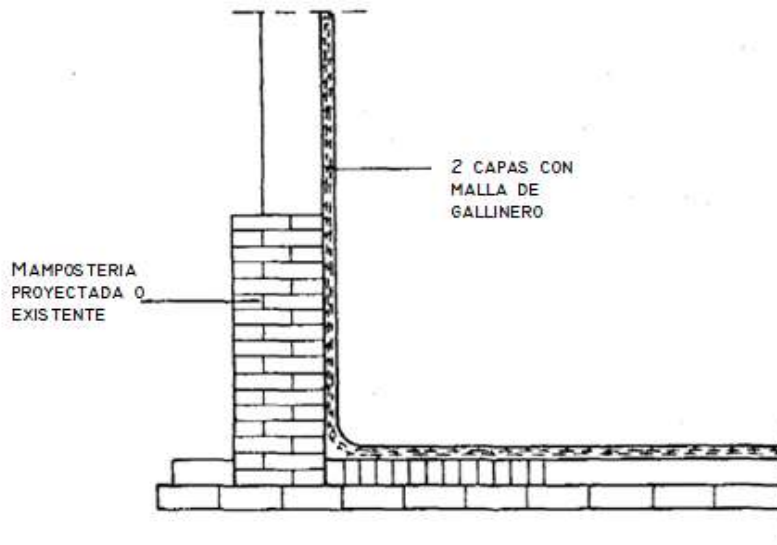
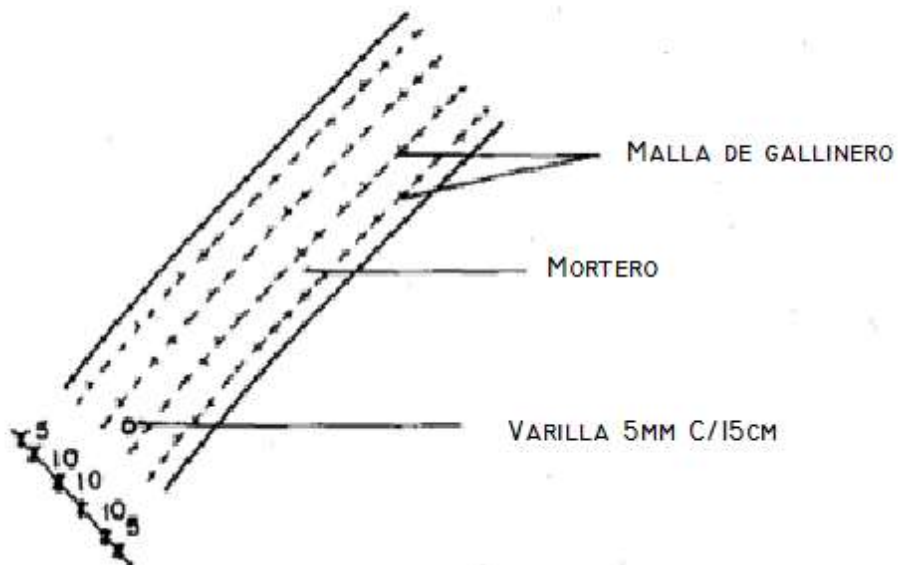


FIGURA 3. 25: Sección transversal de la pared de un tanque de ferro cemento



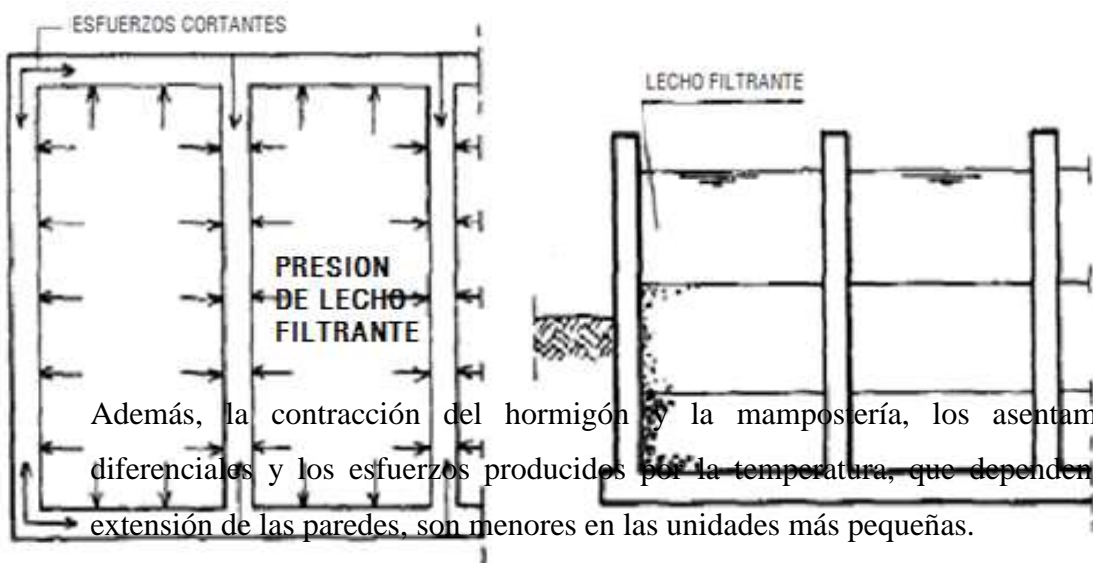
- **Filtros rectangulares**

Siempre y cuando se cuente con los recursos necesarios, los filtros rectangulares generalmente se construyen en hormigón reforzado, pero las unidades más pequeñas también se pueden construir de hormigón masivo o mampostería. La cantidad de refuerzo depende de las dimensiones del filtro y la profundidad de cimentación. En la Figura 3.26 se muestra un diagrama de presión para los filtros rectangulares construidos por encima del nivel del suelo.

La tubería y las válvulas en los filtros rectangulares son de fácil manejo y las ampliaciones futuras se pueden adicionar modularmente. Pueden emplearse filtros pequeños o grandes, pues los experimentos han revelado que la calidad del efluente procedente de las unidades más pequeñas es igualmente buena, siempre y cuando se prevengan "cortocircuitos" a lo largo del interior de las paredes. Esto puede lograrse haciendo áspera la superficie de la pared hasta la altura del lecho de arena, por ejemplo, pintando las paredes con lechada de cemento y cubriéndolo con una capa de arena gruesa.

Las unidades más pequeñas tienen la ventaja de asegurar una construcción estanca, que es importante cuando el filtro se encuentra en su mayor parte debajo del nivel del terreno.

FIGURA 3. 26: Diagrama de presión para filtros rectangulares.



Además, la contracción del hormigón y la mampostería, los asentamientos diferenciales y los esfuerzos producidos por la temperatura, que dependen de la extensión de las paredes, son menores en las unidades más pequeñas.

Otros factores que pueden reducir la contracción son una baja proporción agua cemento y un buen vibrado de la mezcla de hormigón.

3.2.4.5. ESTRUCTURA DE INGRESO.

Al diseñar la estructura de entrada se deben tomar en cuenta que:

- Cuando no se tengan procesos anteriores a filtros lento se deberá considerar una caja de ingreso con un vertedero triangular para controlar el caudal de ingreso. En caso contrario la caja ira ubicada antes del primer proceso considerado.
- La distribución a los filtros se efectúa mediante un canal en el cual se ubicaran compuertas manuales para poder aislar completamente una unidad, mientras la otra siga funcionando.
- El ingreso a la caja del filtro se efectuara mediante un vertedero rectangular tan largo como sea factible si el vertedero de ingreso es angosto, se colocara una losa de concreto removible para evitar escoriaciones en la superficie del lecho filtrante.

3.2.4.6. ESTRUCTURAS DE SALIDA Y DE CONTROL DE FILTRO.

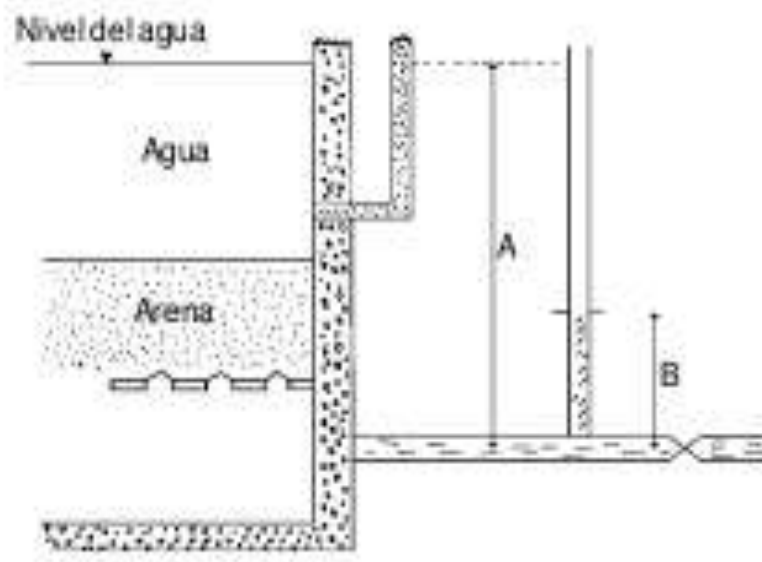
En esta parte del diseño se debe tener presente:

- El control del filtro se efectúa mediante una serie de vertederos incluidos en la estructura de salida.
- El nivel mínimo del filtro se controla mediante el vertedero de salida, cuyo nivel deberá ser igual o mayor (0.10 – 0.20 m) que el nivel del lecho filtrante. Este control tiene la finalidad de proteger la película biológica y evitar la proliferación excesiva de algas al producirse una descarga accidental del lecho durante la operación, al igual que para evitar la formación de presiones negativas. Este vertedero estará dotado de una compuerta, la cual permanecerá cerrada durante el periodo de maduración del filtro, evacuándose el efluente al desagüe.

- En la caja del vertedero de salida de cada filtro se deberá considerar una abertura rectangular para eliminar el filtrado inicial, ubicada a 0.10 m sobre el nivel del vertedero de salida.
- Las cajas de salida de los filtros están interconectados mediante una válvula o compuerta que facilita el llenado ascendente de la unidad con agua filtrante
- El control del nivel máximo dentro de la caja del filtro se efectúa mediante un vertedero de alivio. El filtro llega a su máxima pérdida de carga al alcanzar el nivel máximo. En este momento el agua de la capa sobredrenante empieza a rebosar por el aliviadero hacia la cámara de desagües
- Cada filtro cuenta con una cámara de desagüe, la cual se comunica con la respectiva cámara de salida, mediante una válvula o compuerta. Las cámaras pueden intercomunicarse por un ducto debajo de la cámara de agua tratada, para disponer en forma conjunta. Cuando la mano de obra local no garantice un buen trabajo, se recomienda omitir del ducto indicando un emisor individual para cada cámara.
- Se debe colocar instrumentos para medir los caudales en los siguientes lugares:
 - ✓ Orificio de medición en la parte de ingreso a la planta.
 - ✓ Orificio de medición para la entrada de agua de cada filtro.
 - ✓ El medidor volumétrico en la salida de la planta.
- El medidor para el ingreso de la planta se usa para determinar el caudal que ingresa en la planta, este puede ajustarse usando la válvula de entrada.
- Los medidores de cada filtro sirven para asegurar que cada uno de ellos reciba la misma cantidad de agua y para medir el volumen de agua filtrada entre raspados de arena.
- El medidor en la línea de agua terminada puede proveer datos de uso de agua en la comunidad que podrán ser almacenados.

- El caudal que ingresa a la planta es controlado por medio de una válvula de compuerta que es localizada río abajo. El caudal en la planta debe ser estable por lo menos en un periodo de 24 horas.
- La válvula de salida no sirve para controlar el flujo, su única función es incrementar la carga de agua para que el nivel de agua en el filtro pueda ser elevada a 0.3 m sobre el lecho filtrante inmediatamente después de haberse raspado. La válvula deberá abrirse por completo después que se ha llegado a la carga necesaria
- Siempre se deberían instalar piezómetros en filtros, particularmente en los filtros lentos de arena, para medir la pérdida de carga.
- Un piezómetro deberá colocarse por encima de la cabecera del lecho filtrante, y un segundo en la cuenca aguas abajo.
- Estos instrumentos permiten medir de manera sencilla los niveles de agua.

FIGURA 3. 27: Estructura de salida con control de salida



3.2.4.7. INSTALACIONES ACCESORIAS.

- Se deberá considerar una plataforma (losa o terraza) colindante con los filtros, que facilite las operaciones de limpieza del filtro y el lavado de arena.
- Se deberá considerar un tecele o sistema similar para sacar o meter la arena al filtro
- Deberá preverse una unidad para lavar la arena que se ha retirado de los filtros. Podría utilizarse para este fin un cilindro de metal o un tanque de concreto, dotado de rebose, descarga de fondo y entrada de agua clara.
- La arena retirada de los filtros deberá acumularse apropiadamente en un depósito o recipiente con una capacidad (c) aproximada para una altura de 0.50 m de arena proveniente de las unidades en funcionamiento.

$$c = 0.5 N (AxB)$$

- Se deberán cerrar las instalaciones para evitar el ingreso de animales y niños.
- Después de raspar, el agua drenada debe ser puesta de vuelta en el filtro, el agua debe ser de preferencia de un filtro adyacente, esto puede conseguirse fácilmente con una configuración de válvulas adecuada.
- Los sistemas de recuperación de arena son simples de construir y operar pero requieren de un gasto de capital. Si se tiene un área designada para arena sucia el gasto sería menor. Sin estos sistemas de recuperación, se deberá comprar arena para usar después de los raspados.
- Si es que se tiene en la planta un lugar de recuperación de arena, esto significaría que la arena estará a la mano para la rearenación; el costo sería mínimo; la arena estaría lavada y lista para ser reusada; y no habrá la preocupación de que si se compra arena nueva esta cumplirá las características necesarias o si su precio será razonable.
- Los operadores deben tener un acceso fácil hacia los lechos filtrantes para inspección durante operación, o durante el raspado de arena y rearenación. La remoción y colocación de arena no debe requerir posiciones anormales del cuerpo de la persona encargada que puedan resultar en lesiones.

- Una parte importante del diseño es el diagrama del área de filtrado. Un diagrama de filtrado determina la configuración de las tuberías, los costos para la construcción de la caja del filtro y si en un futuro será posible la expansión de la planta.

FIGURA 3. 28: Caseta de almacenamiento de arena filtro.



3.2.4.8. OTROS ASPECTOS TÉCNICOS.

El efecto de variable independientes; tales como el tamaño de lecho filtrante, sistemas hidráulicos, recuperación de arena, diseño de la caja del filtro y desinfección, son las principales preocupaciones en el diseño.

- Según la bibliografía estudiada se asumen los siguientes valores para un filtro lento de arena:
 - ✓ 0.20 - 0.40 m. para la zona biológica.
 - ✓ 0.30 – 0.50 m. para la zona de oxidación.
 - ✓ 0.50 m. para garantizar la existencia de arena tras unos años.

Además si se busca mayor calidad de agua de salida se recomienda añadir unos 10 cm de carbón activado en la base del lecho de arena. De la misma forma si necesitamos aumentar el pH del agua se añade una capa de conchas trituradas.

- La velocidad de diseño también es importante al decidir el número de unidades.

Se debe tener en cuenta el rango entre:

$$0,1 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h.} \leq Vf \leq 0.5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h.}$$

Este es el rango en el que el agua debe circular para ser considerado como filtro lento de arena. Con velocidades mayores de 0.50 m/h deberá considerarse un mínimo de tres unidades.

Cuando el filtro lento es la única unidad de tratamiento, la velocidad aconsejada será cerca 0.10 m/h. Se podrán considerar velocidades mayores, cuando se consideren otros procesos preliminares.

- La pérdida de carga en el filtro lento de arena se produce al atravesar el caudal de operación, la película biológica y el lecho de arena en toda su profundidad. A medida que progresa la carrera del filtro, se desarrolla el schmutzdecke y se incrementa la resistencia hidráulica causante de la mayor parte de la pérdida de carga.

La remoción del schmutzdecke, usualmente mediante alguna forma de raspado en los filtros pequeños, permite que la pérdida de carga recobre el nivel de lecho filtrante limpio. Generalmente, la pérdida de carga en el lecho limpio es de 10 cm aproximadamente, dependiendo este valor de la tasa hidráulica de diseño, de la temperatura y de las características del lecho de arena.

- Las cámaras de los filtros podrán ser de concreto simple, concreto reforzado, o mampostería de ladrillo o piedra, con recubrimiento de mortero impermeable.
- Preferentemente, los trabajos deben iniciarse durante el periodo seco porque facilita la excavación, preparación de concretos y fraguado de mezclas.
- Se emplearán válvulas de apertura rápida para la limpieza hidráulica del filtro y el desagüe completo de las unidades. Las válvulas de apertura rápida pueden ser de tipo bola o mariposa de diámetro igual al de la tubería de drenaje principal; bajo toda circunstancia deben ser herméticas, simples de operar y mantener, y resistentes a la corrosión.

- Las cámaras donde se alojan los dispositivos para la operación, mantenimiento y limpieza deben permitir el fácil acceso y tener el espacio suficiente para la maniobrabilidad del operador.

3.2.5. EFICIENCIAS DEL FILTRO LENTO DE ARENA.

En las últimas décadas el uso de FLA se ha visto renovado por el interés en recuperar y optimizar el tratamiento del agua. En este sentido se realizaron plantas pilotos que destacan los aportes de experiencias en países como Argentina Colombia y Perú. Dando como resultado el siguiente resultado según las eficiencias que estas experimentaron, A continuación tenemos las eficiencias respotadas por Galves G. en el año más reciente 1999 y 1991.

TABLA 3. 5: Eficiencias típicas del tratamiento convencional con Filtros Lentos de Arena (FLA), año 1999.

Parámetro de calidad	Efluente o reducción típica	Comentarios
Turbiedad	< 1UNT	Nivel de turbiedad, naturaleza y distribución de tamaño de partículas afectan capacidad de tratamiento.
Entero bacterias	90 a 99.9%	Afectada por temperatura; velocidad de filtración; tamaño, uniformidad y altura de arena; limpieza de lechos.
Entero virus y quistes de Giardia	99 a 99.99%	Remociones altas, inclusive después de la limpieza de los lechos (remoción de biomembrana)
Cercarias de esquistosoma	100%	En condiciones adecuadas de operación y mantenimiento, la remoción es prácticamente completa.
Color real	25 a 30%	Color asociado con materia orgánica natural, sustancias húmicas
TOC	< 15 - 25%	COT, carbono orgánico total
COA	< 50%	COA, carbono orgánico asimilable o biodegradable.
Precusores THM	< 25%	Precusores de trihalometanos
Hierro, manganeso	30 a 90%	Valores > 1 mg/l de Fe reducen carreras de filtración

**TABLA 3. 6: Eficiencias típicas de tratamiento para Filtros Lentos de Arena (FLA).
Año 1991.**

Parámetro	Reducción típica
Entero-bacterias	90 - 99% o aun mayor. Sin embargo, la eficiencia de remoción de Coliformes es reducida por bajas temperaturas, aumento en la velocidad de filtración, uso de arena gruesa, poca profundidad del lecho de arena, concentración reducida del contaminante y justo después de la remoción de la membrana biológica.
Cercarias de esquistosoma	Remoción virtualmente completa.
Quistes de protozoarios	99 - 99,99% aun después de la remoción de la biomembrana.
Turbiedad	Generalmente reducida a menos de 1 UNT.
Color	30 - 90% siendo 30% la eficiencia más usualmente reportada.
Materia orgánica	DQO 30 - 90%; COT 15 - 30%. Materia orgánica tal como ácidos húmicos detergentes, fenoles y algunos pesticidas y herbicidas pueden ser removidos desde 50 hasta más de 99%.
Hierro, Manganeseo	Pueden ser significativamente removidos.
Metales pesados	30 - 90% o aun más.

3.2.6. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL FILTRO LENTO DE ARENA.

En esta sección se desarrollará la importancia de la operación y mantenimiento para el funcionamiento y la adecuada prestación de agua potable en su comunidad, así como una explicación detallada de las acciones que se deben desarrollar en cada componente tratado en líneas anteriores. El rol de la organización, así como la importancia de un operador/a que realice las acciones están tratadas en esta unidad ubicando la necesaria complementariedad de tareas.

La calidad del agua que se consume en una localidad está determinada entre otros factores por la calidad de la fuente, el tratamiento que se aplica para potabilizarla, el estado de las

instalaciones físicas y de los equipos, la disponibilidad de los recursos necesarios para el funcionamiento de las instalaciones -de tratamiento y la disponibilidad de personal para operar y mantener adecuadamente dichas instalaciones.

Así como hay casos de suministro de agua potable, se presentan otros en los cuales la localidad a pesar de contar con los recursos materiales necesarios, planta de potabilización y personal para la operación y el mantenimiento de la misma, no recibe agua de buena calidad. Se presentan también muchas situaciones en pequeñas y medianas localidades en donde no se dispone de recursos materiales ni de personal calificado.

Es tan importante disponer de los recursos materiales, instalaciones y equipos como el saber utilizarlos, operarios y mantenerlos adecuadamente para cumplir con el objetivo de suministrar agua potable a una comunidad. Ser operador de una planta de potabilización es un oficio al cual le debe ser reconocida su trascendencia por la comunidad, las alcaldías y por el mismo operador.

En el Anexo se pretende aclarar o reforzar los conceptos y actividades relacionados con la operación y el mantenimiento de las plantas, sus componentes y la relación con la salud de la comunidad; sobre el ciclo del agua y sus características

3.2.7. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL FILTRO LENTO DE ARENA

VENTAJAS	DESVENTAJAS
* La mayor ventaja de esta unidad reside en su simplicidad. El filtro lento sin controlador de velocidad y con controles de nivel mediante vertederos es muy sencillo y confiable de operar con los recursos disponibles en el medio rural de los países en desarrollo.	* El filtro sin pretratamiento no debe operar con agua con turbiedad mayor a 30 UNT; esporádicamente se pueden aceptar picos de 50 UNT. * La eficiencia de esta unidad se reduce con la temperatura baja.

<p>* No hay cambios organolépticos en la calidad del agua.</p> <p>*No existe otro método que consiga un tratamiento del agua tan efectivo, sin aplicar un tratamiento físico, químico o bacteriológico agresivo.</p> <p>* Sencillo diseño y bajo costo en los materiales que se puede rebajar aún más utilizando técnicas locales y personal de la propia comunidad</p> <p>* El mantenimiento es muy conveniente que sea asumido por la comunidad, ya que es una tarea que se debe hacer para que el filtro funcione correctamente</p> <p>*No existe manera de contaminar cursos de aguas cercanas, ya que no se utilizan elementos químicos. Además los lodos se pueden utilizar como fertilizantes naturales para los cultivos.</p> <p>*Las comunidades acepta el agua tratada por la FLA.</p>	<p>* La presencia de biocidas o plaguicidas en el afluente pueden modificar o destruir el proceso microbiológico en el que se basa la filtración lenta.</p> <p>* En los casos que es limitado el acceso a arena apto para el filtro. También puede ser que se debe comprar arena y resulte demasiado costoso.</p> <p>* En zonas con inviernos muy fríos, se tendrá que instalar protecciones contra el frío.</p> <p>* Cambios bruscos en el agua de entrada pueden causar alteraciones en el funcionamiento normal del filtro</p> <p>* Ciertas algas pueden consumir demasiado oxígeno. Puede ser conveniente tapar los filtros para que no se formen este tipo de algas , de todas maneras otra algas son beneficiosas</p>
--	---

3.3. DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO TIPO FiME (FILTRO DE MÚLTIPLES ETAPAS)

3.3.1. FILTRO DE MÚLTIPLES ETAPAS EN ZONAS RURALES.-

Como mencionamos en la sección 3.2.1, en la búsqueda de soluciones sostenibles, la participación de la comunidad juega un papel protagónico y es esencial que ella, directamente

o a través de verdaderos representantes, pueda establecer formas de expresión, tenga la oportunidad de manifestar sus necesidades y puntos de vista en las diferentes etapas del proyecto, desde su gestación hasta su ejecución y funcionamiento

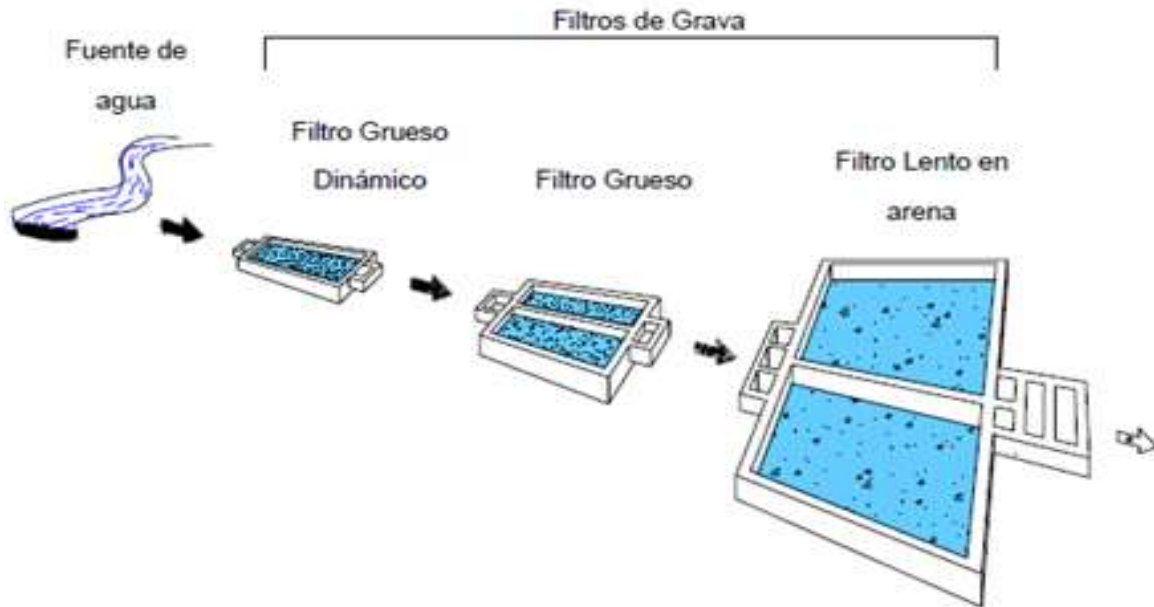
Lo anterior requiere de una población consciente de la importancia ambiental, económica, etc., de los recursos hídricos y de las crisis y conflictos crecientes que hay alrededor de ellos y que esté en capacidad de participar en los análisis y en la toma de decisiones alrededor de problemas específicos.

En el caso de proyectos de abastecimiento de agua, se subraya la necesidad que los habitantes de la localidad, o en últimas, los representantes de todos los sectores de la población (hombres y mujeres con diferentes niveles de ingresos y formas de producción, etnias, grupos religiosos, etc.), sean informados, consultados y se hagan partícipes de la toma de decisiones, desde el inicio del proyecto, como requerimientos para posibilitar su apropiación a nivel local.

Algunos aspectos relevantes en los cuales la comunidad puede participar, se reiteran a continuación:

- La conservación y la protección de los recursos naturales, en particular de las fuentes de agua. En efecto, estos aspectos son los primeros en deteriorarse por la pobre protección, originada en muchas circunstancias, por quienes viven más cerca de tales lugares, pero los que a la vez, podrían ser los mejores vigilantes de los recursos hídricos.
- Los beneficios de un buen servicio de abastecimiento de agua y de su uso eficiente.
- Los derechos y responsabilidades adquiridos a través de la formulación, ejecución y operación de los proyectos realizados por los diferentes actores del desarrollo involucrados en su realización: comunidad, gobierno, organismos financieros o de asistencia técnica, instituciones u organismos de vigilancia y control, etc.

FIGURA 3. 29: Esquema general de una planta de tratamiento de agua por Filtración en Múltiples Etapas.



3.3.1.1. UBICACIÓN Y CONCEPCIÓN DEL SISTEMA.-

Al igual que los filtros lentos de arena la localización de la planta de tratamiento tiene implicaciones en los costos de inversión y sostenimiento de las obras. Debe estar preferiblemente cerca de la población, para facilitar labores de supervisión del trabajo del operador. Además, el sitio de planta debe estar a una elevación tal que evite en lo posible el bombeo, bien sea de la captación a la planta o de ella a la distribución, por sus implicaciones en operación y mantenimiento y en los costos de sostenimiento del sistema.

También debe tenerse en cuenta, que la ubicación no límite el funcionamiento hidráulico de las conducciones entre captación y planta o entre la planta y la distribución, cuando se trata de la optimización de sistemas existentes. Deben evitarse suelos de mala calidad o sitios escarpados, con pendientes altas, para disminuir en lo posible cimentaciones complejas, grandes excavaciones o muros de contención costosos. La atención simultánea de estas consideraciones puede llevar a situaciones de compromiso que el diseñador debe resolver, en

coordinación con otros actores del desarrollo, incluida la comunidad, pensando siempre en el sostenimiento a largo plazo, del proyecto

3.3.2. PROCESO DE LOS FILTROS EN MÚLTIPLES ETAPAS.

La tecnología de Filtración en Múltiples Etapas (FiME) consiste en la combinación de procesos de filtración gruesa en grava y filtros lentos de arena. La integración de estas etapas de filtración permite el tratamiento de aguas con niveles de contaminación más elevados que aquellos con los que puede operar la tecnología de FLA independientemente, sin sacrificar las bondades asociadas con sus bajos requerimientos de infraestructura física y de mano de obra con mínimo nivel de escolaridad.

Esta tecnología debe estar precedida de un detallado proceso de análisis técnico, social y de las capacidades locales de construcción y operación de la planta. En particular, constituye un factor crítico la disponibilidad de asistencia técnica a corto y mediano plazo.

La FiME puede estar conformada por dos o tres procesos de filtración, dependiendo del grado de contaminación de las fuentes de agua. Integrada por tres procesos: Filtros Gruesos Dinámicos (FGDi), Filtros Gruesos Ascendentes en Capas (FGAC) y Filtros Lentos de Arena (FLA). Los dos primeros procesos constituyen la etapa de pretratamiento, que permite reducir la concentración de sólidos suspendidos.

Conforme circula el agua las partículas más pequeñas son eliminadas, hasta llegar al filtro lento de arena, reconocido como una tecnología sencilla, confiable y eficiente, pues puede producir agua de baja turbiedad, libre de impurezas suspendidas y virtualmente libre de entero-bacterias, entero-virus y quistes de protozoarios

La Figura 3.29, muestra el esquema de un sistema FiME con tres componentes, Filtro Grueso Dinámico (FGDi), Filtración Gruesa (FG) y FLA. La ilustración también muestra la desinfección final como una barrera de seguridad posterior a la FiME. Esta tecnología puede ser usada tanto con una etapa de filtración gruesa (FG), por ejemplo FGDi, o como lo muestra la figura 3.30 con dos etapas de filtración gruesa, por ejemplo FGDi y Filtración Gruesa

Ascendente en Capas, FGAC, precediendo a la FLA. La FiME no renuncia a las ventajas de un sistema FLA en términos de la facilidad de operación y mantenimiento y el resultado final es agua de buena calidad.

Esta es una opción aplicable a muchas comunidades rurales y en pequeños municipios, por estas razones se convierte en una excelente opción para la comunidad de Coimata, donde el tratamiento con productos químicos no está considerado.

Existen varias opciones de posibles combinaciones de filtración en grava que se pueden emplear en las etapas de tratamiento de un sistema FiME. Es necesario que las combinaciones estén apropiadamente especificadas para cumplir con los requerimientos respecto a la calidad del agua y los objetivos de tratamiento. Sin embargo, se hace énfasis en que seleccionar y proteger la mejor fuente abastecedora de agua es mucho más económico y efectivo que permitir su deterioro para después depender de complejas y costosas tecnologías de tratamiento de agua.

Es un tratamiento integrado, al aplicar el concepto de tratamiento en múltiples etapas, es importante reconocer que cada una de ellas puede diferir en los mecanismos y eficiencias de remoción de los diferentes contaminantes. Según el concepto de tratamiento integrado, las fortalezas y debilidades de cada etapa deben ser reconocidas, estimadas y balanceadas para remover los contaminantes, efectiva y económicamente. En general, la experiencia ha establecido la conveniencia de separar primero el material más pesado o de mayor tamaño y gradualmente ir avanzando en la remoción del más pequeño, que incluye microorganismos, para finalizar en la desinfección.

FiME es principalmente un proceso ecológico. Por esa razón, diseñadores, constructores, operadores, administradores y usuarios deben conocer las ventajas y limitaciones de FiME y entender la relación entre los sistemas de agua y el medio ambiente, especialmente las condiciones de la fuente de agua y si el sistema opera eficiente y efectivamente. Por esa razón se deben entender las relaciones entre la concentración de nutrientes en el agua cruda, el rol de las poblaciones microbiológicas tales como algas, bacterias y protozoarios y condiciones

ambientales como la temperatura, el pH, el oxígeno disuelto y la radiación solar. Todos estos factores afectan el desempeño de los filtros, el proceso de maduración y la eficiencia del tratamiento.

Los principales mecanismos físicos que contribuyen a la remoción de partículas son:

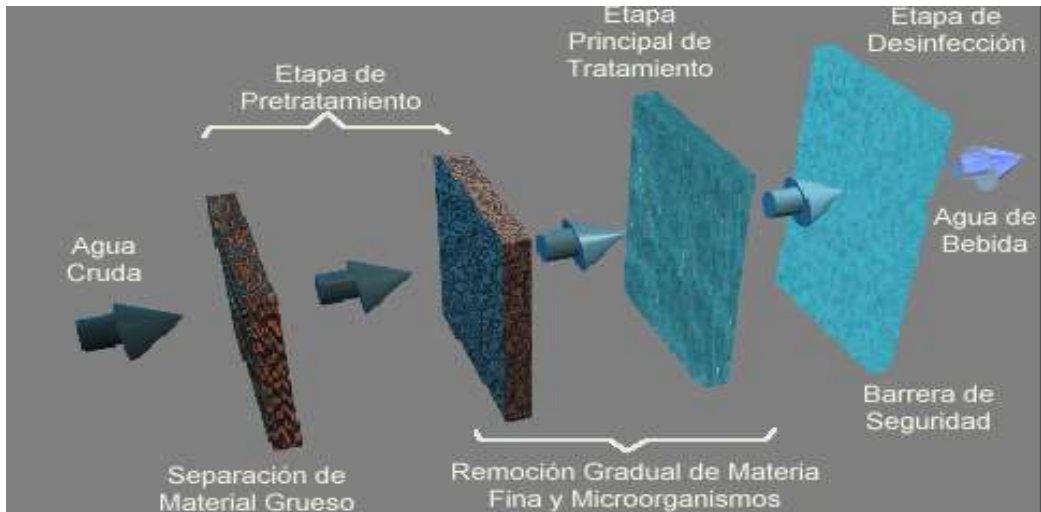
- Tamizado
- Intercepción
- Transporte
- Mecanismos de adherencia y separación

Una breve descripción de estos procesos es tomada de una extensa descripción de las plantas de filtración en múltiples etapas (Aspectos detallados en la sección 3.2.2).

Las partículas que son muy grandes al pasar a través de los poros de los medios filtrantes son removidas por cernido o tamizado. Este mecanismo, principalmente tiene lugar en la superficie del lecho filtrante, donde la pérdida de carga está concentrada y es independiente de la tasa de filtración. De acuerdo a Amirtharajah (1988), el tamaño del poro varía entre 0.07 y 0.1 dc (diámetro del grano).

El uso de arenas con tamaños de 0.20 mm, posibilita que todas las partículas con diámetros mayores a 20 μm sean completamente removidas. Cuando se inicia el proceso de filtración la superficie del filtro va madurando y el tamaño de los poros se reduce, situación que posibilita la remoción de partículas más pequeñas. Haarhoff y Cleasby (1991) consideran que este desarrollo del filtro es el responsable del mejoramiento de su desempeño al inicio de cada carrera de filtración y se le denomina como el periodo de maduración del filtro.

FIGURA 3. 30: Procesos que integran la FiME.



3.3.2.1. FILTRACIÓN GRUESA DINÁMICA (FGDi).

El concepto de FGDi fue desarrollado por CINARA⁶ en Colombia a través de un proyecto apoyado por el IRC. El FGDi contribuye al mejoramiento de la calidad del agua, y protege a las unidades de tratamiento que la precede de cargas excesivas de sólidos suspendidos, y protege a las unidades de tratamiento que la precede de cargas excesivas de sólidos suspendidos. Se ha reportado una reducción del 23 al 77% en sólidos suspendidos en las unidades de FGDi, procesando agua cruda con sólidos suspendidos entre 7.7 – 928 mg/l y operando a velocidades de filtración entre 1 y 9 m/h. Si se desea proteger a la planta de tratamiento de picos de turbiedad o sólidos suspendidos, entonces, mayores tasas de filtración pueden ser aplicadas.

Un FGDi consiste normalmente de dos o más unidades en paralelo compuestas de tres capas de grava de diferente tamaño, desde gruesa en la parte inferior hasta fina en la superficie (Figura 3.31). El agua (Qf) se filtra a través del lecho de grava desde la superficie hasta el fondo, alcanzando el sistema de drenaje, desde el cual fluye a la siguiente unidad de tratamiento.

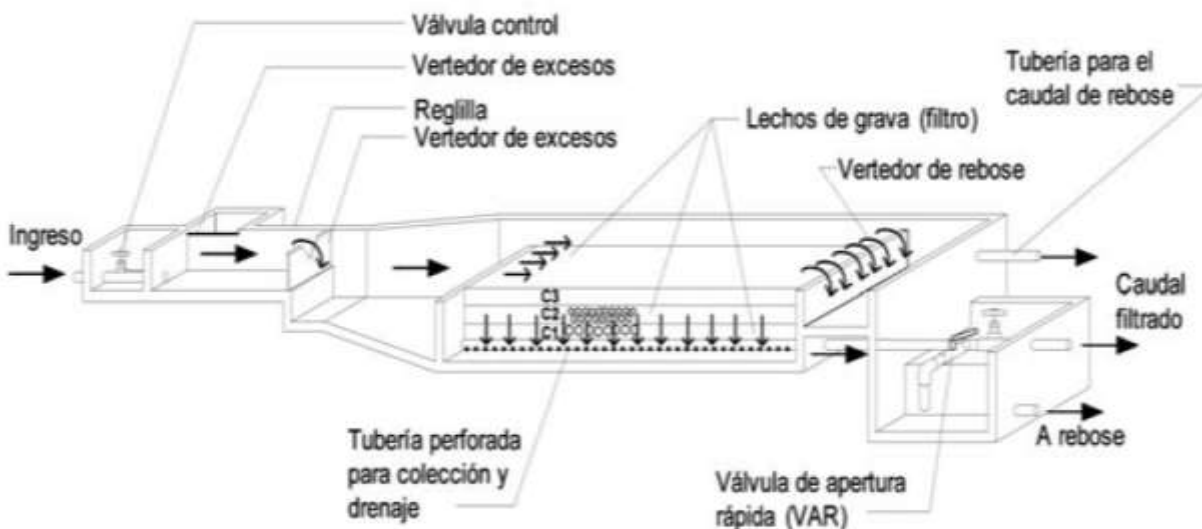
⁶Es una organización jurídicamente organizada como Fundación e Instituto de investigación y desarrollo, formalmente creada en 1989 y adscrita a la Facultad de Ingeniería de la Universidad del Valle, con sede en Cali, Colombia.

Los filtros dinámicos son tanques que contienen una capa delgada de grava fina (6 a 13mm) en la superficie, sobre un lecho de grava más grueso (13-25mm) y un sistema de drenaje en el fondo.

Debido a que la grava usada es relativamente gruesa, la pérdida de carga sobre el lecho de filtración es muy pequeña (alrededor de 0.01m). En la superficie opuesta a la zona de entrada hay un vertedero de salida de cresta delgada con una altura entre 0.03 y 0.05 m sobre el lecho de grava (Guzmán, 1997). El filtro opera inicialmente a tasa constante. La pérdida de carga se incrementa gradualmente para compensar la resistencia de flujo en el lecho de grava hasta la altura del vertedero de salida. Cuando el agua sobrenadante alcanza ese nivel de salida del vertedero, entonces se hace necesario limpiar el filtro.

Esta unidad es utilizada para reducir los extremos de los picos de turbiedad y proteger de esta manera la planta de tratamiento ante altas cargas de sólidos transportadas por la fuente durante unas pocas horas.

FIGURA 3. 31: Esquema isométrico de un filtro grueso dinámico



Cuando la fuente transporta valores elevados de sólidos fácilmente sedimentables, estos depositan en la superficie del lecho de grava, colmatándolo rápidamente y

restringiendo parcial o totalmente el paso de agua. Esta respuesta protege las unidades de tratamiento siguientes.

3.3.2.2. FILTRACIÓN GRUESO ASCENDENTE (FGA).

En un Filtro grueso ascendente el agua pasa a través del lecho de grava de abajo hacia arriba. Durante este paso las impurezas son retenidas por el filtro. La filtración de flujo ascendente tiene la ventaja que las partículas más pesadas son removidas primero en el fondo del filtro. Para el caso de un filtro de flujo ascendente se tiene un sistema de tuberías, ubicado en el fondo de la estructura, permite distribuir el flujo de agua en forma uniforme dentro el filtro.

Conforme funciona el filtro, los espacios vacíos se van colmatando con las partículas retenidas del agua, por lo cual se requiere una limpieza semanal controlada mediante las válvulas de apertura a la salida de la unidad.

Cuando es tiempo de limpiar los filtros, las partículas pueden ser removidas fácilmente abriendo una válvula de desagüe de apertura rápida, permitiendo que por acción de la gravedad se drene y se limpie el filtro.

Existen dos tipos de filtros gruesos ascendentes. En la filtración gruesa de flujo ascendente en capas (FGAC), la grava está ubicada en capas con diferentes tamaños del grano, variando desde gruesos en el fondo a finos en la superficie (Figura 3.32). El otro tipo, llamado filtración gruesa de flujo ascendente en serie (FGAS) (figura 3.33), es usado para aguas más contaminadas. Este sistema consta de dos o tres unidades con diferentes tamaños de grava, en cada unidad se empacan tamaños de grava, comenzando con granos gruesos en la primera etapa hasta finos en la última.

FIGURA 3. 32: Esquema isométrico de un Filtro Grueso Ascendente en Capas.

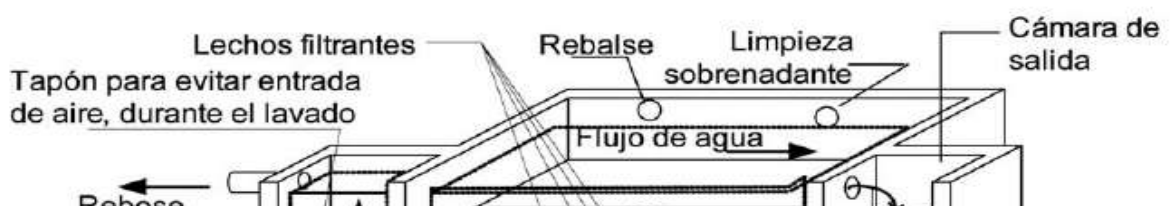
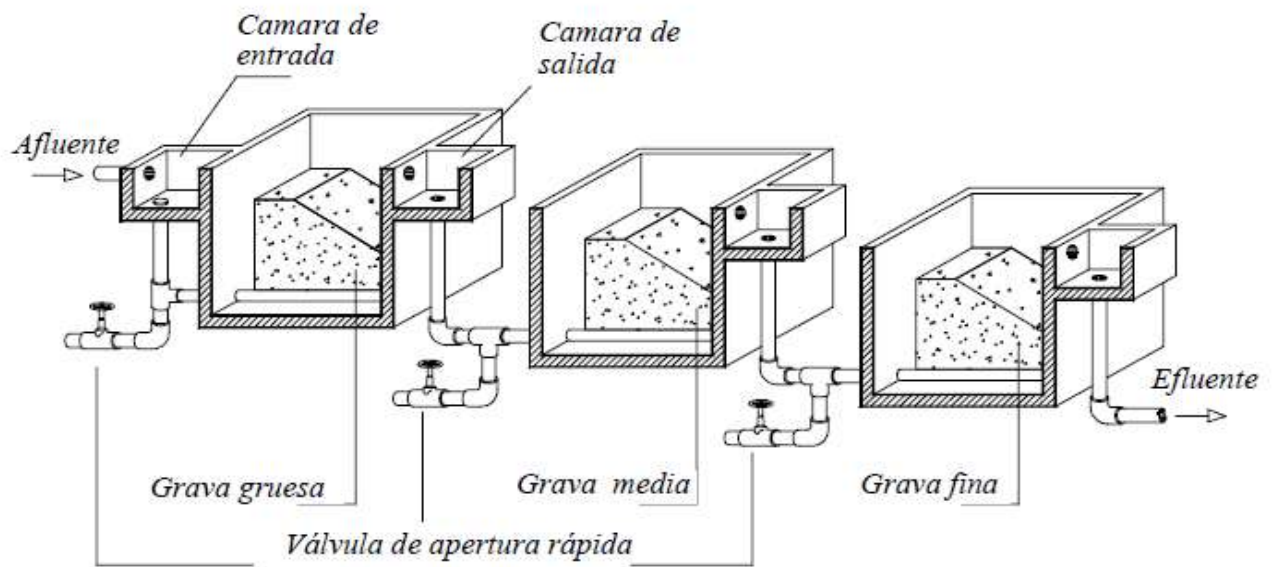


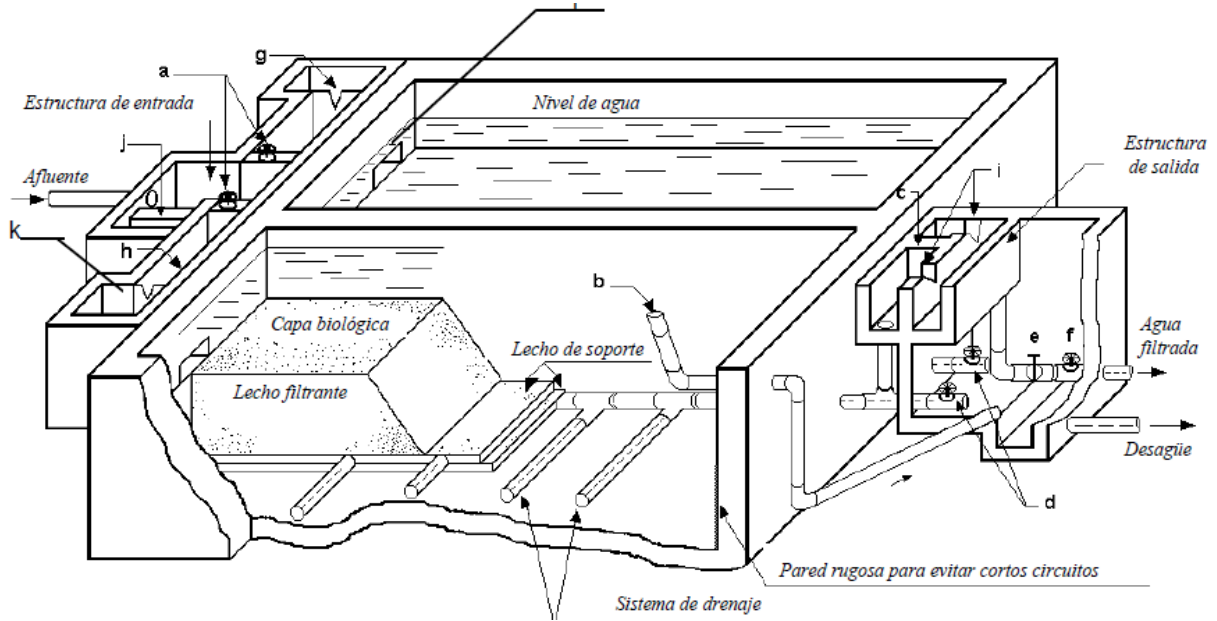
FIGURA 3.33: Corte isométrico de un Filtro Grueso Ascendente en Serie.



3.3.2.3. FILTRACIÓN LENTA EN ARENA (FLA).

En la sección 3.2.2 se describe el tratamiento de Filtración Lenta en Arena (FLA).

FIGURA 3. 34: Componentes básico de un FLA con control a la entrada.



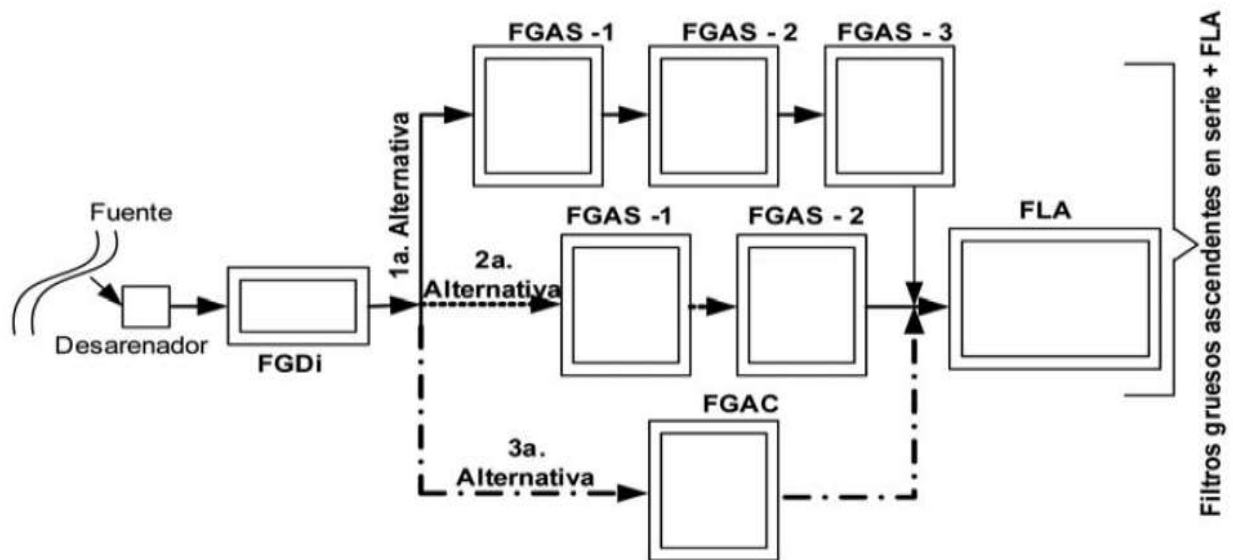
- a. Válvula para controlar entrada de agua pretratada y regular velocidad de filtración
- b. Dispositivo para drenar capa de agua sobrenadante, “cuello de ganso”.
- c. Conexión para llenar lecho filtrante con agua limpia
- d. Válvula para drenar lecho filtrante
- e. Válvula para desechar agua tratada
- f. Válvula para suministrar agua tratada al depósito de agua limpia
- g. Vertedero de entrada
- h. Indicador calibrado de flujo
- i. Vertedero de salida.
- j. Vertedero de excesos
- k. Cámara de entrada a FLA
- l. Ventana de acceso a FLA

3.3.3. ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO FiME.

Dependiendo de los parámetros seleccionados de calidad de agua, la eficiencia de las etapas de tratamiento y consideraciones de costos se pueden adoptar las siguientes alternativas de tratamiento FiME:

- FGD_i + FLA
- FGD_i + FGAC + FLA
- FGD_i + FGAS + FLA

FIGURA 3. 35: Esquema de alternativas de solución FiME.



La pre filtración gruesa continua o en serie dependerá de la calidad del afluente y las condiciones físicas del lugar.

Las condiciones mínimas requeridas para la adopción de un sistema de filtración por múltiples etapas serán asumidas de acuerdo a la Tabla 3.7.

TABLA 3. 7: Modelo para la selección de un sistema de tratamiento de agua por Filtración en Múltiples Etapas, FiME.

Coliformes Fecales (UFC/100 ml)	Turbiedad (UNT)	< 10	10-20	20-50	50-70 (*)
	Color Real (UC)	< 20	20-30	30-40	30-40 (*)
< 500		Sin FGA	FGAC _{0.6}	FGAC _{0.45}	FGAS _{30.3}

TABLA 3. 8: Resumen de rangos de calidad de agua en fuentes superficiales para obtener la selección de opciones de FiME

RANGO	NIVEL PROMEDIO
Bajo	Turbiedad < 10 UNT Coliformes Fecales < 500 UFC/100 ml Color Real < 20 UPC
Intermedio	Turbiedad 10 - 20 UNT Coliformes Fecales 500 - 10000 UFC/100 ml Color Real 20 - 30 UPC
Alto	Turbiedad 20 - 70 UNT Coliformes Fecales 10000 - 20000 UFC/100 ml Color Real 30 - 40 UPC

En aquellos lugares donde se tenga evidencia de la existencia de sustancias nocivas o de metales pesados se deberán exigir los análisis respectivos

Ya se cuenta con estos parámetros puesto que tratados anteriormente.

3.3.4. ASPECTOS TÉCNICOS DE LOS COMPONENTES DE LA FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS.

3.3.4.1. Filtro grueso dinámico

Normalmente, la altura del filtro está alrededor de 0.6 a 0.8 m. La cámara de filtración está construida en mampostería o concreto reforzado. La estructura de salida debe garantizar un flujo de agua y un caudal de lavado durante la limpieza superficial de la unidad.

TABLA 3. 9: Lineamientos para el diseño de filtros gruesos dinámicos (Galvis y Fernández, 1991).

Parámetro	Objetivos principales del tratamiento	
	Mejorar la calidad del agua	Reducir el impacto de los sólidos suspendidos
Velocidad de filtración (m/h)	0.5-2.0	>5
Capa del lecho filtrante:		
Superior (grosor en m y tamaño en mm)	0.20, y 3-5	0.20-0.30, y 1.5-3
Media (grosor en m y tamaño en mm)	0.20, y 5-15	0.10, y 3-5
Inferior (grosor en m y tamaño en mm)	0.20, y 15-25	0.10, y 5-15
Velocidad de operación superficial (m/s)	Nula o entre 0.1-0.3	Nula o <0.05
Velocidad de lavado superficial (m/h)	0.2-0.4	0.2-0.3

La primera unidad es el filtro grueso dinámico FGD_i con sentido de flujo descendente, se han definido algunos criterios básicos para su diseño los que se presentan en la tabla 3.9.

El filtro consta de tres capas de lechos filtrantes de acuerdo a Galvis et al, (1999) y a la guía de diseño de OPS/CEPIS, (2005) en la que se da una estratificación adicional en el lecho de soporte como se indica líneas abajo.

Los diferentes elementos que constituyen un filtro grueso dinámico generalmente son:

a) Cámara de filtración, b) lechos filtrante y de soporte, c) estructuras de entrada y salida, d) sistema de drenaje y cámara de lavado y e) accesorios de regulación y control.

a) Cámara de filtración

- Las dimensiones del ancho de la unidad están condicionadas por el caudal disponible para el lavado superficial y la velocidad superficial de flujo.
- La cámara debe tener la capacidad suficiente para contener el sistema de drenaje, lecho filtrante y la altura de agua sobre el lecho (carga hidráulica). El borde libre debe tener 0.2 metros
- La razón largo/ancho será 3:1 a 6:1, recomendable para diseño 5:1 o según sea la realidad de la zona en estudio

b) Lecho filtrante y de soporte

- Para el lecho filtrante se recomienda la siguiente granulometría y espesor de capas

Posición en la Unidad	Espesor de la Capa (m)	Tamaño de Grava (mm)
Superior	0.2	3.0 -6.0
Intermedio	0.2	6.0 -13.0
Inferior. Fondo	0.2	13.0 -25.0

- Para el lecho de soporte se recomienda las siguientes características.

Capa	Tipo	Diámetro de la partícula (mm)	Espesor de la capa (mm)
Superior	Arena gruesa	1 a 2	50
Segunda	Grava fina	2 a 5	50
Tercera	Grava	5 a 10	50
Inferior	Grava gruesa	10 a 25	100

- La velocidad de filtración varía entre los 2.0 a 3.0 m/h dependiendo de la calidad del agua cruda. A mayor contaminación del agua afluente menor velocidad de filtración.

c) Estructuras de entrada y de salida

- La estructura de entrada consta de una cámara para remoción de material grueso y una cámara de disipación. El agua ingresa por una tubería a la cámara que contiene un vertedero de excesos y una reglilla de aforo, donde se remueve el material grueso. Inmediatamente, ingresa a una cámara de disipación por medio de un vertedero de entrada.

- La estructura de salida está compuesta por una tubería perforada ubicada en la parte inferior del lecho filtrante. Esta a su vez cumple la función de drenaje y recolección de agua filtrada.

d) **Sistema de drenaje y cámara de lavado**

- El sistema de drenaje es una tubería de perforada que cumple la función de recolección de agua filtrada también y regulado por válvulas.
- Las cámaras de lavado deben ser amplias, seguras y de fácil acceso, sus dimensiones deben ser tales que faciliten el desplazamiento y maniobrabilidad del operador, recomendándose áreas superficiales entre 3 y 5 m² profundidades entre 0.20 y 0.40 m. La cámara debe ser abastecida con agua cruda para facilitar el mantenimiento eventual del FGD_i. El conducto de desagüe debe ser calculado para evacuar el caudal máximo de lavado y evitar sedimentación en su interior.
- La velocidad superficial de lavado (V_s) puede variar entre 0.15 y 0.3 m/s, dependiendo del tipo de material predominante en el agua cruda; se asume una velocidad cercana a 0.15 m/s cuando predominan limos y material orgánico y superior a los 0.2 m/s para arenas y arcillas.

e) **Accesorios de regulación y control**

- La altura del vertedero de salida, medido a partir del lecho superficial de grava fina debe ser entre 0.03 y 0.05 m.

TABLA 3. 10: Resumen de valores de diseño para el FDGi.

Criterio	Valores Recomendados
Período de diseño (años)	8 - 12
Período de operación (h/d) (*)	24
Velocidad de filtración (m/h)	2 - 3
Número mínimo de unidades en paralelo	2
Area de filtración por unidad (m ²)	< 10
Velocidad superficial del flujo durante el lavado superficial (m/s)	0.15 - 0.3
Lecho Filtrante	
. Longitud (m)	0.6
. Tamaño de gravas (mm)	Según Tabla
Altura del vertedero de salida (m)	0.03-0.05 (**)

(*) En estaciones de bombeo de agua con períodos de bombeo inferiores a 24 h/día, se rec proyectar un almacenamiento de agua cruda, a partir del cual se suministre agua de manera co FDGi y demás componentes.

(**) Medidos a partir del lecho superficial de grava fina.

3.3.4.2. Filtro grueso ascendente.

Las paredes que conforman la caja o cámara del filtro pueden ser totalmente verticales o parcialmente inclinadas, generalmente son construidas en hormigón armado, ferrocemento o mampostería.

La altura total de la cámara del filtro es determinada por la altura de los siguientes elementos:

- Lecho de grava (total)
- Capa de soporte y sistema de drenaje.
- Sobrenadante: determinada por un volumen adicional de agua de lavado.
- Borde libre.

Normalmente la altura de un FGA, se encuentra en el rango de: 1.0 m a 1.7 m

Las capas de grava deben ser seleccionadas cuidadosamente con el fin de optimizar la capacidad de almacenamiento de lodo, la eficiencia de remoción y facilitar el lavado.

El sistema de drenaje se lo diseña para cumplir tres propósitos:

- Distribuir uniformemente el agua en toda el área del lecho filtrante.
- Soportar el lecho filtrante
- Facilitar una distribución uniforme del agua durante el lavado del filtro.

El sistema de drenaje requiere un diseño adecuado, el cual tenga en cuenta las variaciones de caudal y la velocidad.

Usualmente el sistema de drenaje consta de un múltiple y tuberías perforadas de PVC de 3" a 4" de diámetro y que está cubierta de una pequeña capa de grava gruesa con tamaño de 25 mm a 19 mm y de 0.20 a 0.30 m de altura. Para facilitar la limpieza se instala a la salida del múltiple una válvula de apertura rápida.

En la siguiente tabla se puede observar algunos criterios de diseño (tabla 3.11).

TABLA 3. 11: Guías de diseño para Filtros Gruesos Ascendentes.

Criterio	Valores Recomendados
Periodo de diseño (años)	8 - 12
Periodo de operación (h/d)	24
Velocidad de filtración (m/h)(*)	0.3 - 0.6
Número de unidades en serie	
. FGAC	1
. FGAS	2 - 3
Lecho Filtrante	
Longitud total (m)	
. FGAC	0.60 - 0.90
. FGAS	1.15 - 2.35
Tamaño (mm)	Según tabla
Lecho de soporte total	
. Longitud (m)	0.30 - 1.25
. Tamaño (mm) (**)	Según tabla
Altura sobrenadante de agua (m)	0.10 - 0.20
Carga estática de agua para lavado en contraflujo (m)	2.5 - 3.0
Area de filtración por unidad (m ²)	15 - 25

(*) La altura de un filtro grueso ascendente en algunos libros indica que es usualmente inferior a dos (2) metros. Aumentar la profundidad del lecho de filtración incrementa

la capacidad de almacenamiento de sedimentos y la eficiencia de la remoción, pero podría hacer la limpieza hidráulica más compleja.

Los filtros gruesos operaron con velocidades de filtración entre 0.30 y 0.75 m/h, con lechos filtrantes entre 1.0 y 1.55 metros de longitud. El agua tratada fue sometida previamente a tratamiento por FGD_i, con velocidades inferiores a 3.0 m/h. Los filtros gruesos de flujo ascendente constituyen la segunda etapa de tratamiento, orientado a minimizar el número de partículas gruesas y a disminuir la concentración de las más pequeñas. En este sentido remociones importantes es sólidos suspendidos, al igual que en hierro, manganeso y coliformes fecales han sido registradas.

Un filtro grueso ascendente generalmente está compuesto de: a) cámaras de filtración, b) lecho filtrante, c) estructuras de entrada y salida, d) sistema de drenaje y cámara de lavado y e) accesorios de regulación y control.

a) Cámaras de filtración:

La altura total del filtro está determinada por la altura del lecho de grava (incluyendo la capa de soporte), el nivel de agua sobrenadante, la altura de agua adicional para facilitar y mejorar el lavado hidráulico y el borde libre. Está en el rango de 1 a 1.7m.

b) Lecho filtrante:

Para el lecho filtrante se recomienda la siguiente granulometría y espesor de capas:

TABLA 3. 12: Granulometría para Filtro Grueso Ascendente FGAs.

Lecho Filtrante (mm)	Altura (m)					
	FGAC	FGAS 2		FGAS 3		
		1	2	1	2	3
19 - 25	0.30*	0.30*		0.30*	0.20*	
13 - 19	0.20 - 0.30	0.30 - 0.45	0.20*	0.15	0.15*	0.15*
6 - 13	0.15 - 0.20	0.30 - 0.45	0.15*	0.45 - 0.75	0.15*	0.15*
3 - 6	0.15 - 0.20		0.30 - 0.45		0.40 - 0.70	0.15*
1.6 - 3	0.10 - 0.20		0.25 - 0.40			0.45 - 0.75
Total (m):						
• Soporte	0.30	0.30	0.35	0.30	0.50	0.45
• Lecho Filt.	0.60 - 0.90	0.60 - 0.90	0.55 - 0.85	0.60 - 0.90	0.40 - 0.70	0.45 - 0.75

En algunos casos la altura del lecho de soporte puede ser superior a lo indicado en la

* Lecho de soporte

tabla, dependiendo del tamaño de grava predominante en cada unidad, del tamaño de

grava en contacto con lecho de soporte y del diámetro de los orificios en el múltiple. Se recomienda una altura de agua sobrenadante de 0.1 a 0.2 m.

c) Estructuras de entrada y salida:

La estructura de entrada consiste de un canal pequeño que conduce el agua previamente acondicionada hasta la cámara de entrada a los filtros gruesos. En ella se reúnen 3 tuberías: Tubería de entrada de agua, tubería de rebose y tubería de distribución hacia los el lecho filtrante.

La salida es por recolección del sobrenadante en tuberías que distribuyen el agua filtrada en una cámara que contiene una tubería en la parte inferior para el efluente tratado.

d) Sistema de drenaje y cámara de lavado:

La descarga de la tubería de drenaje, debe ubicarse entre 1.5 y 2.0 m por debajo de la losa de fondo del filtro grueso. La carga estática de agua para lavado en contraflujo, que es la diferencia entre el nivel de agua máximo en el filtro grueso ascendente durante el lavado y el nivel de descarga de la tubería de drenaje en la cámara de lavado debe de estar entre los 2.5 y 3.0 m.

e) Accesorios de regulación y control:

Los accesorios utilizados en las unidades de Filtración Gruesa incluyen válvulas para regulación de caudal, vertederos y reglillas de aforo, dispositivos que se instalan en la estructura de entrada de cada etapa de tratamiento.

3.3.4.3. Filtro lento de arena.

Desarrollado en la sección 3.2.4.

3.3.5. EFICIENCIAS DE LOS COMPONENTES DE LA FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS.

3.3.5.1. ASPECTOS TÉCNICOS DE LA FILTRACIÓN GRUESA DINÁMICA.

Según Galvis et al (1999:118) las eficiencias de los FGD_i son:

TABLA 3. 13: Eficiencias de remoción encontradas en fuentes superficiales tratadas por filtros gruesos dinámicos

Indicador	Reducción típica
Sólidos Suspendidos	Entre 70 y 80%, con fuentes en el rango de 10 a 200 mg/L.
Turbiedad	De 30 a 50%, en fuentes de zona plana. En fuentes de ladera remueve aproximadamente 50%. La eficiencia en remoción es afectada por la naturaleza, tamaño y distribución de la partículas
Color Real	Entre 10 - 25%, con fuentes en el rango de 15- 20 UPC.
Hierro, Manganeseo	Entre 40 - 70% como hierro total y entre 40 - 60% para manganeseo.
Coliformes Fecales	Entre 50- 80%, para niveles en coliformes fecales en el agua cruda en el rango de 2,000-100,000 UFC/100 ml y sólidos suspendidos entre 10 y 50 mg/L.

Las eficiencias reportadas en la tabla 3.13 son elevadas en la mayoría de los indicadores.

3.3.5.2. ASPECTOS TÉCNICOS DEL FILTRO GRUESO ASCENDENTE.

TABLA 3. 15: Eficiencias típicas en remoción por filtros gruesos ascendentes. FGA

Indicador	Reducción típica
Sólidos Suspendidos	Alcanza hasta el 95%, siendo 90% el valor comúnmente reportado en fuentes superficiales con altos contenidos de material suspendido, en el rango de 50 a 200 mg/l. En fuentes con material suspendido en el rango de 5 a 50 mg/L, se reportan remociones del orden del 50% al 90%.
Turbiedad	De 50 a 80%, en fuentes superficiales del valle, siendo mayores para los FGAS. En fuentes superficiales de ladera la remoción está en el rango de 50% al 90%.
Color Real	Entre 20 - 55%
Hierro, Manganeseo	Alrededor del 50%
Coliformes Fecales	Reducciones entre 0.65 y 2.5 unidades log, siendo mayores para FGAS tratando agua con contaminación bacteriológica en el rango de 20,000- 100,000 UFC/100 ml y contenido de sólidos suspendidos entre 20 y 200 mg/l. La menor eficiencia se presentó con fuentes de calidad bacteriológica entre 500 y 20,000 UFC/100 ml.

3.3.5.3. ASPECTOS TÉCNICOS DEL FILTRO LENTO DE ARENA.

En la sección 3.2.5 se desarrolló los aspectos técnicos y eficiencia de esta unidad.

3.2.6. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA FIME.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none">- Simplicidad de construcción con materiales locales.- La operación y mantenimiento son simples, una familia con poca capacitación puede operarlo.- Solo requiere de un equipamiento básico para su mantenimiento.- No requiere de reactivos químicos para el tratamiento del agua, dependiendo de la calidad del agua.- Solo requiere equipo simple para su mantenimiento.- Para el lavado puede usar el agua ya filtrada.- Se puede reponer el mismo material de arena una vez lavado.- Para el lavado del FGA, solo requiere la maniobra la llave de apertura rápida.- Es aplicable en zonas rurales y periurbanas.	<ul style="list-style-type: none">- La turbiedad elevada a los niveles esperados, puede perjudicar el normal funcionamiento.- La arena fina para el filtro lento puede que no sea disponible en el lugar. Requiere especial cuidado en su preparación y colocación.- Demanda mayor área de terreno para su implementación, por consecuencia mayor costo, (caudales mayores a los 10 L/s).- No se aplica a fuentes superficiales que contengan elevados contenidos de partículas coloidales.- El descuido o funcionamiento discontinuo puede dañar la capa biológica.

CAPÍTULO 4. SELECCIÓN Y DISEÑO DE LA PLANTAS DE TRATAMIENTO.

4.1. DATOS BÁSICOS RECABADOS IN SITU A TENER EN CUENTA EN EL DISEÑO HIDRÁULICO DE LA PLANTA POTABILIZADORA.

En capítulos anteriores, se presentaron algunas definiciones generales y antecedentes sobre las plantas de tratamiento. Los conceptos y determinación sobre los datos básicos del proyecto, se desarrollaran en este capítulo con una mayor profundidad.

Cuando se elabora un proyecto, es indispensable tener mucho cuidado en la definición y magnitud de los datos básicos con la finalidad de no caer en el error de generar obras sobredimensionadas o deficientes las cuales representan inversiones inadecuadas.

Tomando en consideración la información recopilada, el proyectista deberá concebir una síntesis que muestre el diagnóstico del estado que guarda la población a la que se le pretende hacer la planta de tratamiento.

4.1.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA COMUNIDAD

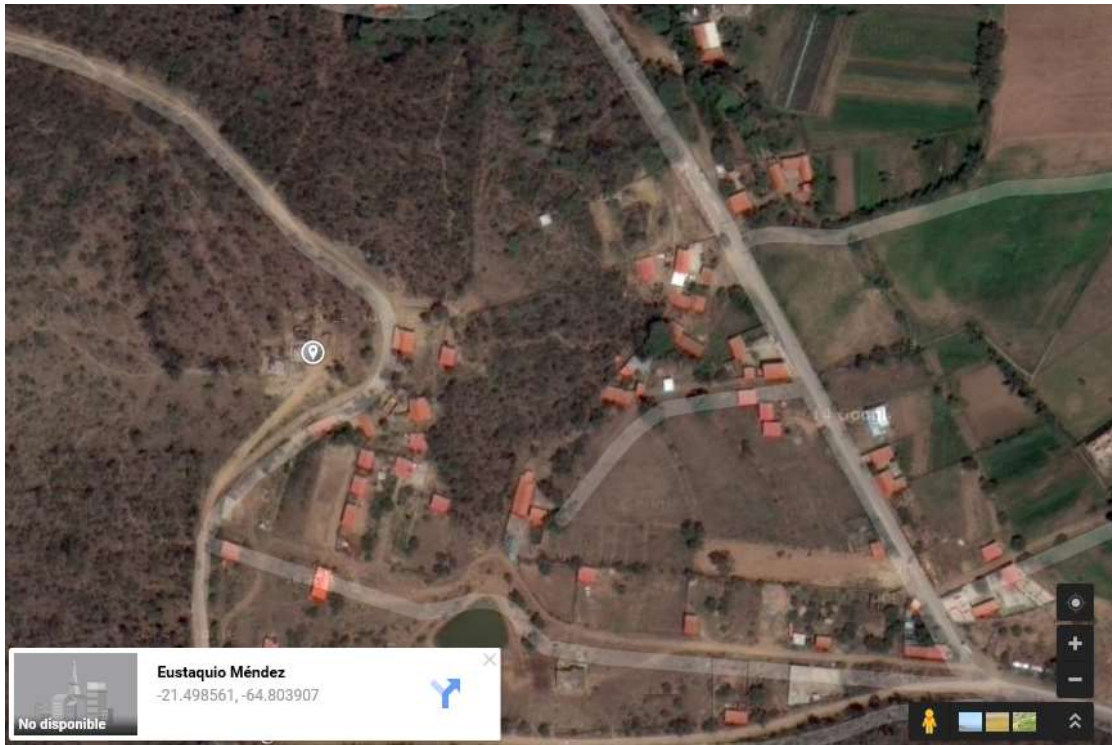
La comunidad de Coimata se encuentra ubicada en la Provincia de Méndez del departamento de Tarija, es parte del Municipio de San Lorenzo, se encuentra a 15 km de la ciudad de Tarija. En lo que se refiere al clima no varía mucho con relación al valle central de Tarija. La temperatura media anual es de 16.7°C, la máxima media anual de 25.8°C, y la mínima media es de 8.85° C y la mínima extrema de -9.02°C.

Con la ayuda de un GPS se obtuvieron las siguientes coordenadas de la ubicación de la parte alta de la comunidad, (donde se encuentra emplazado el Tanque de almacenamiento de agua del sistema)

Latitud -21,498561 S.

Longitud -64,803906 O.

FIGURA 4. 1: Ubicación de la comunidad de Coimata.



4.1.2. SITUACIÓN ACTUAL DEL SISTEMA DE AGUA DE LA COMUNIDAD.

Actualmente la comunidad Coimata cuenta con un sistema de agua potable conformada por una Obra de Toma tipo muro derivador, una red de distribución y conexiones domiciliarias, sin embargo carece de una planta de tratamiento adecuada, y que esta pueda cumplir la función para obtener el líquido elemento con los parámetros básicos de calidad de agua potable establecidos en la norma boliviana NB512. Para prevenir enfermedades mortales que podrían contraer los comunarios.

4.1.3. FUNCIONALIDAD DE LA ACTUAL OBRA DE TOMA.

La actual Obra de Toma se encuentra a aproximadamente 1 km y medio del tanque de almacenamiento. Ver anexo G1.

Partiendo desde el concepto que indica que la funcionalidad de una obra está relacionada con el cumplimiento del objetivo de los usuarios para los cuales se ha construido. Una obra de toma es funcional cuando puede captar el agua para satisfacer los requerimientos de caudal, tanto en época seca como de lluvias.

Es así que la actual obra de toma que es de tipo muro derivador de Hormigón Ciclópeo, fue refaccionada en el último año por lo que está su funcionamiento es eficiente, cuyo caudal captado es el requerido (Ver sección 4.2.3), por lo que no necesita refaccionar o modificar algo por el momento, además este tipo de obra de toma cuenta con la facilidad que si se requiera captar mayor caudal en un futuro solo se puede optar por aumentar la altura del muro derivador en la que indique el caudal requerido, este tipo de obra de toma nos facilita a evitar un sobredimensionamiento en las demás obras hidráulicas.

Sin embargo es necesario mencionar que en época de crecidas o lluvias es necesario un mantenimiento después de cada crecida, principalmente a la rejilla del muro derivador e ingreso del caudal, ya que puede llegar a taponearse por la cantidad de material de arrastre, hojas y otros que arrastra el río.

4.1.4. ADUCCIÓN DEL ACTUAL SISTEMA.

De acuerdo al levantamiento de datos “in situ” se ha verificado que la aducción es de tubería de PVC y F°G° con un diámetro de 3”, el mismo se encuentra enterrado en tramos donde se tiene suelos de tipo clase 1 y clase 2 y en terreno tipo roca es de F°G° sin enterrar. A simple vista es material nuevo, data aproximada de un año según el encargado de operar el sistema. Transporta el caudal actual requerido. La topografía del trayecto de la Aducción es accidentada, de manera que existen tramos inaccesibles y otros tramos al descubierto. Según el levantamiento topográfico existe un desnivel desde la Obra de Toma al Tanque de 59.12 m. Lo que garantiza que el caudal llega al tanque por gravedad con la velocidad y la cantidad requerida actualmente.

4.1.5. ANÁLISIS DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO.

El sistema con el que cuenta actualmente la comunidad también dispone de un tanque de almacenamiento o de distribución, que cumple con el caudal de demanda actual., pero el mismo no es tratada adecuadamente.

Para conocer más detalles sobre el sistema de agua potable de la comunidad de Coimata se ha realizado la medición de tanque de almacenamiento o regulación con la que cuenta la comunidad para su sistema, obteniendo los siguientes datos:

El tanque tiene una forma prismá rectangular (Ver anexos G.1.) cuyas dimensiones son las siguientes:

Base del tanque es de 6,70 m.

Ancho del tanque es de 6.65 m.

La altura total es de 2,50 m.

La altura libre es de 0,30 m.

Utilizando la ecuación siguiente se obtiene el volumen efectivo del tanque:

$$V_{efec} = a * b * h$$

$$V_{efec} = 98.021 m^3$$

4.2. CÁLCULO DE LOS DATOS PARA CONSIDERAR EN EL DISEÑO

4.2.1. SELECCIÓN DEL PERÍODO DE DISEÑO.

Al definir el período de diseño, se consideran factores relativos a la vida útil de las instalaciones, factibilidad de construcción y posibilidad de ampliación, tendencias de crecimiento poblacional, posibilidades de financiamiento y fundamentalmente el efecto de la economía de escala en la tecnología de filtración FLA Y FiME.

Como se revisó anteriormente, según la bibliografía consultada, recomiendan un periodo de diseño entre 8 a 15 años y tomando en cuenta los aspectos mencionados en el párrafo anterior, se optara por un:

Periodo de diseño: 10 años

4.2.2. ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN DE DISEÑO.

A partir de información recopilada en las instituciones del sector y en la localidad misma, se tomó como tasa de crecimiento anual sea de 1%. En este sentido, tenemos:

Población actual: 2096 Habitantes.

Periodo de diseño: 10 años.

Para calcular la población futura o de diseño se optara por calcular mediante el Método Aritmético ya que este método puede ser aplicable a comunidades pequeñas, como las rurales; o a ciudades grandes, cuyo crecimiento se puede considerar estabilizado, además que está recomendado por la NB 512.

$$Pf = Po \left(1 + \frac{i * t}{100} \right)$$

$$Pf = 2305.6$$

En consecuencia la población de diseño será de 2306 habitantes.

Población de diseño: 2306 habitantes.

4.2.3. CÁLCULO DE LA DEMANDA PROMEDIO DIARIO DE DISEÑO.

Aspectos técnicos, socio económico, cultural e infraestructura existente en saneamiento, permiten identificar el nivel de servicio por proyectar. La consulta con la comunidad permite conocer el nivel de servicio deseado.

Actualmente ya está siendo captado un caudal ya que existe una obra de toma, de igual manera con los datos disponibles y con los parámetros que nos indica la Norma Boliviana calcularemos un caudal de diseño “teórico”, para de esta forma asegurarnos que el caudal actual captado, es el correcto o tendremos que proceder a modificar la obra de toma.

La condición que debe seguir es que el caudal actual debe ser igual o mayor al caudal de diseño calculado.

$$Q_{actual} \geq Q_{calculado}$$

Procederemos a realizar la comparación de ambos caudales.

Los datos obtenidos en el aforo son los siguientes:

VOLUMEN	6 Lts.
Nº de medición	TIEMPO (Seg)
1	1.308
2	1.295
3	1.342
PROMEDIO	1.315

Realizando los cálculos para determinar el caudal con la ecuación de continuidad:

$$Q = \frac{V}{T}$$

Donde:

Q= caudal (lts/s)

V= volumen (Lts)

T= tiempo (s)

Tenemos el volumen del recipiente (6 litros) y el promedio de los tres ensayos al aforar en un tiempo promedio T, entonces tenemos como caudal actual:

$$Q_{actual} = 4.56 \text{ lts/seg}$$

Para el caudal “teórico”, tenemos en cuenta los siguientes parámetros de la NB 689, mencionados en el capítulo 2.

DATOS:

Población futura: 2096 Hab.

Periodo de diseño: 10 años.

Tasa de crecimiento: 1%

Cálculo de la dotación futura.

Dotación media diaria: 90 l/hab-día (Según la NB 689)

$$Df = D_o \left(1 + \frac{d}{100} \right)^t$$

Donde:

d= 0.5% - 2%

Df= dotación futura en l/hab-dia.

Do= dotación inicial en l/hab-dia.

t= número de años en estudio.

$$Df = 104.45 \text{ l/hab} - di$$

Cálculo de caudal medio diario.

$$Q_{md} = \frac{Pf \cdot Df}{86400}$$

Qmd= caudal medio diario en l/día.

Pf= población futura en hab.

Df= dotación futura en l/hab-dia

$$Q_{md} = 2.79 \text{ l/dia}$$

Caudal máximo diario.

$$Q_{max.d} = k_1 \cdot Q_{md}$$

Q_{max.d}= caudal máximo diario en l/s.

K₁= coeficiente de caudal máximo diario (1.20 – 1.50)

Q_{md}= caudal medio diario.

$$Q_{max.d} = 4.28 \text{ l/s}$$

Como podemos observar el caudal de diseño calculado es de:

$$Q_{calculado} = 4.28 \text{ lts/seg}$$

El caudal actual cumple con la condición, entonces optaremos por ese caudal entonces:

Caudal de diseño: 4.56 l/s

NOTA: Vale aclarar que demostrando esta condición también se verifica que la actual obra de toma cumple con el caudal de diseño para la planta de tratamiento.

4.2.4. ANÁLISIS DE LA FUENTE DE AGUA CRUDA.

Diferentes alternativas de suministro pueden ser consideradas además del agua superficial, una de ellas la constituye el agua subterránea, cuya viabilidad técnica, económica y social debe ser determinada. No obstante, independientemente de la alternativa de abastecimiento que se seleccione, ésta debe de garantizar la cantidad demandada por la comunidad. En algunas circunstancias una combinación de alternativas puede ser la solución viable.

La identificación de fuentes y de zonas específicas con bajo riesgo sanitario con calidad y cantidad de agua adecuada a través del tiempo, y sitios donde la vulnerabilidad a

deslizamientos, erosión y desbordamientos en épocas de invierno sea mínimas, son factores que permiten definir la mejor localización para las obras de captación.

Aspectos particulares relativos a geotecnia y topografía del lugar de captación, gradientes hidráulicos disponibles, distancia a la localidad, aspectos culturales en la comunidad (mitos, creencias, leyendas, costumbres, etc.), conexiones clandestinas en conducción y disponibilidad de energía eléctrica, se constituyen también en elementos para la planeación y toma de decisiones, sobre la localización de la captación.

En este caso de la comunidad como anticipamos ya existe una obra de toma, y la fuente de agua es superficial se capta agua del río Coimata y cumple con las recomendaciones técnicas.

4.2.5. CARACTERÍSTICAS DE LA CALIDAD DEL AGUA AFLUENTE A LAS PLANTAS A SER DISEÑADAS

Para el diseño de las plantas potabilizadoras para pequeñas comunidades, se ha partido de considerar una fuente de abastecimiento superficial.

Esta selección, se realizó a partir de considerar que justamente este tipo de fuente es la más probable a encontrar en las zonas donde se asientan estas comunidades, y que para su uso por parte de la población, las mismas tienen que ser sometidas a un proceso de purificación riguroso.

Este punto es clave a la hora de seleccionar el tipo de planta a ser diseñado, ya que por las características y eficiencias de cada tipo de tratamiento debe garantizar, los parámetros principales considerados en el diseño, en cuanto a la calidad del agua afluyente a la planta, se presentan en la sección 2.1.2 DEL CAPITULO 2.

En conclusión la calidad del agua efluente de las plantas deberá reunir todos los requisitos que recomienda la Norma Boliviana para que un agua sea considerada potable.

4.2.6. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

Antes de la realización del levantamiento topográfico se procedió a un reconocimiento de toda la zona en estudio tomando en cuenta la localización, posibles; quebradas, zanjas, cursos de agua, accidentes naturales o artificiales que influyan en los diseños, así como también las estructuras hidráulicas existentes tales como los tanques de almacenamiento, la obra de captación y la aducción, constatando de esa manera el estado actual en que estas se encuentran.

El levantamiento topográfico requerido para la realización de la planta de agua potable para la comunidad de Coimata comprende desde el sector de la ubicación de la obra de toma en la parte alta en donde se encuentra la zona de captación, conducción y almacenamiento hasta la comunidad de Coimata .

El levantamiento consistió en un levantamiento de la franja topográfica para la captación, conducción hasta el tanque de almacenamiento. Para el levantamiento utilizamos una estación total Sokkia CX-105.

El plano correspondiente al levantamiento topográfico se encuentra en el Anexo.

FIGURA 4. 2: Estación total CX-105.



4.2.7. UBICACIÓN DEL EMPLAZAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

En ambos casos la localización de las plantas será las mismas ya que debe cumplir con los siguientes factores como ya habíamos mencionado:

Los siguientes factores influyen en la ubicación:

- Localización de la captación.
- Disponibilidad de área apropiada y legalización del predio.
- Topografía del sitio.
- Características geo mecánicas del sitio seleccionado.
- Accesibilidad.
- Localización del almacenamiento de agua tratada, longitud de la conducción, red de distribución y garantía de presiones mínimas del agua tratada por efecto de infiltración de aguas subterráneas.

Se realizó el levantamiento topográfico de toda la línea de conducción de la tubería, desde la obra de toma hasta el tanque de almacenamiento y de acuerdo a esto se toma la mejor opción para ubicar el lugar donde emplazar la planta de tratamiento tomando en cuenta los factores mencionados. (Ver anexos G.1).

4.2.8. PRUEBAS PRELIMINARES DE LABORATORIO.

4.2.8.1. LABORATORIO DE QUIMICA

4.2.8.1.1. Pruebas microbiológicas y físicas.

A continuación se presenta el resumen de los indicadores contaminantes más importantes del río Coimata realizadas en las épocas más críticas que son la época de sequía y de lluvia, (Ver en Anexo B.1, las planillas de pruebas microbiológicas y físicas completas).

Se tomara a la turbiedad del agua como el parámetro clave a la hora de seleccionar la alternativa de planta de tratamiento, que garantice el consumo de agua potable que cumpla con los parámetros establecidos por la NB-512.

TABLA 4. 1: Resumen de los resultados de los parámetros contaminantes más importantes del río Coimata.

FECHA	Turbiedad	Color Aparente	Solidos totales	Colif. Termoresistentes
	UNT	UCV	mg/l	NMP/100ml
12/08/2015	3.45	7	28	2.16
11/10/2015	15	13	64	3.86
30/01/2016	39	20	89	6.35
25/02/2016	22	15	45	3.98
16/03/2016	25	19	32	4.35
PROMEDIO	20.89	14.8	51.6	3.74
MAXIMO	39	20	89	6.35

4.2.8.2. LABORATORIO DE SUELOS

4.2.8.2.1. Determinación de la granulometría del medio filtrante.

Para la realización de la granulometría se extrajo dos muestras de arena de diferentes lugares; del Río Santa Ana y del Río Calama

A estas dos muestras se les realizó el análisis granulométrico en el laboratorio de suelos de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho. Cuyo procedimiento fue el siguiente:

- La muestra debe ser representativa, lo cual se obtuvo por cuarteo, esto se realizó en el lugar donde se sacó la muestra.

- Se lavó las muestras en la malla N°200 cuidadosamente con la finalidad de que todos los finos (limo, arcilla, materia orgánica) pasen por la malla.
- Se secaron las dos muestra en el horno a una temperatura de 105°C, para que posteriormente sean pesadas 100gr. de cada una.
- Se colocó cada muestra en el juego de tamices desde el tamaño correspondiente al tamaño máximo que es el número 3/8" hasta el tamiz N°200 que llega a ser la base.
- Se agito todo el juego de mallas, horizontalmente con movimientos de rotación y verticalmente con golpes de vez en cuando, por el tiempo de 20 minutos.
- Se quitó la tapa y se separaron las mallas, vaciando la fracción de arena que haya sido retenida en ellas sobre un papel bien limpio; las partículas que se han quedado trancados entre los hilos de la malla no se las forzó a pasar a través de ella; se invirtió el tamiz y con la ayuda de una brocha se las desprendió y agrego a los depósitos en el papel.
- Se pesa cuidadosamente las fracciones de la muestra retenidas en cada malla y en la base del fondo, todos los pesos retenidos se anotaron en un registro para obtener muestras curvas granulométricas.

El equipo utilizado en el laboratorio de suelos es el siguiente:

- Balanza sensible a los 0.1 gramos
- Juego de tamices; 3/8", N°4, N°8, N°16, N°30, N°50, N°100, N°200.
- Horno de temperatura constante de 105°C.
- Brocha para limpiar los tamices.
- Permeámetro de carga variable.
- Papel y lápiz para apuntar lo realizado.

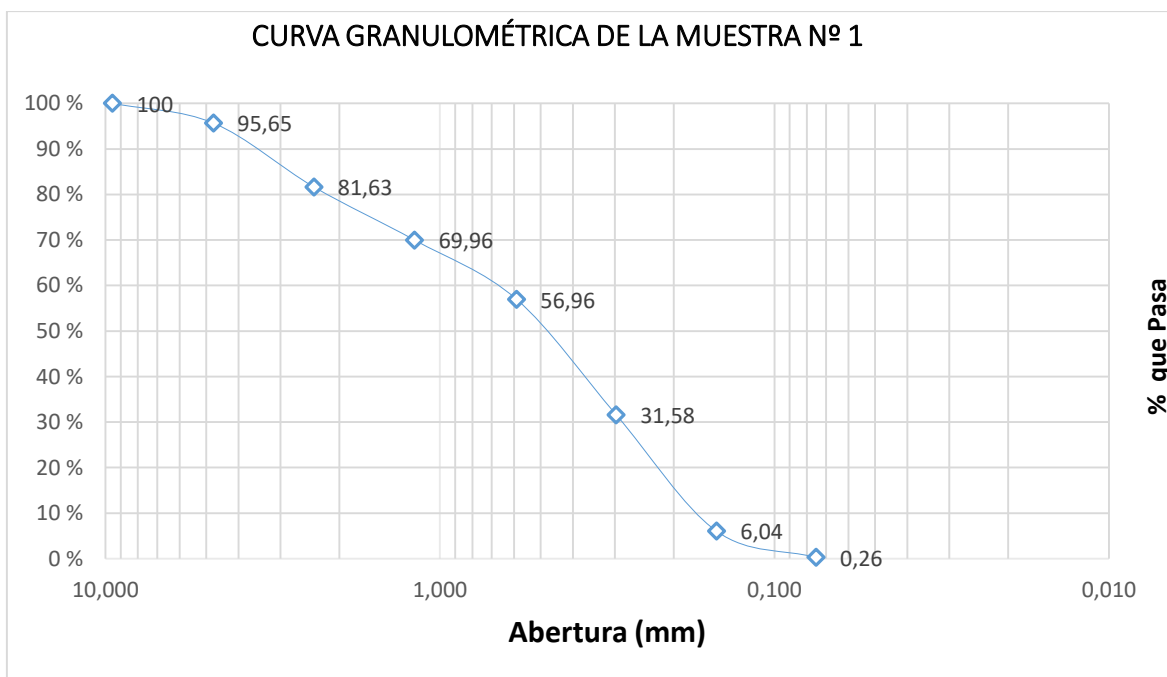
Para realizar el dibujo de las curvas granulométricas se relacionan los porcentajes de las porciones de partículas obtenidas en el análisis por tamices con respecto al peso total. Se constituye las curvas en papel semilogaritmico, los porcentajes de escala aritmética y los diámetros en escala logarítmica como se muestra a continuación:

MUESTRA N° 1

Procedencia: Rio Calama

Peso total de la muestra tomada: 971.50 grs.

TAMIZ	ABERTURA	RETENIDO (gr.)	RETENIDO ACUMULADO		% QUE PASA
	(mm)		(gr.)	(%)	
3/8"	9.520	0.00	0	0.00	100
N° 4	4.750	0.00	0	0.00	100
N° 8	2.380	5.50	5.5	0.57	99.43
N° 16	1.190	6.00	11.5	1.18	98.82
N° 30	0.590	49.50	61.00	6.28	93.72
N° 50	0.297	403.0	464.0	47.76	52.24
N° 100	0.149	415.5	879.5	90.53	9.47
Base	0.075	89.00	968.5	99.59	0.31
SUMA		968.50			
PERDIDAS		3.0			

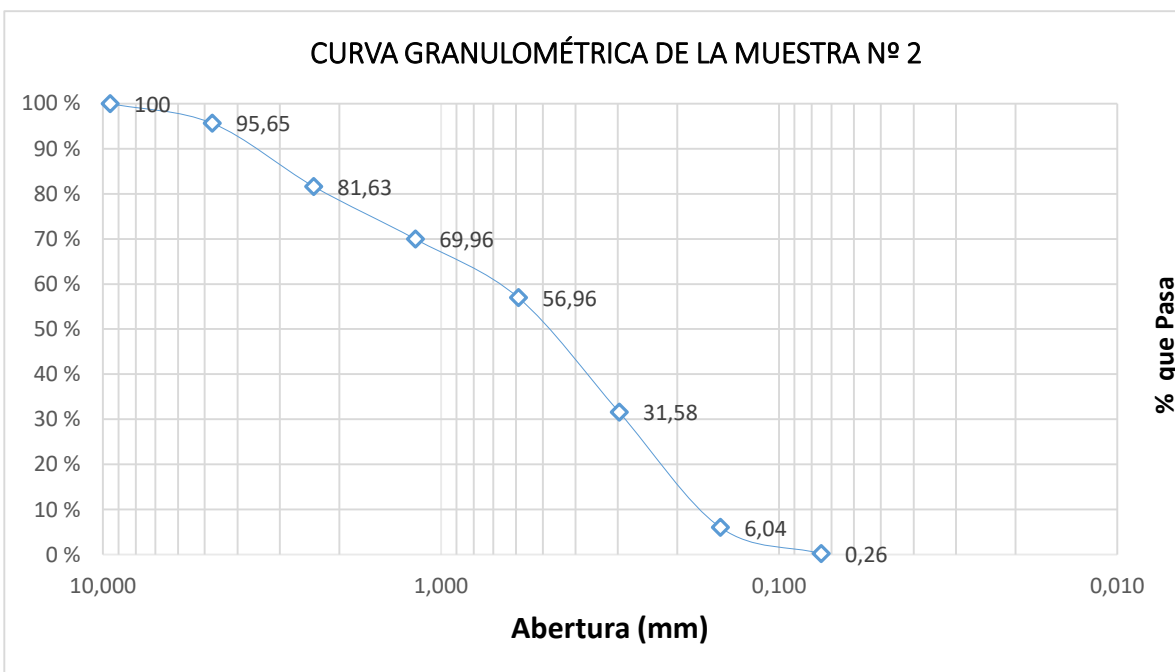


MUESTRA N° 2

Procedencia: Ro de Santa Ana

Peso total de la muestra tomada: 977 grs.

TAMIZ	ABERTURA	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO		% QUE PASA
	(mm)	(gr.)	(gr.)	(%)	
3/8"	9.520	0.00	0.00	0.00	100
N° 4	4.750	42.50	42.5	4.35	95.65
N° 8	2.380	137.00	179.5	18.37	81.63
N° 16	1.190	114.00	293.5	30.04	69.96
N° 30	0.590	127.00	420.50	43.04	56.96
N° 50	0.297	248.0	668.5	68.42	31.58
N° 100	0.149	249.5	918	93.96	6.04
Base	0.075	56.50	974.5	99.74	0.26
SUMA		974.50			
PERDIDAS		2.5			



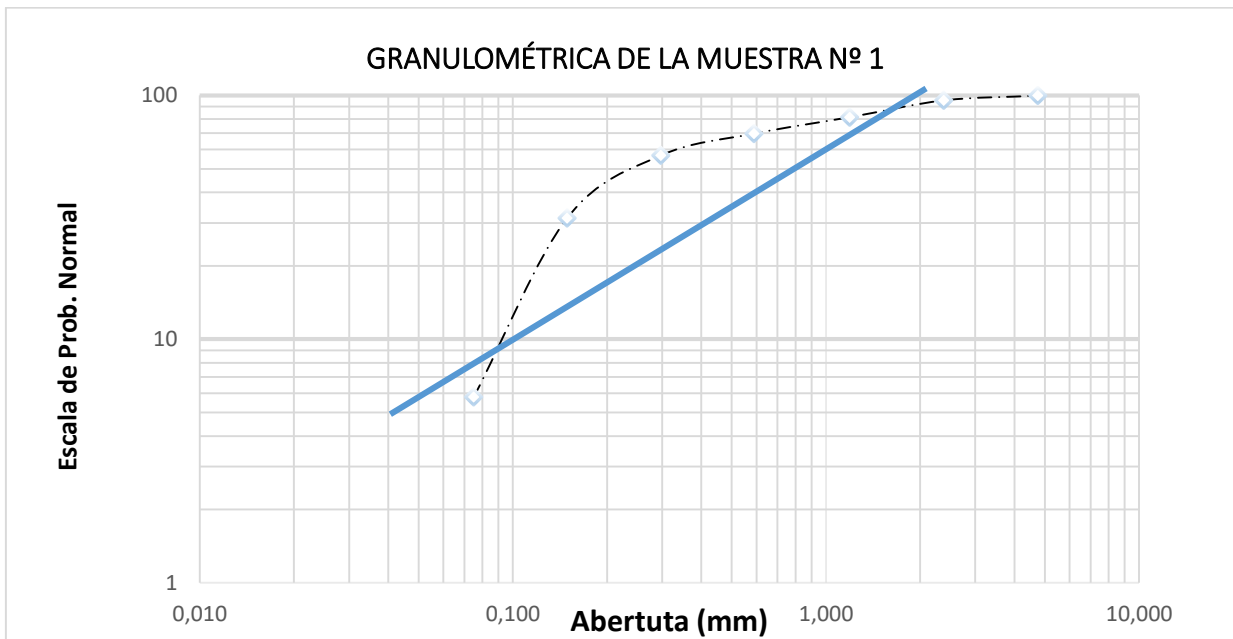
4.2.8.2.2. Determinación del tamaño del grano y distribución de los tamaños del medio filtrante.

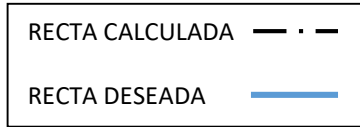
Se trabajó con las mismas muestras que para la granulometría para obtener la distribución de los tamaños de los granos de arena cruda de cada muestra en papel logarítmico de probabilidad; para tal motivo se realizó el análisis similar al granulométrico (con la única diferencia que se trabaja con los tamices de abertura más pequeña N°200 a la abertura más grande N°4) cuyos resultados son los siguientes:

MUESTRA N° 1

TAMIZ	ABERTURA	RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	
	(mm)	(gr.)	(gr.)	(%)
N° 200	0.075	89.00	89	9.16
N° 100	0.149	415.50	504.5	51.93
N° 50	0.297	403.00	907.5	93.41
N° 30	0.590	49.50	957	98.51
N° 16	1.190	6.00	963.00	99.13
N° 8	2.38	5.5	968.5	99.69
N° 4	4.750	0.0	968.5	99.69
SUMA		968.50		
PERDIDAS		3.0		

FIGURA 4. 3: Granulometría Muestra N°1

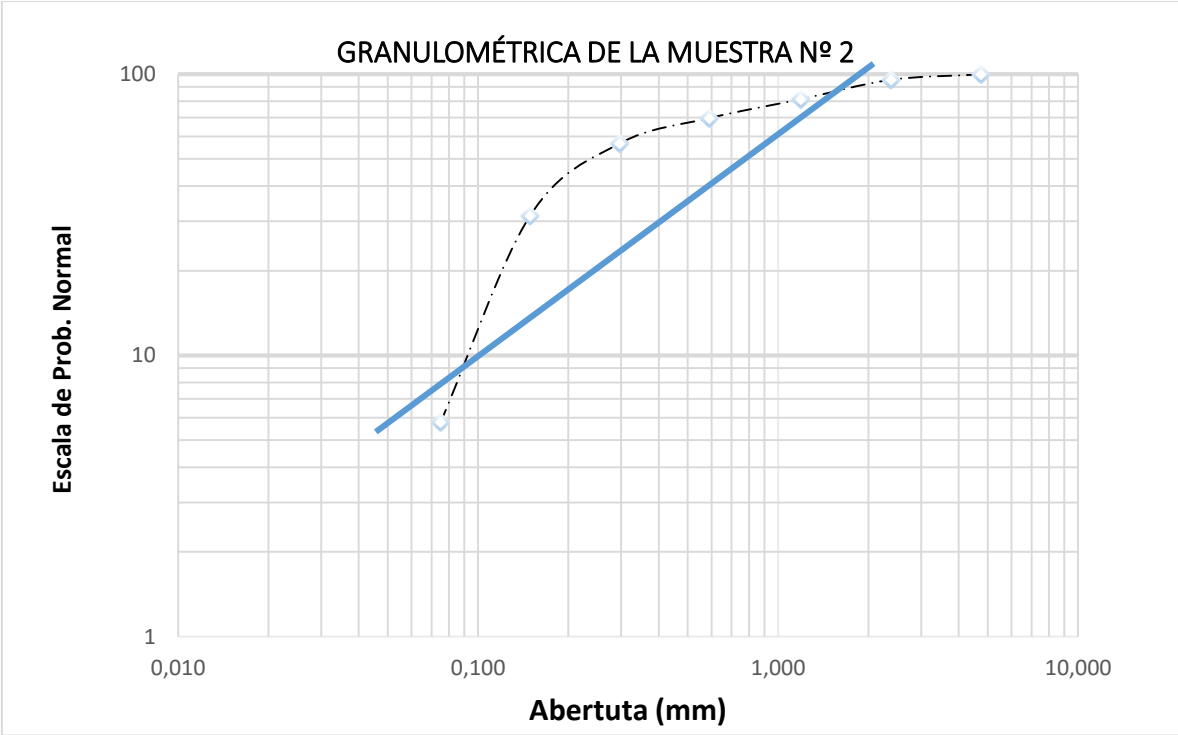




MUESTRA N° 2

TAMIZ	ABERTURA	RETENIDO (gr.)	RETENIDO ACUMULADO	
	(mm)		(gr.)	(%)
N° 200	0.075	56.50	56.5	5.78
N° 100	0.149	249.50	306.0	31.32
N° 50	0.297	248.00	554.0	56.7
N° 30	0.590	127.00	681.0	69.7
N° 16	1.190	114.00	795.0	81.37
N° 8	2.38	137.0	932.0	95.39
N° 4	4.750	42.5	974.5	99.74
SUMA		974.50		
PERDIDAS		2.5		

FIGURA 4. 4: Granulometría Muestra N°2





Para las frecuencias de tamaño por peso de muestra arena, que se encuentran en las figuras anteriores encontraremos el tamaño efectivo d_{10} y el coeficiente de uniformidad Cu , como así también el tamaño medio geométrico μ_g y la desviación granulométrica estándar σ_g , para que finalmente comprobemos los resultados con las ecuaciones 2.2 y 2.3 respectivamente.

MUESTRA N°1

De la figura 4.3 se interpolan y se obtiene los siguientes datos:

$$d_{10} = 7.64 * 10^{-3} \text{ cm}$$

$$d_{60} = 1.77 * 10^{-2} \text{ cm}$$

$$d_{50} = 1.40 * 10^{-2} \text{ cm}$$

$$d_{16} = 8.68 * 10^{-3} \text{ cm}$$

Por lo tanto:

Tamaño medio geométrico

$$\mu_g = d_{50} = 1.40 * 10^{-2} \text{ cm}$$

Coficiente de uniformidad

$$Cu = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 2.30 < 3 \text{ Ok!}$$

Desviación geométrica estándar

$$\sigma_g = \frac{d_{50}}{d_{16}} = 1.61 \text{ cm}$$

Finalmente se calculara el diámetro efectivo y el coeficiente de no uniformidad del lecho filtrante (arena) calculado en función de las ecuaciones 2.2 y 2.3 a partir del tamaño medio geométrico μ_g y la desviación geométrica estándar σ_g para compararlos a los calculados gráficamente.

Cálculos:

Diámetro Efectivo.-

$$d_{10} = \frac{\mu_g}{\sigma_g^{1.282}} = 7.60 * 10^{-3} cm$$

Contra un valor calculado de la gráfica de $d_{10} = 7.64 * 10^{-3} cm$

Se pueden observar que son valores muy cercanos similares.

Coefficiente de Uniformidad.-

$$Cu = \sigma_g^{1.535} = 2.0$$

Contra un valor observado de $Cu=2.30$

MUESTRA N°2

De la figura 4.4 se interpolan y se obtiene los siguientes datos:

$$d_{10} = 8.72 * 10^{-3} cm$$

$$d_{60} = 3.70 * 10^{-2} cm$$

$$d_{50} = 2.56 * 10^{-2} cm-$$

$$d_{16} = 1.05 * 10^{-2} cm$$

Por lo tanto:

Tamaño medio geométrico

$$\mu_g = d_{50} = 2.56 * 10^{-2} cm$$

Coefficiente de uniformidad

$$Cu = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 4.24 < 3 \text{ NO CUMPLE!}$$

Desviación geométrica estándar

$$\sigma_g = \frac{d_{50}}{d_{16}} = 2.43 \text{ cm}$$

Nuevamente con las ecuaciones 2.2 y 2.3 se calculara el diámetro efectivo y el coeficiente de no uniformidad de esta muestra a partir del tamaño medio geométrico μ_g y la desviación geométrica estándar σ_g para compararlos a los calculados gráficamente.

Cálculos:

Diámetro Efectivo.-

$$d_{10} = \frac{\mu_g}{\sigma_g^{1.282}} = 8.20 * 10^{-3} \text{ cm}$$

Contra un valor observado de $d_{10} = 8.72 * 10^{-3} \text{ cm}$

Se pueden observar que son valores muy cercanos similares.

Coefficiente de Uniformidad.-

$$Cu = \sigma_g^{1.535} = 3.90$$

Contra un valor observado de $Cu=4.24$

4.2.8.2.3. Cálculo de la preparación de la arena para el medio filtrante.

Antes de realizar la aplicación de la preparación de la arena para las dos muestras que tenemos, primeramente graficaremos una recta en las figuras 4.1 y 4.2 la misma que calcula un coeficiente promedio de uniformidad igual a $Cu=2$ y un diámetro efectivo de $d_{10}=0.10\text{mm} = 1 * 10^{-1} \text{ cm}$.

MUESTRA N°1

De acuerdo a la figura 4.3 la proporción de arena d_{10} , menor que el diámetro efectivo deseado de $1 \cdot 10^{-3}$ cm es de 23.61% y la proporción menor que el tamaño deseado d_{60} de $2 \cdot 10^{-2}$ cm es 66.22%. Por tanto aplicando la ecuación 2.4 la proporción de arena utilizable es de:

$$P_{utilizable} = 2 (d_{60} - d_{10}) = 85.22\%$$

Por la ecuación 2.5 El porcentaje por debajo del cual el lote de arena es demasiado fino, es:

$$P_{demasiado\ fino} = d_{10} - 0.2 (d_{60} - d_{10}) = 15.08\%$$

El porcentaje por encima del cual la arena el lote es demasiado gruesa por la ecuación 2.6

$$P_{demasiado\ gruesa} = d_{10} + 1.8(d_{60} - d_{10}) = 100.31\%$$

MUESTRA N°2

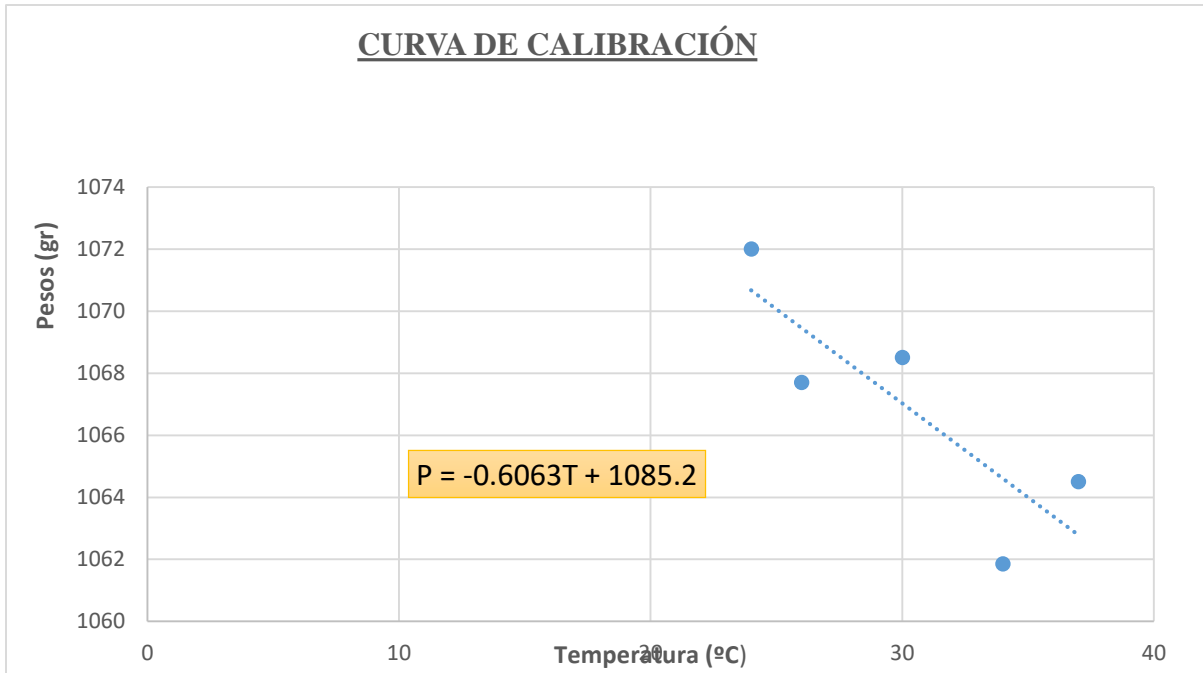
Debido a que esta arena no es apta y no cumple con los requisitos para filtración lenta no se realizara el caculo correspondiente, quedándose únicamente la muestra N°1.

4.2.8.2.4. Determinación del peso específico del lecho filtrante.

Es de gran importancia la determinación del peso específico de la arena para que de esta manera podamos calcular la porosidad de la misma que será utilizada para determinar las pérdidas de carga del lecho.

El ensayo se lo realizo en el Laboratorio de Suelos de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, el procedimiento es el que se mencionó en el Capítulo II del presente trabajo.

Se realizó el ensayo a tres diferentes temperaturas, con previa calibración de un frasco volumétrico.



Utilizando la siguiente expresión se obtuvieron los siguientes resultados:

$$\gamma_{relativo} = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s - W_{fsw}}$$

	Símbolo	
Temperatura ensayada (°C)	T	20
Peso del suelo seco (gr)	W _s	80
Peso del frasco más agua	W _{fw}	1023.14
Peso del frasco + agua + suelo	W _{fsw}	1073.074
PESO ESPECIFICO relativo	$\gamma_{relativo}$	2.66

$$\gamma_{agua} = 0.99791 \frac{gr}{cm^3}$$

$$\gamma = \gamma_{relativo} * \gamma_{agua}$$

$$\gamma = 2.655 \frac{gr}{cm^3}$$

4.2.8.2.5. Determinación de la porosidad.

Este ensayo se lo realizo en el Laboratorio de suelos de la universidad autónoma juan Misael Saracho de la carrera de Ing. Civil siguiendo el procedimiento dado en el capítulo II:

Entonces:

$$W_s = 150\text{gr}$$

$$\gamma = 2.655 \text{ gr/cm}^3$$

$$V_t = 87 \text{ cm}^3$$

$$P = \frac{V_v}{V_m} \times 10$$

Donde:

P= porosidad en porciento.

V_v= Volumen de vacíos.

V_m= volumen de la muestra

$$V_v = V_t - V_m$$

Dónde:

V_t = Volumen total (muestra decantada en agua).

V_m= Volumen de la muestra.

$$V_m = \frac{W_s}{\gamma}$$

Por lo tanto:

$$V_m = 56.497$$

$$V_v = 30.503$$

$$\mathbf{P = 53.99\%}$$

4.2.8.2.6. Cálculo de la permeabilidad de la arena y la velocidad de filtración.

Este parámetro es sumamente importante puesto de que de este se obtiene el tamaño de las unidades de filtración. Por tal motivo se realizó una prueba de laboratorio para determinar la permeabilidad de la arena (**Muestra N°1**), y la velocidad de filtración.

La prueba que se realizó en el Laboratorio de suelos de la carrera de Ing. Civil de la Universidad Juan Misael Saracho fue la del permeámetro de carga variable, el cual se explica a continuación.

De acuerdo al permeámetro del laboratorio, el procedimiento consiste en determinar el área “A” transversal del contenedor donde se encuentra la muestra de suelo y longitud “L”, confinada en el tubo, se somete a una carga hidráulica “h”. El agua fluye a través de la muestra midiéndose la cantidad en cm^3 o ml que pasa en el tiempo “t”.

Cabe hacer notar que este ensayo tiene un valor practico limitado, pues la dificultad que presenta es colocar la muestra de arena no consolidada en el permeámetro en su estado natural y la incertidumbre respecto a la representatividad de la muestra con respecto a la planta d tratamiento en conjunto.

4.2.8.2.7. Permeámetro de carga variable.

Datos:

Temperatura del agua °C	15
Espesor del lecho de arena (cm)	18
Diámetro del cilindro (cm)	12.8
Área transversal del cilindro (A)(cm^2)	128.68
Área transversal del tubo (a)(cm^2)	0.283

Datos tomados en laboratorio:

Nº	T (seg)	Δh(cm)	Vol (cm ³)	Caudal (cm ³ /seg)
1	5.26	59.5	7.45	1.42
2	5.38	59.5	7.5	1.39
3	5.3	56.5	7.15	1.35
4	5.35	57.5	7.2	1.35
5	5.3	58	7.15	1.35

Tiempo promedio (seg)	5.318
Altura inicial promedio (cm)	99.2
Altura final promedio (cm)	41.4
Volumen del cilindro promedio (cm ³)	7.29

Después de procesarlos datos obtenidos en laboratorio, se parte de la ecuación de Darcy para medios porosos.

$$Q = K * i * A$$

Donde:

Q= caudal que atraviesa por una determinada área (cm³/s)

K= conductividad hidráulica o permeabilidad (cm/s)

i= gradiente hidráulica (cm/cm)

A= área transversal perpendicular al flujo.

Desarrollando la ecuación en el caso que solo se tiene un tubo de carga, se llegó a la ecuación 2.13.

$$k = \frac{V \cdot L \cdot \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)}{A \cdot (t_2 - t_1) \cdot (h_1 - h_2)}$$

Donde:

k= conductividad hidráulica.

L= longitud de la muestra.

a = área de la sección transversal del tubo.

h_1 = nivel inicial del agua en el tubo al empezar el ensayo.

h_2 = nivel final del agua en el tubo al finalizar el ensayo.

A = área de la sección transversal de la muestra de suelo.

t_1 = tiempo al iniciar el ensayo, cuando el nivel de agua en el tubo esta en h_1 .

t_2 = tiempo al finalizar el ensayo, cuando el nivel de agua en el tubo esta en h_2 .

$$a = \frac{V}{h_1 - h_2}$$

La gradiente hidráulica se define de la siguiente manera:

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

Entonces se obtiene k como:

$$k = 0.0028 \frac{cm}{seg}$$

Por lo tanto la velocidad filtrante es:

$$V_f = k \cdot i$$

$$V_f = 0.32 \frac{m^3}{m^2 \frac{h}}{h}$$

Normalizando el coeficiente de permeabilidad a 20°C se tiene.

$$K_{20} = K_T \frac{\eta_T}{\eta_{20}}$$

Donde:

η_T = Viscosidad del agua a la temperatura del momento del ensayo

η_{20} = Viscosidad del agua a 20°C.

$$\eta_{20} = 0.001003 \frac{Kg}{cm \cdot s}$$

$$\eta_{17} = 0.001083 \frac{Kg}{cm \cdot s}$$

$$K_{20} = 0.003 \frac{cm}{seg}$$

Entonces como velocidad de filtración tenemos:

$$Vf = k_{20} \cdot i$$

$$Vf = 0.34 \frac{m^3}{\frac{m^2}{h}}$$

4.2.8.2.8. Formula empírica para determinar la permeabilidad .

- **Hazen (1892): Arenas uniformes con $D_{10}=0.1-3$ mm**

Este cálculo es a partir de la granulometría de la arena:

$$k = C * D_{10}^2$$

Donde:

K= permeabilidad en (cm/s)

C= constante experimental donde el ma usual es (116)

D_{10} = Diámetro efectivo en (cm).

$$K = 0.0065 \text{ cm/s}$$

Tomando en cuenta la variación de la temperatura, la formula puede variar de la siguiente manera:

$$k = C * (0.7 + 0.003 * t) * D_{10}^2$$

$$k = 0.004 \text{ cm/s}$$

Como se puede ver existe una gran aproximación a lo encontrado en laboratorio.

4.3. SELECCIÓN Y PROCESO DE DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO TIPO.

El diseño de un proyecto de tratamiento de agua consta principalmente en dos etapas básicas en su proceso; en la primera fase se busca:

- Precisar la capacidad del sistema de almacenamiento.
- Aprovechar la infraestructura de abasto existente
- Identificar la alternativa de tratamiento que se va a proyectar
- Plantear una guía operación y mantenimiento.

Que es la fase a la que este trabajo tiene como objetivo.

Los resultados obtenidos en esta primera fase pueden utilizarse como base para captar recursos, planear y organizar el proyecto. La segunda fase, se orienta a:

- Conceptualización y ejecución del diseño estructural.
- Definición de especificaciones técnicas tanto de materiales como de equipos utilizados en el diseño.

4.3.1. SELECCIÓN DEL TIPO DE PLANTA DE TRATAMIENTO.

Capítulos atrás se han desarrollado; las características, procesos de funcionamiento y eficiencias; tanto de la planta de tratamiento tipo FLA (Filtro Lento de Arena), como único proceso de desinfección, y también de la planta tipo FiME, (Filtro de Múltiples Etapas).

Para seleccionar la planta de tratamiento se enfocara principalmente en todo el estudio y análisis realizado de ambos tipos de plantas, y considerando un punto muy importante que son las características del afluente, mediante el respectivo análisis físico y microbiológico del agua cruda del afluente que se realizó al afluente, se procede a realizar la selección del tipo de planta de tratamiento más eficiente que cumpla con los parámetros establecidos.

Para esta selección se procederá a realizar un análisis entre la calidad del agua cruda y las eficiencias de los diferentes procesos de tratamiento como posible solución de abastecimiento de agua potable para comunidades rurales, estas dos variables están establecidas por la Norma Boliviana 689.

En la tabla 4.2 siguiente se muestra una síntesis de las alternativas de pretratamiento en función de las variaciones de calidad de la fuente para la instalación de una planta de tratamiento.

En la tabla 4.3 se muestran los criterios recomendados por la Norma Boliviana.

TABLA 4. 2: Criterios de selección de los procesos de tratamiento para zonas rurales- NB-689

Coliformes Termorresistentes (UFC/100 ml)	Turbiedad (UNT)	< 10	10 - 20	20 - 50	50 - 70 ⁽²⁾
	Color Real (UC)	< 20	20 - 30	30 - 40	30 - 40 ⁽²⁾
< 500		Sin FGA (B) ⁽³⁾	FGAC _(0,6) (M)	FGAC _(0,45) (A)	FGAS3 _(0,30) (A)
500 – 10 000		FGAC _(0,6) (M)	FGAC _(0,6) (M)	FGAC _(0,45) (A)	FGAS3 _(0,3) (A)
10 000 – 20 000 ⁽²⁾		FGAC _(0,6) (A)	FGAC _(0,45) (A)	FGAC _(0,45) (A)	FGAS3 _(0,3) (A)

FGA: Filtración Gruesa Ascendente

FGAC: Filtración Gruesa Ascendente en Capas

FGAS3: Filtración Gruesa en Serie de 3 etapas

⁽¹⁾ Todas las opciones de pretratamiento inclusive aquella sin FGA, incluye dentro de sus componentes de tratamiento, FGD_i con velocidad de filtración 2,0 m/h y FLA con velocidad 0,15 m/h. (El Subíndice del pretratamiento indica la velocidad de filtración recomendada en m/h).

⁽²⁾ Para valores superiores a 70 UNT; 20 000 UFC/100 ml o 40 UC, se recomienda realizar estudio en planta piloto.

⁽³⁾ Clasificación de fuentes según rango de calidad (concentraciones):
(B)Baja; (M) Media; (A) Alta

Según la tabla 4.3, lo recomendado sería solo optar por el Filtro lento de arena como único proceso de tratamiento, en la tabla 4.2 sugiere el filtro grueso dinámico con el filtro lento de arena. De acuerdo a lo planteado optaremos por realizar el análisis con las eficiencias de cada proceso.

TABLA 4. 4: Opción 1, para el tratamiento de agua potable para la comunidad de Coimata.

REMOCIÓN CON EL FILTRO LENTO DE ARENA					
AGUA CRUDA		EFICIENCIA	SEGÚN NB-512		EFLUENTE
Parámetro	Valor		Parámetro	Valor Máx.	
Turbiedad (UNT)	39	-	Turbiedad (UNT)	5	39
Color (UCV)	20	30%-90%	Color (UCV)	15	2
Solidos (mg/l)	89	-	Solidos (mg/l)	1000	89
Colif. Termoresistentes (NMP/100 ml)	6.35	90%-99%	Colif. Termoresistentes (NMP/100 ml)	< 2	0.65

En esta tabla se puede observar que según la eficiencia que ofrece el proceso de tratamiento tipo FLA (Filtro lento de Arena), como único proceso de potabilización, no cumple con los parámetros básicos establecidos por la Norma Boliviana NB-512.

Si bien tiene un porcentaje muy alto en la remoción bacteriológica, se necesitara complementar con un pretratamiento, que pueda remover los contaminantes físicos que presenta el agua cruda.

Entonces se optara por realizar el análisis recomendado por la NB-689.

TABLA 4. 5: Opción 2, para el tratamiento de agua potable para la comunidad de Coimata.

REMOCIÓN CON EL FILTRO GRUESO DINÁMICO					
AGUA CRUDA		EFICIENCIA	SEGÚN NB-512		EFLUENTE
Parámetro	Valor		Parámetro	Valor Máx.	
Turbiedad (UNT)	39	60%-98%	Turbiedad (UNT)	5	0.78
Color (UCV)	20	10% - 25%	Color (UCV)	15	15
Solidos (mg/l)	89	70% - 80%	Solidos (mg/l)	1000	17.8

Colif. Termoresistentes (NMP/100 ml)	6.35	50%	Colif. Termoresistentes (NMP/100 ml)	< 2	3.18
--------------------------------------	------	-----	--------------------------------------	-----	------

REMOCIÓN CON EL FILTRO LENTO DE ARENA					
AGUA CRUDA		EFICIENCIA	SEGÚN NB-512		EFLUENTE
Parámetro	Valor		Parámetro	Valor Máx	
Turbiedad (UNT)	0.78	-	Turbiedad (UNT)	5	0.78
Color (UCV)	15	30%-90%	Color (UCV)	15	1.5
Solidos (mg/l)	17.8	-	Solidos (mg/l)	1000	17.8
Colif. Termoresistentes (NMP/100 ml)	3.175	90%-99%	Colif. Termoresistentes (NMP/100 ml)	< 2	0.3175

En el caso de la opción 2 , se observa que funcionando en conjunto los procesos de Filtro Grueso Dinámico y Filtro Lento de Arena, los contaminantes que presenta el agua cruda o no tratada serian removidos, llegando a cumplir con los parámetros establecidos por la NB-512, para que este sea potable.

- COMPARACION DE AGUA TRATADA CON LOS PARAMETROS DE LA NB-512

	AGUA TRATADA	PARAMETROS NB-512
Parámetros		
Turbiedad (UNT)	0.78	5
Color (UCV)	1.5	15
Solidos (mg/l)	17.8	1000
Colif. Termoresistentes (NMP/100 ml)	0.32	< 2

De acuerdo a los resultados obtenidos, se realizara un cuadro comparativo de ambas opciones de planta de tratamiento:

CUADRO COMPARATIVO DE LAS DOS OPCIONES DE TRATAMIENTO
--

1. FILTRO LENTO DE ARENA (FLA)	VENTAJAS	DESVENTAJAS
	Proceso de tratamiento limpio, no crea una fuente de contaminación adicional para el medio ambiente	El filtro lento llega a colmatarse rápidamente con picos de turbiedad
	Alta eficiencia de remoción microbiológica (no requiere aditivos químicos)	Cambios bruscos en la entrada de agua pueden causar alteraciones en el funcionamiento normal del filtro.
	Fácil operación y mantenimiento (no requiere de ningún equipo especializado)	La eficiencia de este proceso de tratamiento disminuye para climas con temperaturas muy bajas, por lo que en época de invierno deben ser cubiertas.
	Sencillo diseño y bajo costo en los materiales, que se puede rebajar utilizando técnicas locales y personal de la comunidad	
2. FILTRO GRUESO DINÁMICO (FGDi) + LENTO DE ARENA (FLA)	VENTAJAS	DESVENTAJAS
	Alta eficiencia de remoción en sólidos suspendidos y remoción microbiológica (no requiere aditivos químicos)	Demanda mayor área de terreno para su implementación, por consecuencia mayor costo
	Largas carreras de filtración del agua	
	Fácil operación y mantenimiento (no requiere de ningún equipo especializado)	El descuido o funcionamiento discontinuo puede causar daños en la capa biológica del filtro lento de arena
	Sencillo diseño que permite el uso de técnicas locales y personal de la comunidad	
Proceso de tratamiento limpio, no crea una fuente de contaminación	La turbiedad elevada a los niveles esperados puede perjudicar el normal funcionamiento	

➤ **JUSTIFICACIÓN TÉCNICA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO SELECCIONADA.**

Tomando en cuenta que tras haber realizado el análisis entre los valores de los contaminantes que presenta el agua no tratada del Rio Coimata, con las eficiencias de los procesos de tratamiento propuestas en la Norma Boliviana, y las combinaciones recomendadas.

Se optara por diseñar la opción número 2 por las siguientes razones:

- El funcionamiento en conjunto de la filtración lenta en arena con el filtro grueso dinámico nos garantiza una planta de tratamiento capaz de remover los contaminantes del afluente, y que pueda proveer del líquido elemento que cumpla los parámetros establecidos en la NB-512.
- El filtro grueso dinámico con el filtro lento de arena se complementan muy bien, ya que la función principal de este primero es el de proteger a la siguiente unidad de los posibles picos de turbiedad y ante altas cargas de sólidos transportadas por la fuente durante unas pocas horas, causadas por las crecidas, además de tener una alta eficiencia en la remoción de solidos suspendidos del agua y la filtración en arena funciona o trabaja como un proceso de desinfección del por su alta eficiencia de remoción microbiológica y que por acción del pretratamiento no sufre de colmataciones en un corto tiempo.
- Se puede contar con carreras de filtración más largas que solo aplicando la filtración lenta como único proceso de tratamiento y se evita la constante supervisión de la planta, haciendo de esta forma que su mantenimiento sea más factible y no sea una carga más para la comunidad, además de lograr ser sostenible en el tiempo.

- Si bien el costo se incrementa por la adición de un pretratamiento como es el FGD_i (Filtro Grueso Dinámico), al tratamiento por FLA como único proceso, su costo se sigue considerando económico y efectivo tomando en cuenta que es mejor proteger a la planta de tratamiento que permitir su deterioro para después depender de complejas y costosas tecnologías para su operación y mantenimiento, o puedan ser reemplazadas por otro tipo de tecnologías más complejas y costosas.
- La operación y mantenimiento de esta planta de tratamiento en general no requiera de equipos especiales, ni de mano de obra calificada pudiendo ser los mismos beneficiarios los que realicen esta tarea, previa capacitación.

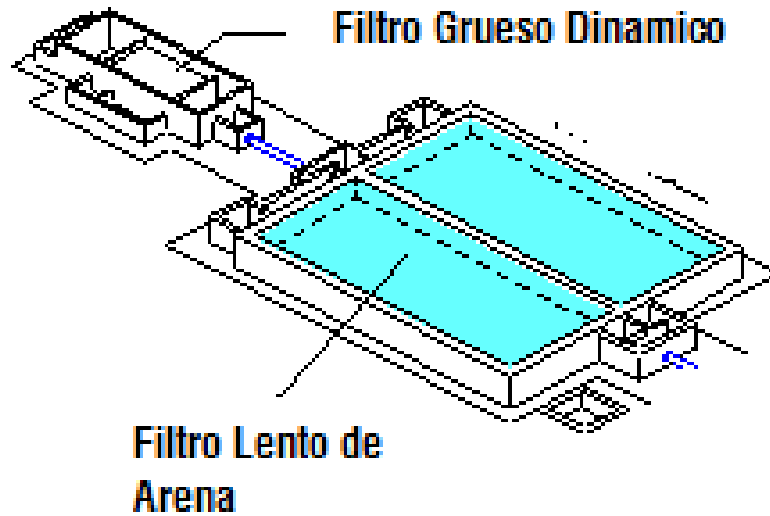
Es así que, con todo lo mencionado podemos ratificar la elección de una planta de tratamiento compuesto por un Filtro Grueso Dinámico (FGD_i) y Filtro Lento de Arena (FLA), ya que en el lugar donde se desea emplazar la planta de tratamiento, tiene ocasionales picos de turbiedad, provocadas por las precipitaciones que se presentan en la época lluviosa (Octubre- Abril), y solo algunas veces fuera de este periodo (Ver anexo B.3). Por lo que no sería necesario emplazar toda una planta tipo FiME con todos los componentes que esta representa,(FGD_i, FGA, FLA) sino más bien reducir costos y mantener la eficiencia de tratamiento de la planta potabilizadora, que es el objetivo que se busca en este trabajo.

4.3.2. DIMENSIONAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO SELECCIONADA.

Después de haber determinado todos los parámetros de diseño y haber seleccionado el tipo de planta de tratamiento, en esta sección se procederá a realizar el diseño hidráulico de la planta seleccionada.

Se diseñara primeramente el Filtro Grueso Dinámico, para luego proceder con el diseño del Filtro Lento de arena. Ver figura 4.5.

FIGURA 4. 5: Esquema de la planta de tratamiento seleccionada.



DISEÑO DEL FILTRO GRUESO DINÁMICO (FGDi)

DATOS:

Periodo de diseño	10 años
Caudal de diseño	4.56 Lts/seg

CÁLCULO DE AREA DEL FILTRO

A la hora de definir la rata o velocidad de filtración, diferente autores aconsejan el siguiente rango:

$$v_f = 1 - 5 \text{ m/h}$$

Velocidad de filtración

$$v_f = 3 \text{ m/h}$$

Entonces partiendo de la ecuación de continuidad:

$$Q = A \cdot V$$

Donde:

Q= Caudal (m³/día) = 393.98

A= área (m²)

V= velocidad (m/día) = 72

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

$$A = 5.47 \text{ m}^2$$

NÚMERO DE LAS UNIDADES DE FILTRACIÓN

El número mínimo corresponde a 2 unidades paralelas que permitan realizar la limpieza, mantenimiento o para que en caso de falla de uno de los filtros, no se interrumpa el tratamiento de agua.

$$Af = \frac{A}{N}$$

Donde:

Af= área de cada unidad de filtro

N= número de unidades

Cumple con la recomendación donde el área de filtración debe ser menor a 10m².

$$Af = 2.74 \text{ m}^2$$

FORMA DE LOS FILTROS

NOTA: Optamos por filtros de forma rectangular, por su fácil construcción y tomando en cuenta esto se realizó el siguiente proceso para determinar las dimensiones del filtro.

Se determina un factor de forma:

Relación 1 : 3

Entonces:

$$A = B \cdot b$$

$$B = 3b$$

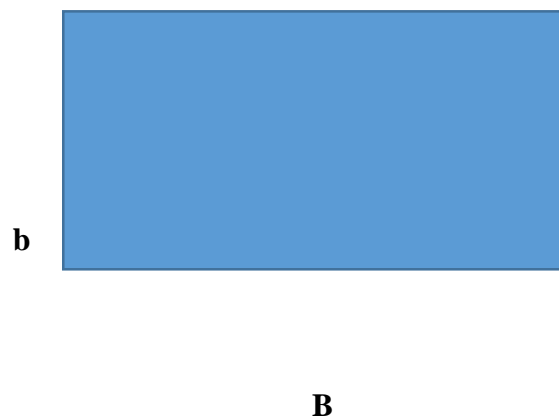
B=	2.50	m	b=	0.83	m
----	------	---	----	------	---

Por aspectos constructivos se adoptaran las siguientes dimensiones:

$$B = 3.00 \text{ m}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$A_f = 3.00 \text{ m}^2$$



Velocidad real de filtración

De la ecuación de continuidad:

$$V_r = \frac{Q}{A}$$

V _r =	65.66	m/día
------------------	-------	-------

Velocidad superficial de lavado del flujo durante el lavado superficial

$$V_s = \left(\frac{3.40 \cdot Q_l}{b} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde:

b= ancho del filtro (m)

Ql= caudal disponible para el lavado superficial. Se adopta a Ql=Qd.(m³/s)

Vs= velocidad superficial de lavado. (m/s)

$$V_s = 0.1979 \text{ m/s}$$

Los valores recomendados están en el rango de 0.15 - 0.30 m/s. La velocidad superficial depende del tipo de material predominante en el agua cruda.

ALTURA DEL FILTRO

Esta altura se calcula de la suma de las siguientes sub-alturas:



Borde Libre

Se aconseja un borde libre de:

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

Se asume:

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

Lecho filtrante

De acuerdo a la bibliografía estudiada recomienda una altura de lecho entre:

$$Hlf = 0.5 - 0.8 \text{ m.}$$

La capa de lecho filtrante estará conformada de la siguiente granulometría y tamaño:

Capa	Altura(m)	Diámetro (mm)
Superior	0.2	3-6
Intermedio	0.2	6-13
Inferior	0.2	13-25

$$Hlf = 0.6 \text{ m}$$

Altura de capa soporte

La capa soporte estará conformada de la siguiente manera:

Capa	Altura(mm)	Diámetro (mm)
1	50	25
2	50	30
3	50	35
4	150	40

$$H_{cs} = 0.3 \text{ m}$$

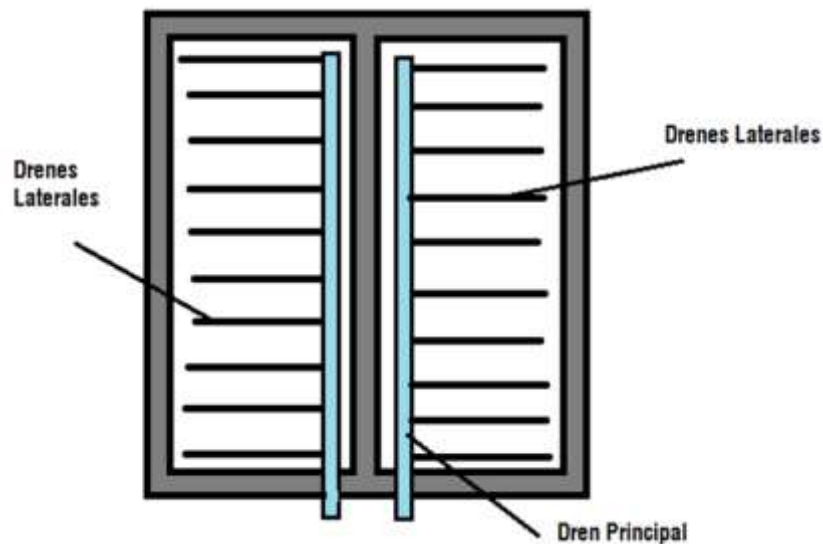
Entonces tenemos como altura total del filtro:

$$H_t = 1.1 \text{ m}$$

Se supone una pendiente de 1% en toda la superficie del filtro.

DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE

El drenaje estará conformado por tuberías, constara de un dren principal y drenes laterales o secundarios para cada unidad.



La figura anterior nos muestra el esquema de la disposición de tuberías para el FGD.

DISPOSICIÓN Y DISEÑO DE LOS DRENES DEL SISTEMA

Separación de laterales:

$$S_l = \frac{\text{Long Tub}}{16} \text{ o } 2.5m \text{ máx.}$$

Donde:

Sl= separación entre laterales (m)

$$Sl = 0.0625 \text{ m}$$

Long tub= 1.00

Se asume: 0.3 m

Separación entre lateral y muro:

$$S_{l-m} = \frac{\text{Long Tub}}{32} \text{ o } 1.25 \text{ máx.}$$

Sl-m=separación entre el muro y lateral(m)

$$Sl-m = 0.03125 \text{ m}$$

Se asume: 0.05 m

Número de laterales

$$B = 2 * S_{l-m} + (N - 1) * S_l$$

Donde:

B=ancho de la unidad de filtración (m)

Sl= separación entre laterales. (m)

Sl-m= separación entre lateral y muro (m)

N= número de laterales

Despejando de la formula N tenemos el número de laterales:

$$N = 11 \text{ laterales}$$

Longitud de cada lateral

$$L_l = b - S_{l-m}$$

$$L_l = 0.95 \text{ m}$$

Longitud total de la tubería lateral

$$L_{lt} = L_l * N$$

$$L_{lt} = 10.13 \text{ m}$$

DISEÑO DE LA TUBERÍA PRINCIPAL

Para el diseño de la tubería principal se tomaran las recomendaciones dadas por algunos autores, además de tomar las situaciones más desfavorables para el diseño. Es por esto que como velocidad máxima para el dren principal tomaremos un valor de 0.3m/s.

También contamos con el caudal con el cual trabajara el filtro, que será igual a:

$$Q_f = \frac{Q}{2}$$

$$Q_f = 2.28 \text{ l/s}$$

Velocidad máxima para el dren principal: 0.3 l/s

De la ecuación de continuidad tenemos:

$$Q = A \cdot V$$

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

Reemplazando y despejando se tiene:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_f}{\pi \cdot V_p}}$$

Qf= 0.00228 m³/s

D= 0.0984 m

D= 98.39 mm

D= 3.87 plg

Tomamos como diámetro comercial : 4 plg
0.1016 m

Se comprueba la velocidad con el diámetro asumido.

$$V_p = \frac{Q_f}{A}$$

Vp= 0.28 m/s

CONDICION: $V_p \leq 0.3 \text{ m/s}$

0.28 m/s $\leq 0.3 \text{ m/s}$ CUMPLE!

Longitud de la tubería principal

$$Lp = \frac{B - S_{l-m}}{2.95} \quad m$$

CÁLCULO DE PÉRDIDAS DE CARGA DE LOS DRENES

Pérdida de carga en el dren principal

Existe una infinidad de fórmulas para calcular las pérdidas de carga; en esta ocasión se optaran por las más utilizadas:

Fórmula de Darcy-Weisbach

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

f= Factor de fricción (adimensional)

g= aceleración de la gravedad (m/s²)

hf= pérdida de fricción (m)

D= diámetro (m)

L= longitud del tubo (m)

V= velocidad media (m/s)

Para el cálculo del factor de fricción (f), existen varias fórmulas de distintos autores dependiendo del flujo y del número de Reynolds que viene a ser el parámetro para poder distinguir en que régimen se encuentra el flujo.

Generalmente las tuberías trabajan con flujo turbulento y el parámetro para determinar el flujo es el N de Reynolds.

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

Donde:

V= velocidad media (m/s)

D= diámetro del conducto (m)

v= viscosidad cinemática del fluido (m²/s)

La viscosidad del agua depende de la temperatura a la cual se encuentre.

Según los datos brindados por el SENAMHI, y los recolectados en la zona en estudio, el agua del río de Coimata tiene una temperatura media de 17.5°C.

Para esta temperatura la viscosidad cinemática es la siguiente:

$$v = 1.10E-06 \text{ m}^2/\text{s}$$

Entonces tenemos como numero de Reynolds:

$$Re = 25168.48$$

Cuando los valores de $Re > 10.000$, este régimen es llamado turbulento.

Para el cálculo del factor de fricción de Darcy, existen fórmulas según el material del conducto y del tipo de flujo.

Por lo tanto se tiene:

Para tubos lisos en la zona de transición o turbulenta, según:

Fórmula de Blasius:

$$f = \frac{0.3164}{Re^{0.25}}$$

$$f = 0.0251$$

Fórmula de Nikuradse:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2. \text{Log.} \left(\frac{Re \cdot \sqrt{f}}{2.51} \right)$$

$$\text{Iterando } f = 0.0243$$

Se puede observar que ambos valores de f se asemejan tomaremos el promedio de ambos:

$$f = 0.0247$$

Siguiendo con la Fórmula de Darcy Weisbach mencionada anteriormente se tiene:

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$hf = 0.0029 \quad \text{m}$$

Fórmula de Hazen Williams

$$hf = \frac{10.643 \cdot Q^{1.85}}{C^{1.85} \cdot D^{4.87}} \cdot L$$

C= 140 Tubería PVC

(Ver anexo C.2.)

$$hf = 0.0030 \quad \text{m}$$

Fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} S_f^{\frac{1}{2}}$$

Se sabe que para tuberías:

$$S_f = \frac{hf}{L} \quad V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad R_h = \frac{D}{4}$$

Reemplazando y realizando operaciones se llegó a la siguiente formula:

$$hf = \left(\frac{4^{\frac{5}{3}} \cdot n \cdot L^{\frac{1}{2}} \cdot Q}{\pi \cdot D^{\frac{8}{3}}} \right)^2$$

$n = 0.01$ (coeficiente de rugosidad de Manning PVC está en un rango de 0.01-0.009) (Ver anexo C.3)

$$hf = 0.0031 \text{ m}$$

Resumen:

hf (cm)	Darcy	Hazen	Manning
	0.0029	0.0030	0.0031

Por lo tanto la pérdida de carga será igual al promedio:

$$hf = 0.3002 \text{ cm}$$

DISEÑO DE LA TUBERÍA LATERAL

Velocidad de la tubería lateral:

Tenemos que tomar la siguiente condición.

$$\frac{V_p}{V_s} \leq 0.15$$

Donde:

V_p = velocidad del dren principal (m/s)

V_s = velocidad del dren lateral o secundario (m/s)

$$V_s = 1.88 \text{ m/s}$$

Caudal de los drenes laterales:

Se determinara el caudal de cada dren lateral dividiendo el caudal de ingreso al filtro entre el número de laterales de cada unidad.

$$Q_f = 2.28 \text{ l/s}$$

$$N = 11$$

$$Q_l = \frac{Q_f}{N} = 0.214 \text{ l/s}$$

$$Q_l = 2.14 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

Entonces como el dren principal determinamos el diámetro con la siguiente fórmula despejada.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_l}{\pi \cdot V_s}}$$

$$D = 0.01205 \text{ m}$$

$$D = 12.05 \text{ mm}$$

$$D = 0.47 \text{ plg}$$

$$\text{Diámetro comercial adoptado} = 1/2" \quad 0.5 \text{ plg} \\ 0.0127 \text{ m}$$

Comprobando la velocidad:

$$V_s = \frac{Q_l}{A}$$

$$V_s = 1.69 \text{ m/s}$$

$$V_s \leq 1.88 \text{ m/s}$$

$$1.53 \leq 1.88$$

CUMPLE!

PÉRDIDA DE CARGA EN LAS TUBERÍAS LATERALES

Tomaremos la fórmula de Hazen Williams:

C= coeficiente de Hazen 140

PVC

$$hf = \frac{10.643 \cdot Q^{1.85}}{C^{1.85} \cdot D^{4.87}} \cdot L$$

$$hf = 0.30 \text{ m}$$

DISEÑO DE LOS ORIFICIOS

Según la bibliografía estudiada recomienda el siguiente rango para la separación de los orificios:

$$\text{Separacion entre orificios} = Sor = 0.10 - 0.5 \text{ m}$$

Se asumirá:

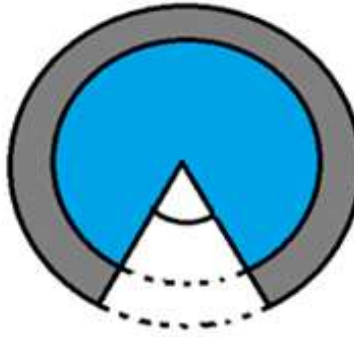
$$So = 0.2 \text{ m}$$

Disposición de los orificios:

Se aconseja que los orificios se dispongan en la parte inferior de la tubería.

La disposición de la tubería será: $Dpo = 1$

El siguiente dibujo muestra la disposición que se opto



Por lo tanto el número total de orificios en cada unidad será:

$$N_{orif} = \frac{L_{tl}}{S_o} \times Dp_o$$

$$N_{orif} = 5$$

DIÁMETROS DE LOS ORIFICIOS.

Según la bibliografía estudiada se recomienda diámetros en el siguiente rango:

$$D_o = 2mm - 20mm$$

En este caso para determinar el diámetro utilizaremos la ecuación de orificios:

$$Q_{orif} = Cd \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Donde:

Q_{orif} = caudal del orificio (m³/s)

Cd = coeficiente de descarga (0.6-0.8)

g = gravedad (m/s²)

$$Q_{orif} = \frac{Q_f}{N_{orif}}$$

h= altura de carga (m)

Qorif= 0.00048 l/s

A= área de cada orificio (m2)

4.80E-07 m3/s

Se obtiene:

h= 1.00

Cd= 0.62

$$A = \frac{Q_{orif}}{\sqrt{2 \cdot g \cdot h \cdot C_d}}$$

$$A = \frac{6.719E-08 \text{ m}^2}{0.0007 \text{ cm}^2}$$

Del área de la circunferencia:

$$D_{orif} = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}$$

Dorif= 0.03 cm
0.3 mm

Se asume:

$$D_{orif} = 3 \text{ mm}$$

Pérdida de carga en la tubería por los orificios

$$h_f = C * \frac{V^2}{2g}$$

El valor de C, se toma de tabla (Anexo C.4) tomando en cuenta que es de entrada a un tubo con filo.

$$C = 0.5$$

De la ecuación de continuidad se despeja la velocidad con la que se llega al orificio:

$$A = 7.065E-06 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q_{orif}}{A}$$

$$V = 0.067940552 \text{ m/s}$$

$$h_f = 0.00012 \text{ m}$$

$$0.0118 \text{ cm}$$

Se suma las pérdidas al lateral por los orificios:

$$Ll = 0.95 \quad h_{f_{l-o}} = N_{orif} * h_{for}$$

$$So = 0.2 \quad H_{f_{l-o}} = 0.06 \text{ cm}$$

$$N_{orf} = 5$$

Tenemos como perdida de carga total en el dren lateral :

$$H_{f_{lT}} = 0.36 \text{ m}$$

Pérdidas de carga en la grava

$$h_g = \frac{Q_f \cdot R^2}{823.7598 \cdot d^{1.67} \cdot L}$$

h_g = pérdida de carga en la grava (m)

d = diámetro de la grava (m)

Q_f = caudal de filtración (m³/s)

R = la mitad de distancia entre laterales

$$Q_f = 0.00228 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$R = 0.15 \text{ m}$$

GRAVA SUPERIOR

L (espesor de la capa)(m)=	0.2	hg1=	0.005	m
d (diámetro efectivo de la grava)(m)=	0.003		0.509	cm

GRAVA INTERMEDIA

L (espesor de la capa)(m)=	0.20	hg2=	0.002	m
d (diámetro efectivo de la grava)(m)=	0.006		0.15987265	cm

GRAVA INFERIOR

L (espesor de la capa)(m)=	0.20	hg3=	0.00044	m
d (diámetro efectivo de la grava)(m)=	0.013		0.0440	cm

PÉRDIDA DE CARGA TOTAL EN LA GRAVA

$$h_g = h_{g1} + h_{g2} + h_{g3}$$

$$hg = 0.7126 \text{ cm}$$

ESTRUCTURAS DE INGRESO AL FILTRO

Tubería de ingreso

Esta tubería actualmente ya existe en el sistema del río Coimata, se realizara el cálculo para comprobar que capta un caudal mayor o igual al necesario por la planta de filtración lenta.

$$Q_{\text{calculado}} \geq Q_d$$

Utilizando la ecuación de Bernoulli se tiene:

$$z_1 + \frac{\rho_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + \frac{\rho_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2 \cdot g} + hf$$

Se eliminan los dos primeros términos:

$$(z_1 - z_2) = \frac{\rho_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2.g} + hf$$

Se sabe que:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{\left(\frac{4 * Q}{\pi * D^2}\right)^2}{2g} \qquad hf = \frac{10.643. Q^{1.85}}{C^{1.85} . D^{4.87}} . L$$

Por lo tanto=

$$(z_1 - z_2) = \frac{\rho_2}{\gamma} + \frac{\left(\frac{4. Q}{\pi. D^2}\right)^2}{2. g} + \frac{10. 643. Q^{1.85}}{C^{1.85} . D^{4.87}} * L$$

Donde se asumirá una $\frac{\rho_2}{\gamma} = 1m.$

Necesaria para que pueda circular agua por las obras de ingreso, por lo tanto la única incógnita es el caudal.

Cota de inicio de tubería (z1)=	2140.64
Cota de fin de tubería (z2)=	2131.64
Longitud de la tubería (L)=	174.28
Coefficiente de Hacen (C)=	140
Diámetro de la tubería (D)=	0.0762

Iterando el caudal de la formula desarrolla se obtiene:

Qcalculado=	0.0177	m3/s
	17.7	l/s

Entonces:

$$17.7 \geq 4.58 \text{ l/s} \quad \text{Cumple!}$$

Vertedero de rebose a la entrada del Filtro

En este punto se optó por un vertedero de entrada en la cámara de filtración. Con la siguiente formula se determina la lámina sobre la cresta:

$$H = \left[\frac{Q_f}{C * b} \right]^{\frac{2}{3}}$$

Donde:

Qf= caudal de ingreso al filtro (m3/s)

b= longitud de la cresta del vertedero (m)

H= lámina de agua sobre la cresta (m)

C= coeficiente para vertedero de pared gruesa 1.84

$$H = \left[\frac{0.0177}{1.84 * b} \right]^{\frac{2}{3}}$$

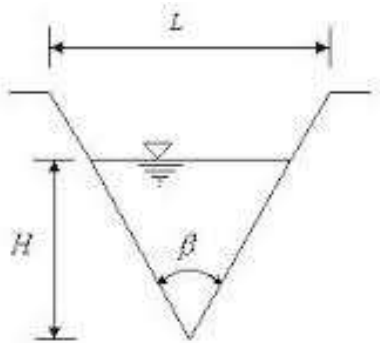
H=	0.0337	m
	3.3733	cm

Vertedero de aforo a la entrada.

Se optó por un vertedero triangular, ya que se considera uno de los elementos de aforo más representativos a la hora de medir caudales.

Cuando los caudales son pequeños es conveniente aforar usando vertederos en forma de V puesto que para pequeñas variaciones de caudal la variación en la lectura de la carga hidráulica H es más representativa.

La ecuación general del vertedero triangular es el siguiente:



$$Q = \frac{8}{15} \cdot Cd \cdot \sqrt{2g} \left(\tan \frac{\beta}{2} \right) \cdot H^{\frac{5}{2}}$$

Se opta por un Angulo de 90° y un coeficiente de descarga según Thomson cuando 0.05m < H < 0.25m , es de 0.593 entonces la formula se reduce a:

$$Q = 1.4 \times H^{\frac{5}{2}}$$

Dado que se cuenta con el caudal de entrada, entonces se podrá determinar la altura de carga H.

$$H = \begin{array}{ll} 0.0767 & \text{m} \\ 7.67 & \text{cm} \end{array}$$

Se debe tomar en cuenta la altura de 7.67 cm para garantizar que el caudal de diseño entra a la cámara de filtración.

Entrada a la cámara de filtración.

En este punto se optó por un vertedero de entrada en la cámara de filtración. Con la siguiente formula se determina la lámina sobre la cresta necesario para garantizar el paso del caudal de diseño:

$$H = \left[\frac{Qf}{C * b} \right]^{\frac{2}{3}}$$

Donde:

Q_f = caudal de ingreso al filtro (m³/s)

b = longitud de la cresta del vertedero (m)

H = lámina de agua sobre la cresta (m)

C = coeficiente para vertedero de pared gruesa 1.84

H = 0.0115 m
1.1537 cm

La altura del agua sobre el vertedero de entrada debe ser 1.15 cm para que ingrese el caudal requerido

COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA DE SALIDA.

Control de excedencias

En este punto también podemos prever un vertedero de rebose o una tubería que trabaje como orificio y cumpla con la misma función, para evitar daños en la cámara de filtración por posibles crecidas.

Entonces también tomaremos la ecuación del orificio para su diseño:

Donde:

Q = caudal (m³/s)

C_d = coeficiente de descarga (0.82 pared gruesa)

g = gravedad (m/s²)

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h}$$

h = altura de carga (m)

A = área de cada orificio (m²)

$$A = \frac{Q}{\sqrt{2 \cdot g \cdot h} \cdot C_d}$$

Entonces tenemos:

Δh = 0.10

C_d = 0.82

A = 0.0020 m²

19.851 cm²

Se tomara un orificio de rebose entonces tomando la sección de la circunferencia:

$$D_{orif} = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}$$

Dorif= 5.03 cm
50.3 mm

Se asume un diámetro comercial: 2.0 plg

Pérdida de carga por accesorios

$$h_f = K \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

ACCESORIO	k	hf (m)
Codos 90°	0.6	0.118
Tees	0.9	0.177
Reducciones	0.1	0.020
Valvula Mariposa	2.5	0.491
TOTAL		0.804

PÉRDIDA DE CARGA TOTAL EN TODO EL FILTRO GRUESO DINÁMICO

A continuación se sumaran todas las pérdidas de carga en el filtro, para obtener la perdida de carga final.

HT= 1.17 m
10% perdidas localizadas: HT= 1.29 m

DISEÑO DE LA PLANTA DE FILTRO LENTO (FLA)

DATOS:

Periodo de diseño	10 años
Caudal de diseño	4.56 Lts/seg

CÁLCULO DE AREA DE LOS FILTROS

A la hora de definir la rata o velocidad de filtración, diferente autores aconsejan el siguiente rango:

Caudal de filtración:

$$Q_f = 2 - 14 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$$

Velocidad de filtración:

$$v_f = 0.1 - 0.5 \text{ m/h}$$

En este caso según la prueba de permeámetro variable que realizamos en laboratorio, se obtuvo como resultado la siguiente velocidad de filtración para nuestro arena seleccionada:

$$v_f = 0.326 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

$$v_f = 7.814 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$$

Entonces partiendo de la ecuación de continuidad:

$$Q = A \cdot V$$

Donde:

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

Q= Caudal (m³/día) = 393.98

A= área (m²)

$$A = 50.42 \text{ m}^2$$

V= velocidad (m/día) = 7.814

Número de las unidades de filtración

Tomando en cuenta las recomendaciones de algunos autores. Se adopta el mínimo aceptable que es de 2 unidades, y de esta manera cumplir con lo que nos indica el CEPIS, el cual aconseja unidades no mayores a 50m² para que la limpieza del mismo se realice en menos de 24 hrs. De acuerdo a esto se tendrá para cada unidad un área de :

$$A_f = \frac{A}{N}$$

Donde:

A_f= área de cada unidad de filtro

$$A_f = 25.21 \text{ m}^2$$

N= número de unidades

Forma de los filtros

NOTA: Se opta por filtros de forma rectangular, por su fácil construcción y tomando en cuenta esto se realiza el siguiente proceso para determinar las dimensiones del filtro.

Se determina un factor de forma:

$$N = 2$$

$$K = \frac{2 \cdot N}{N + 1}$$

$$K = 1.33(\text{Factor de Forma})$$

Entonces:

$$B = \sqrt{K \cdot Af}$$
$$B = 5.80 \quad \text{m}$$
$$b = \sqrt{\frac{Af}{K}}$$
$$b = 4.35 \quad \text{m}$$

Por aspectos constructivos se adoptaran las siguientes dimensiones:

B=	5.80	m
b=	4.40	m
Af=	25.51	m ²

b

B

Velocidad real de filtración

De la ecuación de continuidad:

$$Vr = \frac{Q}{A}$$

$$Vr = 7.72 \quad \text{m/día}$$

ALTURA DEL FILTRO

Esta altura se calcula de la suma de las siguientes sub-alturas:



Borde Libre

Se aconseja un rango entre:

$$BL = 0.20 - 0.40m$$

Se asume:

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

Capa de agua sobredenante

Esta capa de agua tiene dos funciones principales:

- 1.-) Proporciona una carga de agua suficiente para hacer que el agua cruda circule a través el lecho filtrante
- 2.-) Origina un tiempo de retención de varios horas donde el agua puede asentarse y/o aglomerarse o ser sometida a cualquier otro proceso físico o bioquímico

NOTA: No debe considerarse en ningún momento como tanque de sedimentación

Esta altura oscila entre:

$$Ha = 0.8 - 1.5 \text{ m}$$

Se asume:

Ha= 1.2 m

Altura del lecho de arena

Tomando en cuenta las recomendaciones de diseño en los capítulos anteriores donde indica que:

0.3 – 0.4m Zona bacteriológica

0.4 -0.5m Zona de oxidación

0.5 m Garantiza la arena tras unos 5 años aprox.

Para hallar la altura del lecho filtrante, se parte de la siguiente formula:

$$Y = \frac{H_i - H_f}{R \times f(\text{raspado})}$$

Donde:

Y=años de operación antes de que sea necesario reconstruir el lecho de arena.

Hi= Profundidad inicial del lecho (cm)

Hf= Profundidad final del lecho antes de la reare nación (cm).

R= Remoción de arena por raspado (cm).

La altura mínima de funcionamiento es de 60cm y que la rearenacion se puede realizar en unos 5 años, obtenemos el siguiente resultado

Y=	5	Hi=Hlf=	100	cm
Hf=	60			
R=	2	Hlf=	1	m
f=	4			

Altura de capa soporte

Se toma en cuenta los criterios recomendados por Hiusman y Wood, se ha hecho un estudio de los diámetros y altura de las capas de grava para un rango de arena cuyos diámetros efectivos (d_{10}) varían entre 0.5 y 20 mm, que son los límites máximos empleados en un filtro lento.

Y el rango que se aconseja es de:

$$H_{cs} = 0.3 - 0.7m$$

En este caso se tomara:

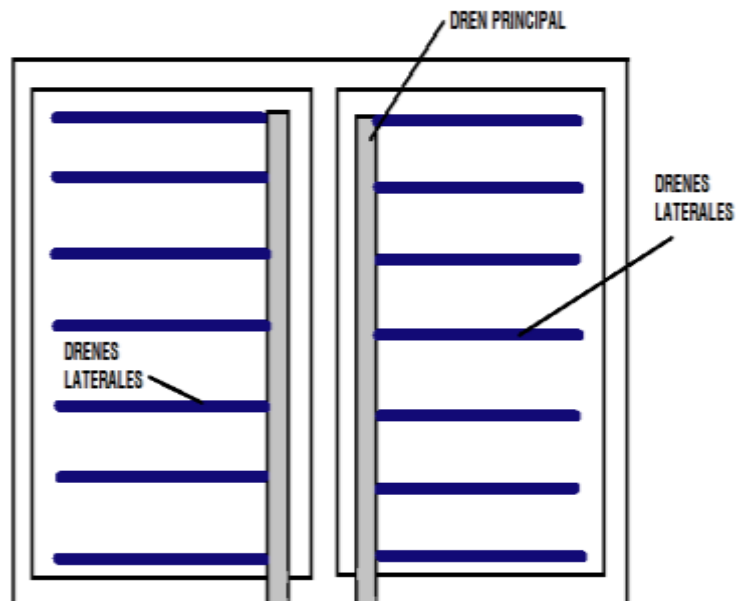
$$H_{cs} = 0.3 \text{ m}$$

Teniendo todos los resultados se tiene como altura total del filtro:

$$H_t = 2.8 \text{ m}$$

SISTEMA DE DRENAJE DEL FILTRO

El drenaje se realizara por medio de tuberías. La disposición o distribución de tuberías se realizara de la siguiente manera:



Se calculara para una unidad de filtración, que será el mismo para el otro por ser simétricas.

DISPOSICIÓN Y DISEÑO DE LOS DRENES DEL SISTEMA

Separación de laterales:

$$S_l = \frac{\text{Long Tub}}{16} \text{ o } 2.5 \text{ m máx.}$$

Donde:

Sl= separación entre laterales (m)

Sl= 0.275 m

Long tub= 4.40

Se asume: 0.5 m

Separación entre lateral y muro:

$$S_{l-m} = \frac{\text{Long Tub}}{32} \text{ o } 1.25 \text{ máx.}$$

Sl-m=separación entre el muro y lateral(m)

Sl-m= 0.1375 m

Se asume: 0.2 m

Número de laterales

Donde:

$$B = 2 * S_{l-m} + (N - 1) * S_l$$

B=ancho de la unidad de filtración (m)

Sl= separación entre laterales. (m)

Sl-m= separación entre lateral y muro (m)

N= número de laterales

Despejando de la formula N tenemos el número de laterales:

$$N = 12 \text{ laterales}$$

Longitud de cada lateral

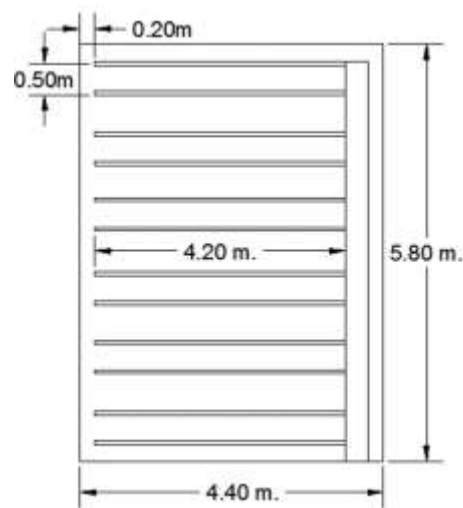
$$L_l = b - S_{l-m}$$

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

Longitud total de la tubería lateral

$$L_{lT} = L_l * N$$

$$L_{lT} = 49.54 \text{ m}$$



DISEÑO DE LA TUBERÍA PRINCIPAL

Al igual que en el filtro grueso para el diseño de la tubería principal se tomaran las recomendaciones dadas por algunos autores, además de tomar las situaciones más desfavorables para el diseño. Es por esto que como velocidad máxima para el dren principal tomaremos un valor de 0.3m/s.

También se cuenta con el caudal con el cual trabajara el filtro, que será igual a:

$$Q_f = \frac{Q}{2}$$

Qf= 2.28 l/s

Velocidad máxima para el dren principal: Vp= 0.3 l/s

De la ecuación de continuidad tenemos:

$$Q = A \cdot V$$

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

Reemplazando y despejando se tiene:

Qf= 0.00228 m³/s

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_f}{\pi \cdot V_p}}$$

D= 0.0984 m

D= 98.39 mm

D= 3.87 plg

Tomamos como diámetro comercial : 4 plg

0.1016

Comprobamos la velocidad con el diámetro asumido.

$$V_p = \frac{Q_f}{A}$$

$$V_p = 0.28 \text{ m/s}$$

$$\text{CONDICION: } V_p \leq 0.3 \text{ m/s}$$

$$0.28 \text{ m/s} \leq 0.3 \text{ m/s} \quad \text{OK!}$$

Longitud de la tubería principal

$$L_p = B - S_{l-m}$$

$$L_p = 5.60 \text{ m}$$

CÁLCULO DE PÉRDIDAS DE CARGA DE LOS DRENES

Pérdida de carga en el dren principal

Existe una infinidad de fórmulas para calcular las pérdidas de carga; en esta ocasión se optarán por las más utilizadas:

Fórmula de Darcy-Weisbach

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

f= Factor de fricción (adimensional)

g= aceleración de la gravedad (m/s²)

hf= pérdida de fricción (m)

D= diámetro (m)

L= longitud del tubo (m)

V= velocidad media (m/s)

Para el cálculo del factor de fricción (f), existen varias fórmulas de distintos autores dependiendo del flujo y del número de Reynolds que viene a ser el parámetro para poder distinguir en que régimen se encuentra el flujo.

Generalmente las tuberías trabajan con flujo turbulento y el parámetro para determinar el flujo es el N de Reynolds.

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

Donde:

V= velocidad media (m/s)

D= diámetro del conducto (m)

ν = viscosidad cinemática del fluido (m²/s)

La viscosidad del agua depende de la temperatura a la cual se encuentre.

Según los datos brindados por el SENAMHI, y los recolectados en la zona en estudio, el agua del río de Coimita tiene una temperatura media de 17.5°C.

Para esta temperatura la viscosidad cinemática es la siguiente:

$$\nu = 1.10E-06 \text{ m}^2/\text{s}$$

Entonces tenemos como número de Reynolds:

$$Re = 25988.36$$

Cuando los valores de $Re > 10.000$, este régimen es llamado turbulento.

Para el cálculo del factor de fricción de Darcy, existen fórmulas según el material del conducto y del tipo de flujo.

Por lo tanto se tiene:

Para tubos lisos en la zona de transición o turbulenta, según:

Fórmula de Blasius:

$$f = \frac{0.3164}{Re^{0.25}}$$

$$f = 0.0249$$

Fórmula de Nikuradse:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2. \text{Log.} \left(\frac{Re \cdot \sqrt{f}}{2.51} \right)$$

$$\text{Iterando } f = 0.0243$$

Se puede observar que ambos valores de f se asemejan se toma el promedio de ambos:

$$f = 0.0246$$

Siguiendo con la Formula de Darcy Weisbach mencionada anteriormente se tiene:

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$hf = 0.0055 \quad \text{m}$$

Fórmula de Hazen Williams

C= 140 (Tubería PVC)

(Ver anexo E.2)

$$hf = \frac{10.643 \cdot Q^{1.85}}{C^{1.85} \cdot D^{4.87}} \cdot L$$

$$hf = 0.0057 \quad \text{m}$$

Fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} S_f^{\frac{1}{2}}$$

Se sabe que para tuberías:

$$S_f = \frac{hf}{L} \quad V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad R_h = \frac{D}{4}$$

Reemplazando y realizando operaciones se llegó a la siguiente formula:

$$hf = \left(\frac{4^{\frac{5}{3}} \cdot n \cdot L^{\frac{1}{2}} \cdot Q}{\pi \cdot D^{\frac{8}{3}}} \right)^2$$

n= 0.01 (coeficiente de rugosidad de Manning PVC está en un rango de 0.01- 0.006)(Ver Anexo C.3)

$$hf = 0.0059 \quad \text{m}$$

Resumen:

hf (cm)	Darcy	Hazen	Manning
	0.0055	0.0057	0.0059

Por lo tanto la perdida de carga será igual al promedio:

$$hf = 0.5689 \text{ cm}$$

DISEÑO DE LA TUBERÍA LATERAL

Velocidad de la tubería lateral:

Tenemos que tomar la siguiente condición.

$$\frac{V_p}{V_s} \leq 0.15$$

Donde:

V_p = velocidad del dren principal (m/s)

V_s = velocidad del dren lateral o secundario (m/s)

$$V_s = 1.88 \text{ m/s}$$

Caudal de los drenes laterales:

Se determinara el caudal de cada dren lateral dividiendo el caudal de ingreso al filtro entre el número de laterales de cada unidad.

$$Q_f = 2.28 \text{ l/s}$$

$$N = 12$$

$$Q_l = \frac{Q_f}{N}$$

$$Q_l = 0.193 \text{ l/s}$$

$$Q_l = 1.93E-04 \text{ m}^3/\text{s}$$

(Caudal por cada lateral)

Entonces como el dren principal determinamos el diámetro con la siguiente formula despejada.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Ql}{\pi \cdot Vs}}$$

$$\begin{aligned} D &= 0.01145 \quad \text{m} \\ D &= 11.45 \quad \text{mm} \\ D &= 0.45 \quad \text{plg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diámetro comercial adoptado} &= 1/2" \quad 0.5 \quad \text{plg} \\ &= 0.0127 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Comprobando la velocidad:

$$\begin{aligned} Vs &= \frac{Ql}{A} \\ Vs &= 1.53 \quad \text{m/s} \end{aligned}$$

$$Vs \leq 1.88 \text{ m/s}$$

$$1.53 \leq 1.88 \quad \text{CUMPLE!}$$

PÉRDIDA DE CARGA EN LAS TUBERÍAS LATERALES

Se tomara la fórmula de Hazen Williams:

$$hf = \frac{10.643 \cdot Q^{1.85}}{C^{1.85} \cdot D^{4.87}} \cdot L$$

C= coeficiente de Hazen 140 PVC

(Ver Anexo C.2)

$$hf = 1.83 \text{ m}$$

Como se puede ver el diámetro de 1/2" cumple con la velocidad de la condición, pero genera mucha pérdida de carga, por lo que se adopta un diámetro comercial mayor.

Adoptaremos un diámetro comercial de: $3/4" = 0.01905 \text{ m}$.

$$hf = 0.15 \text{ m}$$

$$hf = 15.36 \text{ cm}$$

DISEÑO DE LOS ORIFICIOS

Según la bibliografía estudiada recomienda el siguiente rango:

$$\text{Separación entre orificios} = Sor = 0.10 - 0.5 \text{ m}$$

Se asume:

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

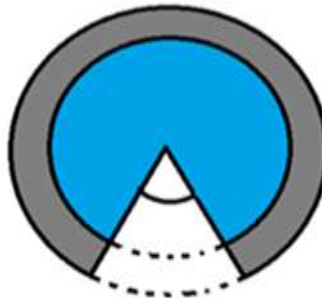
Disposición de los orificios:

Se aconseja que los orificios se dispongan en la parte inferior de la tubería.

La disposición de la tubería será:

$$Dpo = 1$$

El siguiente dibujo muestra la disposición adoptada.



Por lo tanto el número total de orificios en cada unidad de filtración será:

$$N_{orif} = \frac{L_{tl}}{S_o} \times D p_o$$

$$N_{orif} = 165$$

PÉRDIDA DE CARGA EN EL LECHO FILTRANTE

Pérdida de carga en el lecho filtrante de arena.

En el caso de los filtros de arena se debe tomar en cuenta que las partículas de arena no son esféricas, de diámetro uniforme ni están estratificados. En este caso se hará uso de la ecuación de Fair y Hatch para esta situación (Ec. 2.22)

$$h_o = f \frac{v}{g} L \frac{(1 - p_o)^2}{p_o^3} v \left(\frac{6}{D} \sum_{i=1}^i \frac{x_i}{d_i} \right)^2$$

Donde:

f= coeficiente de Kozeny cte y adimensional.

L= altura del lecho (cm)

g = gravedad (cm/s²)

v= viscosidad cinemática (cm²/s)

Po= porosidad

Ce= coeficiente de esfericidad

Vf= velocidad de filtración de una unidad (cm/s)

Xi= fracción en peso de material retenido, entre dos tamices consecutivos en un ensayo granulométrico.

di= diámetro promedio geométrico entre dos tamices.

TAMIZ	ABERTURA (mm)	RETENIDO (grs)	PESO RET (Fracción)
3/8"	9.520	0.00	0
Nº 4	4.750	0.00	0
Nº 8	2.380	5.50	0.006
Nº 16	1.190	6.00	0.006
Nº 30	0.590	49.50	0.051
Nº 50	0.297	403.0	0.416
Nº 100	0.149	415.5	0.429
Nº200	0.075	89.00	0.092
		968.50	

Procesando los resultados:

Tamices	di (cm)	xi	xi/di
3/8"-Nº4	0.7135	0	0
Nº4 - Nº8	0.3565	0.006	0.017
Nº8 - Nº16	0.1785	0.006	0.034
Nº16 - Nº30	0.089	0.051	0.573
Nº30 - Nº50	0.04435	0.416	9.380
Nº50 - Nº100	0.0223	0.429	19.238

N°100 - N°200	0.0112	0.092	8.214
			37.455

f=	5
L=	100 cm
g=	981 cm/s ²
v=	1.05E-02 cm ² /s
Po=	0.5399
Ce=	0.83
v=	0.0089 cm/s ²

hf= 4.70 cm

Pérdida de carga en el lecho de soporte

La pérdida de carga en el lecho de soporte es mínimo, en este caso se asumirán valores del diámetro de la capa soporte, y tomaremos el caso de granos no esféricos pero uniformes, para esta situación Fair y Hatch nos presenta la siguiente ecuación (Ec. 2.21):

$$h_o = f \frac{v}{g} L \frac{(1 - p_o)^2}{p_o^3} v \left(\frac{6}{D * C_e} \right)^2$$

D=	1 cm
Ce=	0.83
L	30 cm
Po=	0.4

hf= 0.001 cm

DIÁMETROS DE LOS ORIFICIOS.

Se cuenta con la pérdida de carga del lecho, y el sistema de drenaje podemos proceder al cálculo del diámetro de los orificios en las condiciones más desfavorables del filtro lento.

Según la bibliografía estudiada nos recomienda diámetros:

$$D_o = 2mm - 20mm$$

En este caso para determinar el diámetro utilizaremos la ecuación de orificios:

$$Q_{orif} = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Donde:

Q_{orif} = caudal del orificio (m³/s)

C_d = coeficiente de descarga (0.6-0.8)

g = gravedad (m/s²)

h = altura de carga (m)

A = área de cada orificio (m²)

Entonces tenemos:

$$Q_{orif} = \frac{Q_f}{N_{orif}}$$

Q_{orif} =	0.014	l/s
	1.38E-05	m ³ /s

h =	1.11
-------	------

C_d =	0.62
---------	------

$$A = \frac{Q_{orif}}{\sqrt{2 \cdot g \cdot h} \cdot C_d}$$

A =	1.837E-06	m ²
	0.0184	cm ²

Del área de la circunferencia:

$$D_{orif} = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}$$

D_{orif} =	0.15	cm
	1.5	mm

Se asume:

D_{orif} =	5	mm
--------------	---	----

Pérdida de carga en la tubería por los orificios

$$hf = C * \frac{V^2}{2g}$$

El valor de C, se toma de tabla (Anexo C.4), tomando en cuenta que es de entrada a un tubo con filo

$$C = 0.5$$

De la ecuación de continuidad se despeja la velocidad con la que se llega al orificio:

$$A = 1.96E-05 \text{ m}^2 \quad V = \frac{Q_{orif}}{A}$$

$$V = 0.703531056 \text{ m/s}$$

$$hf = 0.0126 \text{ m}$$
$$1.2614 \text{ cm}$$

Se suma las pérdidas al lateral por los orificios:

$$Ll = 4.20 \quad hf_{l-o} = Norif * hfor$$
$$So = 0.3 \quad Hfl-o = 17.66 \text{ cm}$$
$$Norf = 14$$

Tenemos como pérdida de carga total en el dren lateral :

$$HflT = 33.02 \text{ cm}$$

ESTRUCTURAS DE INGRESO AL FILTRO

Tubería de ingreso

Esta tubería es la que conduce el agua previamente tratada en el Filtro Grueso Dinámico, al Filtro Lento de Arena. Se determinara el diámetro de la tubería de conducción e ingreso.

Utilizando la ecuación de Bernoulli se tiene:

$$z_1 + \frac{\rho_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + \frac{\rho_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2 \cdot g} + hf$$

Se eliminan los dos primeros términos:

$$(z_1 - z_2) = \frac{\rho_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2 \cdot g} + hf$$

Se sabe que:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{\left(\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2}\right)^2}{2g} \qquad hf = \frac{10.643 \cdot Q^{1.85}}{C^{1.85} \cdot D^{4.87}} \cdot L$$

Por lo tanto=

$$(z_1 - z_2) = \frac{\rho_2}{\gamma} + \frac{\left(\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2}\right)^2}{2 \cdot g} + \frac{10.643 \cdot Q^{1.85}}{C^{1.85} \cdot D^{4.87}} * L$$

Donde se asumirá:

Esta condición es necesaria para que pueda circular agua por las obras de ingreso, por lo tanto la única incógnita es el diámetro de la tubería.

Cota de inicio de tubería (z1)=	2131.64
Cota de fin de tubería (z2)=	2130.54
Longitud de la tubería (L)=	2
Coefficiente de Hazen (C)=	140
Caudal del efluente de FGD _i =	0.00456

Iterando el caudal de la formula desarrollada se obtiene:

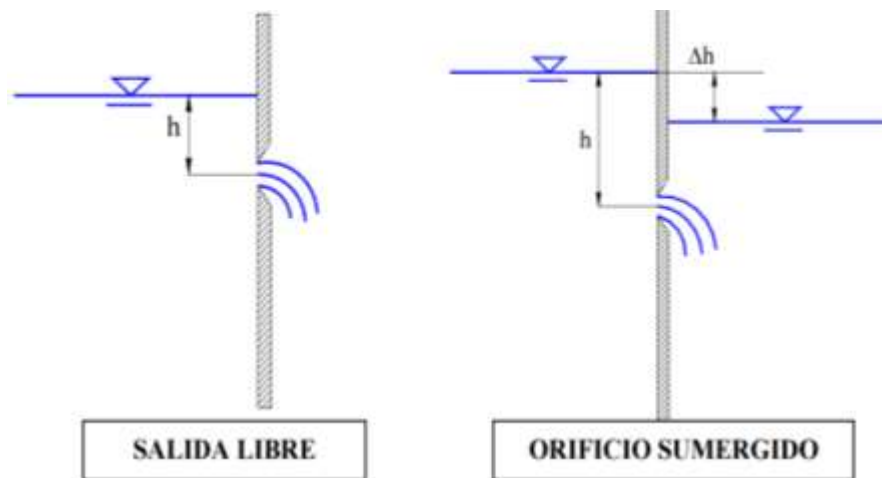
D=	0.0682	m
	6.82	cm
	2.69	pLg

Asumimos diámetro comercial: 3 plg

Pérdida de carga en la tubería de ingreso: 3cm

Entrada a la cámara de filtración.

Para calcular esta abertura o orificio tomaremos en cuenta los dos casos que puede pasar el orificio que en este caso un orificio libre y un orificio ahogado. La situación más desfavorable o critica en este caso es el orificio ahogado, por lo tanto adoptaremos la siguiente ecuación de orificio ahogado:



Donde:

Q= caudal (m³/s)

Cd= coeficiente de descarga (0.6-0.8)

$$Q = Cd \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h}$$

g= gravedad (m/s²)

h= altura de carga (m)

$$A = \frac{Q}{\sqrt{2 \cdot g \cdot h} \cdot Cd}$$

A= área de cada orificio (m²)

$$A = 0.0026 \text{ m}^2$$

Entonces tenemos:

$$26.2539 \text{ cm}^2$$

$$\Delta h = 0.10$$

$$C_d = 0.62$$

Se aconseja que la velocidad de llegada sea de 0.3 m/s, comprobaremos entonces con la ecuación de continuidad:

$$V = \frac{Q}{A} = 0.8684 \text{ m/s} \quad \text{NO CUMPLE!}$$

Entonces partiendo de la siguiente lógica de la ecuación de Bernoulli se obtiene:

$$V = \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h}$$

Reemplazando en la ecuación del orificio se tiene:

$$Q = C_d \cdot A \cdot V$$

Despejando la fórmula para encontrar el área a la velocidad deseada de 0.3 m/s:

$$A = \frac{Q}{C_d \cdot V}$$

A =	0.0123	m ²
	122.58	cm ²

Verificando la velocidad:

$$V = \frac{Q}{A} = 0.1860 \text{ m/s} \quad \text{CUMPLE!}$$

Tomaremos una sección rectangular, por lo tanto:

$$A = b \cdot h$$

$$b = 2h$$

Reemplazando en la primera fórmula tenemos:

$$A = 2 \cdot h^2$$

h=	0.08	m
	7.83	cm
b=	15.66	cm

Tomaremos unas medidas constructivas:

h=	0.080	m
b=	0.160	m

Nueva área:	0.013	m ²
-------------	-------	----------------

Se verifica la velocidad de entrada que sea menor o igual a 0.3 m/s:

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

V=	0.1781	m/s	CUMPLE!
----	--------	-----	---------

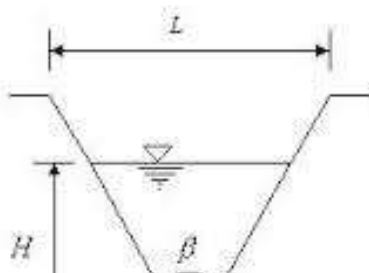
Vertedero de aforo a la entrada.

Se optó por un vertedero triangular, ya que se considera uno de los elementos de aforo más representativos a la hora de medir caudales.

Cuando los caudales son pequeños es conveniente aforar usando vertederos en forma de V puesto que para pequeñas variaciones de caudal la variación en la lectura de la carga hidráulica H es más representativa.

La ecuación general del vertedero triangular es el siguiente:

$$Q = \frac{8}{15} \cdot Cd \cdot \sqrt{2g} \left(\tan \frac{\beta}{2} \right) \cdot H^{\frac{5}{2}}$$



Se opta por un ángulo de 90° y un coeficiente de descarga según Thomson cuando $0.05\text{m} < H < 0.25\text{m}$, es de 0.593 , entonces la formula se reduce a:

$$Q = 1.4 \times H^{\frac{5}{2}}$$

Dado que contamos con el caudal de entrada, entonces podemos determinar la altura de carga H.

$$H = \begin{array}{ll} 0.0767 & \text{m} \\ 7.67 & \text{cm} \end{array}$$

Rebalse de excedentes

En este punto optaremos por un vertedero de excedentes. Con la siguiente formula determinaremos la lámina sobre la cresta:

$$H = \left[\frac{Qf}{C * b} \right]^{\frac{2}{3}}$$

Donde:

Qf= caudal de ingreso al filtro (m³/s)

b= longitud de la cresta del vertedero (m)

H= lámina de agua sobre la cresta (m)

C= coeficiente para vertedero de pared gruesa

1.50

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

$$H = 0.0614 \text{ m}$$
$$6.1361 \text{ cm}$$

COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA DE SALIDA.

Tubería de vaciado de capa de agua sobredranante.

Se instalara un orificio con compuerta para poder evacuar todo el agua que está por encima del lecho filtrante la particularidad de este orificio es que no traba con una carga de agua constante, ya que a medida que se evacue el agua la carga ira disminuyendo. (caso de raspados)

Calculando el volumen de agua en el tanque:

$$h = 1.2$$

$$A_f = 25.51$$

$$Vol_{m\acute{a}x} = h_a \cdot x A_f$$

$$Vol_{m\acute{a}x} = 30.61 \text{ m}^3$$

Para determinar el área del orificio de descarga, se tomara en cuenta la siguiente ecuación para el tiempo de evacuación de un orificio:

$$t = \frac{2 \cdot A_f \cdot \sqrt{H}}{A_o \cdot \sqrt{2g}}$$

Donde:

t= tiempo de evacuación del tanque (seg)

Af= área del filtro (m²)

Ao= área del orificio de salida (m²)

g= gravedad

H= altura de carga máxima (m)

Contamos con todas las variables, y nos asumimos un tiempo deseado t, por lo tanto determinaremos la incógnita que es el área necesaria del orificio:

$$A_o = \frac{2 \cdot A_f \cdot \sqrt{h}}{t \cdot \sqrt{2g}}$$

t(min)= 20

t(seg)= 1200

Ao= 0.0105 m²
105.15 cm²

Se determinara el diámetro de la tubería, mediante la siguiente formula:

$$D_{orif} = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}$$

D= 0.116 m
11.57 cm
4.56

Se adopta un diámetro de:

6 plg

Control de excedencias

En este punto también se preverá de un vertedero de rebose o una tubería que trabaje como orificio y cumpla con la misma función, para evitar daños en la cámara de filtración por posibles crecidas.

Entonces también se determina mediante la ecuación del orificio para su diseño:

$$Q = Cd \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h}$$

Donde:

Q= caudal (m³/s)

Cd= coeficiente de descarga (0.82 pared gruesa)

g= gravedad (m/s²)

$$A = \frac{Q}{\sqrt{2 \cdot g \cdot h} \cdot Cd}$$

h= altura de carga (m)

A= área de cada orificio (m²)

Entonces se tiene:

$\Delta h =$	0.10	$A =$	0.0020	m ²
$C_d =$	0.82		19.851	cm ²

Se optara por un orificio de rebose entonces tomando la sección de la circunferencia:

$$D_{orif} = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}$$

$D_{orif} =$	5.03	cm
	50.3	mm

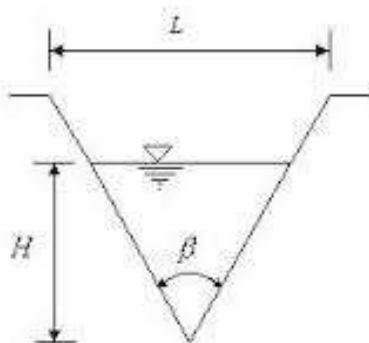
Se asumes un diámetro comercial:

2.0	plg
-----	-----

Vertedero de control a la salida.

Al igual que en el vertedero de la entrada se optó por un vertedero triangular, ya que se considera uno de los elementos de aforo más representativos a la hora de medir caudales. Cuando los caudales son pequeños es conveniente aforar usando vertederos en forma de V puesto que para pequeñas variaciones de caudal la variación en la lectura de la carga hidráulica H es más representativa.

La ecuación general del vertedero triangular es el siguiente:



$$Q = \frac{8}{15} \cdot C_d \cdot \sqrt{2g} \left(\tan \frac{\beta}{2} \right) \cdot H^{\frac{5}{2}}$$

Se opta por un ángulo de 90° y un coeficiente de descarga según Thomson cuando $0.05m < H < 0.25m$, es de 0.593, entonces la fórmula se reduce a:

$$Q = 1.4 \times H^{\frac{5}{2}}$$

Dado que se cuenta con el caudal de entrada, entonces se determinará la altura de carga H.

$$H = 0.0767 \text{ m}$$

$$7.67 \text{ cm}$$

Perdida de carga por accesorios

$$h_f = K \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

ACCESORIO	k	hf (m)
Codos 90°	0.4	0.07848
Tees	0.9	0.17658
Reducciones	0.3	0.05886
Válvula Mariposa	2.5	0.981
TOTAL		1.29492

PERDIDA DE CARGA TOTAL EN TODO EL FILTRO LENTO DE ARENA

A continuación se sumarán todas las pérdidas de carga en el filtro, para obtener la pérdida de carga final.

10% pérdidas localizadas:

$$HT = 1.68 \text{ m}$$

$$HT = 1.85 \text{ m}$$

CONCLUSIONES.

- Al ver la necesidad de una planta de tratamiento para la comunidad de Coimata, que garantice el consumo de agua potable a los pobladores. Se planteó una alternativa apta para la zona y que cumple con los requerimientos de la comunidad, y de esta manera también cumplir con los parámetros establecidos por la Norma Boliviana para agua potable, estas unidades de tratamiento propuestas son de fácil operación y mantenimiento, aspecto que garantiza que un miembro de la comunidad se pueda convertir en el operador del sistema. Además también se espera que con el material trabajado, se ayude a brindar la información necesaria para la operación y mantenimiento (Anexo E), de la planta de tratamiento, de cumplir con lo indicado de manera satisfactoria y con un adecuado sistema de mantenimiento, regular y oportuno se puede garantizar la calidad de agua a la salida de la planta potabilizadora, sin la necesidad de ningún químico además de que este pueda ser sostenible en el tiempo.
- Con el presente trabajo, después de dimensionar las unidades de la planta de tratamiento queda demostrada la posibilidad de desarrollar diseños de Plantas tipos para la potabilización del agua, donde se conjuguen espacios mínimos con elevadas eficiencias en el tratamiento.

- La turbiedad y la contaminación bacteriológica del agua son los principales parámetros para la caracterización del agua superficial en las áreas rurales. Cuando el tratamiento se combina con un pre filtro, (Filtro Grueso Dinámico) el objetivo específico de estas unidades es reducir la turbiedad, mientras que con el del filtro lento es reducir la contaminación bacteriológica también. En fuentes superficiales es muy difícil que solo un filtro lento pueda cumplir con ambos objetivos, ya que una fuente superficial siempre esta propensa a sufrir de crecidas ocasionalmente y debido a estos eventos se pueden llegar a colmatar rápidamente y detener el buen funcionamiento del proceso FLA. Además que por motivos de seguridad y con el análisis de los datos climatológicos recabados de SENAMHI (Anexo B), se llegó a la conclusión de que se pueden presentar posibles crecidas que puedan colmatar y dejar sin servicio al tratamiento tipo FLA como única opción. Por este motivo es que se optó una planta de tratamiento donde trabajen en conjunto ambos procesos. Las eficiencias de las unidades de tratamiento empleadas, son suficientes para tratar aguas superficiales de baja calidad y conferirles aquellas propiedades que han perdido y que se requieren para considerarlas como agua potable. Por todo lo expuesto, es justo tener en cuenta a la Filtración Lenta también como un proceso de remoción de microorganismos equivalente a la desinfección. Un adecuado mantenimiento de la planta de tratamiento implica una limpieza periódica de cada una de las unidades, como se indica detalladamente en Anexo E.
- La obra de toma actual del sistema no tiene la necesidad de ser rediseñada, ya que se encuentra cumpliendo su función a la perfección, lo más importante es que esta estratégicamente ubicado en un lugar lo bastante alto, que logra brindar al sistema que funcione absolutamente por gravedad. Es una obra de toma tipo muro derivador que cuenta con una rejilla que no permite el paso libre a todo el material de arrastre, evitando también perjudicar grandemente las tuberías y la función de la planta de tratamiento. Además al tratarse de un muro derivador posee la ventaja que puede ser modificado en caso que en un futuro se requiera captar más caudal. Al tener un diseño sencillo cuenta con los elementos básicos de seguridad, operación y mantenimiento.

- Se encontró la velocidad de filtración para el filtro lento de arena mediante ensayos de laboratorio constatando que toma valores dentro de lo recomendado por la bibliografía. Al aumentar la velocidad de filtración se puede incidir negativamente en el proceso de desinfección que lleva a cabo el FLA. Debido a que se disminuye el tiempo de acción de la población microbiana beneficiosa del schmutzdecke, sobre la población microbiana patógena del agua cruda.
- Se pudo constatar que la característica de la arena seleccionada cumple con los parámetros indicados en la bibliografía estudiada y la recomendación de la norma, considerando que este es un punto a favor al proyecto reduciendo costos de provisión de arena de otras zonas, u otro departamento.
- Los datos de los análisis de las características del agua cruda del rio Coimata fueron tomados en las dos épocas clave para tener resultados representativos de los mismos. Se puede notar que el agua en determinado tiempo cambia debido a las condiciones climatológicas y las estaciones del año, se llegó a la conclusión que es esta zona que no sufre con picos altos de turbiedad, y la época más crítica es aproximadamente de Noviembre a Abril, es en esta época que se presentan precipitaciones que elevan la turbiedad del afluente, mientras que en lo que resta del año la turbiedad es muy baja, y en este tiempo la planta tiene como objetivo eliminación de microorganismos presentes en el agua.
- Se realizó el dibujo del perfil hidráulico de la planta de tratamiento confirmando de esta manera, que esta trabajara totalmente por gravedad, esto se suma como una gran ventaja ya que reduce costos considerables en la planta de tratamiento. (Ver Anexo D).
- Para seguridad y mantenimiento de la planta se optó en realizar un By-pass en las unidades. (Ver Anexo G.)

- Una vez finalizado la etapa de estudio investigación, análisis y diseño, con el objetivo de contar con un costo aproximado que permitirá llevar adelante la ejecución del mismo, se ha realizado el análisis de precios unitarios, se llega a contar con un presupuesto general de la obra (Ver Anexo F), arrojándonos un resultado de un precio que se puede decir accesible para la comunidad.
- Se logró cumplir con el objetivo principal del trabajo, que fue el de diseñar una planta de tratamiento adecuada a la comunidad que sea de bajo costo, eficiente y sostenible en el tiempo.

RECOMENDACIONES

- ✓ Como recomendación se puede decir que el sistema de tratamiento debe estar continuamente monitoreado, para que de esta forma se pueda garantizar que el caudal que ingresa a la planta no sobrepase el caudal de diseño, para lo cual la planta debe contar con accesorios de control en cada una de las unidades.
- ✓ No se debe pasar por alto el control de la calidad física del agua de afluente, especialmente en lo referente a la turbiedad, ya que como se indicó, esta es la característica física del agua que puede resultar más perjudicial para el funcionamiento adecuado de los filtros, especialmente de los filtros lentos de arena, ya que si la turbiedad resulta muy alta, se puede ocasionar un taponamiento u obstrucción del lecho filtrante.
- ✓ Se recomienda en aquellos casos en que el área disponible no permita adoptar la disposición en planta recomendada en el presente trabajo, se ajuste a una nueva, pero sin que ello signifique prescindir de alguna de las unidades obtenidas.
- ✓ Es importante contar con programas de protección del sistema, entre ellos, programa de seguridad del agua, programa de protección y reforestación de fuentes. Para los cuales es necesario contar con el apoyo de instituciones académicas, gubernamentales u ONG, que posean el conocimiento y la capacidad de transmitirlo.

- ✓ Un criterio ingenieril es necesario para determinar si una planta de filtración lenta con arena necesita incorporar unidades auxiliares al proceso de filtración. Si el pretratamiento es necesario, al añadir sedimentación u otros procesos de pretratamiento extenderá los casos en los que se podrá usar filtración lenta con arena.

- ✓ Se puede considerar aumentar la dotación diaria, para el cálculo del caudal de diseño a uno mayor del que se asumió en el presente trabajo de acuerdo a los parámetros recomendados por la Norma Boliviana 689 y la situación actual, teniendo en cuenta que la comunidad de Coimata es un lugar turístico y está ubicado muy próximo a la ciudad de Tarija, por lo que la tasa de crecimiento anual de la comunidad y del departamento en general crece aceleradamente. Además de concientizar a los pobladores y consumidores de un uso adecuado del agua para evitar derroches y fugas innecesarias, dado que se está pasando por un época crítica en lo respecta al tema del agua.

- ✓ Para garantizar el consumo del agua tratada por la planta seleccionada y diseñada en este trabajo para la comunidad de Coimata, se recomienda realizar la respectiva cloración a la salida o entrada del tanque de almacenamiento, para eliminar los contaminantes que pudiesen haberse introducido en la aducción de la planta de tratamiento hasta el usuario.

- ✓ El diseño estructural de cada una de las unidades constituidas de la planta de tratamiento seleccionada se recomienda ser realizada con ferro cemento debido a la versatilidad y economía que este material nos presenta.