

UTMACH

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO PARA EL SITIO SAN ANTONIO POR EL
MÉTODO DE FILTRACIONES EN MÚLTIPLES ETAPAS

TRABAJO PRÁCTICO DEL EXAMEN COMPLEXIVO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

BUSTAMANTE CURIPOMA EDUARDO LEONIDAS

MACHALA|EL ORO

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

Yo, BUSTAMANTE CURIPOMA EDUARDO LEONIDAS, con C.I. 0705029585, estudiante de la carrera de INGENIERÍA CIVIL de la UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA, en calidad de Autor del siguiente trabajo de titulación DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO PARA EL SITIO SAN ANTONIO POR EL MÉTODO DE FILTRACIONES EN MÚLTIPLES ETAPAS

- Declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional. En consecuencia, asumo la responsabilidad de la originalidad del mismo y el cuidado al remitirme a las fuentes bibliográficas respectivas para fundamentar el contenido expuesto, asumiendo la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera EXCLUSIVA.

- Cedo a la UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA de forma NO EXCLUSIVA con referencia a la obra en formato digital los derechos de:
 - a. Incorporar la mencionada obra al repositorio digital institucional para su democratización a nivel mundial, respetando lo establecido por la Licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional (CC BY-NC-SA 4.0), la Ley de Propiedad Intelectual del Estado Ecuatoriano y el Reglamento Institucional.

 - b. Adecuarla a cualquier formato o tecnología de uso en internet, así como incorporar cualquier sistema de seguridad para documentos electrónicos, correspondiéndome como Autor(a) la responsabilidad de velar por dichas adaptaciones con la finalidad de que no se desnaturalice el contenido o sentido de la misma.

Machala, 20 de noviembre de 2015

Eduardo Bustamante

BUSTAMANTE CURIPOMA EDUARDO LEONIDAS
C.I. 0705029585

**DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO PARA EL SITIO SAN ANTONIO POR
EL MÉTODO DE FILTRACIONES EN MÚLTIPLES ETAPAS**

Eduardo Bustamante

EDUARDO BUSTAMANTE CURIPOMA
C.I. 0705029585
eduardo_87_bustamante@outlook.com

Fredy Aguirre

ING. FREDY AGUIRRE MORALES MG. SC.
C.I. 0701788283
faguirre@utmachala.edu.ec

MACHALA-NOVIEMBRE-2015

“DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO PARA EL SITIO SAN ANTONIO POR EL MÉTODO DE FILTRACIONES EN MÚLTIPLES ETAPAS”

RESUMEN

El objetivo general de este trabajo se enfoca en diseñar una planta de tratamiento de agua potable para el sitio San Antonio a través del Método de la Filtración en Múltiples Etapas que consiste en un Filtro Grueso Dinámico (FGDi), Filtro Lento de Arena (FLA) y La Desinfección para dotar de agua potable a los habitantes del sitio y de esta manera mejorar su calidad de vida. La guía con la cual se trabaja es la de diseño para sistemas de tratamiento de Filtración en Múltiples Etapas, con los parámetros de la turbiedad del agua y los coliformes fecales nos indica que los métodos que vamos a utilizar son las de Filtración Gruesa Dinámica (FGDi), Filtración Lenta de Arena (FLA) y Desinfección. La Filtración Gruesa dinámica son capas las cuales contiene la primera en la superficie que es de una capa delgada de grava fina, la siguiente capa es una grava más gruesa y por último un sistema de drenaje en el fondo la cual permite que solo pase las partículas pequeñas y así protegemos la unidades del tratamiento siguiente. Filtro lento de arena se trata de un tanque donde existe un lecho de arena fina sobre una capa de arena gruesa la cual a su vez hay unas tuberías perforadas que recolectan el agua filtrada. Por último la Desinfección que para el proyecto se va a utilizar la cloración que no es más que la desinfección del agua utilizando el hipoclorito de calcio con la que se disuelve las bacterias patógenas y después los coliformes, de esta manera tener un agua óptima para consumo de los habitantes del sitio.

PALABRAS CLAVES:

FILTRACIÓN, CLORACIÓN, LECHO DE ARENA, BACTERIAS PATÓGENAS, COLIFORMES

SUMMARY

The overall objective of this work focuses on designing a treatment plant for drinking water for San Antonio site through the method of multi-stage filtration which consists of a coarse filter Dynamic (FGDi), slow sand filter (FLA) and disinfection to provide drinking water to the inhabitants of the site and thus improve their quality of life. The guide with which you work is to design treatment systems multi-stage filtration, with the parameter of water turbidity and fecal coliforms indicates that the methods we will use are the Filtration Coarse Dynamics (FGDi) Slow Sand Filtration (FLA) and disinfection. Coarse filtration dynamics are layers which contain the first surface is a thin layer of fine gravel, the next layer is a thicker gravel and finally a drainage system at the bottom which allows only the particles pass small and thus protect the units following treatment. Slow sand filter is a tank where there is a bed of fine sand over a layer of coarse sand which in turn there are perforated pipes that collect the filtered water. Finally Disinfection for the project that will use chlorination is only the disinfection of water using calcium hypochlorite with which pathogenic coliforms and then, so you have optimal drinking water dissolves bacteria of the inhabitants of the site.

KEYWORDS:

FILTRATION, CHLORINATION, SAND BED, PATHOGENIC BACTERIA, COLIFORM

INTRODUCCIÓN.

“Las fuentes de agua superficial son eje de desarrollo de los seres humanos que permiten el abastecimiento para las diferentes actividades socioeconómicas llevadas a cabo en los asentamientos poblacionales” ⁽¹⁾.

Se llama agua potable al agua dulce que se puede consumir sin que cause ningún problema en la salud de los seres humanos, ya que antes que llegue a las domicilios tienes que estar libre de virus y bacterias.

“La turbidez tiene una gran importancia sanitaria, ya que refleja una aproximación del contenido de materias coloidales, minerales u orgánicas, por lo que puede ser indicio de contaminación” ⁽²⁾.

Como lo respalda Montoya “et al” ⁽³⁾, La Agencia de Protección del Medio Ambiente de Estados Unidos en el año de 1998 indica que una vez que el agua pase a través de las unidades de clarificación el valor de la turbiedad tiene que ser menor a 2 Unidades Nefelométrica de Turbiedad (UNT) y de esta manera disminuir la carga de partículas que llegan al filtro lento y así optimizar su operación. La American Water Works Association en el año 2001 indica que el valor promedio de la turbiedad una vez que pase el pretratamiento debe estar en un rango de 1 a 5 UNT para que en el filtro lento ya disminuya a un valor aceptable para que en la desinfección sea excelente.

En Colombia según la Resolución 2115 del Ministerio de la Protección Social y Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial que se desarrolló en el año 2007 indican que el valor máximo promedio de turbiedad es de 2 UNT y La Unión Europea establece que el valor es de 1 UNT. Aunque la Organización Mundial de la Salud no indica un valor exacto de la turbiedad, pero para que exista una excelente desinfección después que pase los filtros respectivos el valor debe ser menor de 0.1 UNT ⁽³⁾.

Como lo dice González ⁽⁴⁾, Una de las alternativas en la ciudad de México para el tratamiento por abastecimiento de una fuente de agua superficial que tengan problemas con turbiedad y coliformes fecales, es la tecnología llamada Filtración en Múltiples Etapas (FIME).

Consiste en la combinación del Filtro Grueso Dinámico como pretratamiento, Filtro Lento en Arena como tratamiento principal y por último la desinfección. Este método antes indicado se diseñara por su bajo costo, muy eficiente, sencillo y fácil de operar ⁽⁴⁾.

De acuerdo a Serrano “et al” ⁽⁵⁾, el FGD_i es el acondicionador del agua cruda porque es la primera etapa como pretratamiento de la planta, en general muestra que es un módulo que trabaja a flujo descendente donde la unidad es empacada con lechos de gravas con tamaños variables dependiendo su rango como es grava gruesa en el fondo y más fina en la superficie, separada por mayas para que, cuando la planta esté en funcionamiento no se mezclen las capas y de esta manera realizar el mantenimiento sin ningún problema en el lecho filtrante.

Galvis ⁽⁶⁾ indica que el FGD_i son tanques con una capa de grava fina en la superficie con un diámetro variado de 6 mm a 13 mm y una grava más gruesa de 13 mm a 25 mm y en el fondo del filtro un sistema de drenaje.

El agua cruda que entra en el sistema pasa sobre la grava y parte de dicha agua es filtrada y conducida hacia el siguiente método y el exceso de agua regresa a la fuente de abastecimiento por lo aliviaderos existentes, este método de filtración gruesa dinámica

es empleada bajo condiciones normales ya que este método retiene entre el 70 y 80% del material suspendido en el agua cruda ⁽⁶⁾.

Para la turbiedad retiene entre el 30 y el 50% en fuentes de abastecimiento plano, en zonas que el abastecimiento es en ladera la remoción es del 50% y en coliformes fecales la retención es del 50 al 80% para proteger el siguiente sistema de tratamiento ⁽⁶⁾.

Según Cánepa ⁽⁷⁾, El método del filtro lento de arena es un sistema antiguo de tratamiento que ha sido utilizado por la humanidad porque este sistema es seguro.

Este sistema es parecido al proceso de purificación del agua que existe en la naturaleza por que atraviesa los estratos de la corteza terrestre hasta encontrar los ríos subterráneos ⁽⁷⁾.

La primera planta de filtro lento se construyó en Escocia en la ciudad de Paisley en el año de 1804, desde ese tiempo este diseño a trabajo sin interrupción en Gran Bretaña y el resto de Europa, por lo que es un sistema eficiente en la eliminación de microorganismos patógenos ⁽⁷⁾.

La filtración lenta en arena (FLA), consiste en hacer filtrar el agua a través de capas de arena con diámetros variables, durante este proceso el agua mejora en calidad mediante la reducción de microorganismos (bacterias, virus, etc.), también reduce los componentes en suspensión y elementos coloidales.

Cada unidad de filtro lento conlleva los siguientes elementos que son: caja de filtración, capa sobre nadante de agua cruda, lecho de arena filtrante, sistema de drenaje, estructura de entrada y de salida, dispositivos reguladores.

“El efecto de la ozonización para la remoción de coliformes fecales, coliformes totales y color es más significativo en el efluente del FLA que en las etapas previas del tratamiento” ⁽⁸⁾.

“Los filtros lentos de arena reducen drásticamente el número de virus (total), bacterias (99 - 99.9%), protozoarios o huevos de nematodos hasta 99.99% dañinos para la salud. La turbiedad del efluente en un filtro bien diseñado y operado puede llegar a 1 UTN” ⁽⁴⁾.

Como dice Galvis ⁽⁸⁾, La desinfección en el tratamiento de agua para consumo humano en una de las principales etapas, necesaria en la eliminación de elementos patógenos que no fueron retenidos en los filtros anteriores de la planta de tratamiento ya que elementos afectan en la salud de los seres humanos.

Para la desinfección del agua existen varios métodos, para cada uno con ventajas y desventajas en el cual uno de los métodos utilizados en el mundo es el del cloro en forma gaseosa pero la desventaja de este método es que puede mezclarse con la materia orgánica que se encuentra en el agua cruda produciendo subproductos como lo es el trihalometanos y clorofenoles que pueden producir efectos cancerígenos ⁽⁸⁾.

Otros de los métodos es la ocupación del ozono como desinfectante primario o como oxidación antes de entrar el agua a los filtros para mejorar la calidad de agua ⁽⁸⁾.

Witt ⁽⁹⁾ indica que el cloro como desinfectante del agua cruda es uno de los más efectivos y a su vez barato.

El Cloro se muestra en diferentes características de compuesto como por ejemplo el hipoclorito de calcio e hipoclorito de sodio, El hipoclorito de calcio se obtiene en forma de polvo con una concentración de 20, 35, 65 o 70% de cloro y en pastillas con una concentración de cloro de 65% por este motivo es que el cloro es utilizado a nivel mundial para la desinfección ⁽⁹⁾.

El tratamiento de desinfección entonces, es siempre obligatorio para que el agua pueda ser distribuida al consumo.

Estas clases de plantas son buenas para comunidades y ciudades de bajos recursos económicos, por lo que tiene un bajo presupuesto en operación y mantenimiento.

En el sitio San Antonio que se encuentra ubicado a 5.5 km de Ibarra perteneciente a la región Sierra del Ecuador. La población actual que es de 350 habitantes con una tasa de crecimiento actual de 1.4%, necesita un diseño para una planta de tratamiento con un abastecimiento de agua de una fuente superficial.

Según los habitantes del sitio en la fuente superficial existen cambios en la calidad de agua durante el periodo de lluvias con respecto a los sólidos suspendidos.

Haciendo un examen de la calidad de agua que existe en la fuente de abastecimiento indica que hay un promedio de turbiedad de 20 Unidad Nefelométrica de Turbiedad (UNT) y de coliformes fecales de 50 UFC / 100 ml claro que no son valores muy altos pero no es agua acta para consumo humano.

Con los valores antes mencionados se tendrá que diseñar una planta para contrarrestar estos valores aplicando las normas y los parámetros de calidad para un buen diseño, de esta forma hacer un agua acta, para que los habitantes de dicho sitio tengan una buena calidad de vida.

Objetivo general.

Diseñar una planta de tratamiento de agua potable para el sitio San Antonio a través del Método de la Filtración en Múltiples Etapas que consiste en un Filtro Grueso Dinámico (FGDi), Filtro Lento de Arena (FLA) y la Desinfección para dotar de agua potable a los habitantes del sitio y de esta manera mejorar su calidad de vida.

DESARROLLO.

Como se indicó en la introducción el sitio san Antonio se encuentra con 350 habitantes actualmente con un tasa de incremento anual del 1.4%.

Según los habitantes del sitio en la fuente superficial existen cambios en la calidad de agua durante el periodo de lluvias con respecto a los sólidos suspendidos como es turbulencia promedio de 20 Unidades Nefelométrica de Turbiedad (UNT) y además el agua cruda contiene coliformes fecales con un valor de 50 Unidades Formadoras de Colonias (UFC)/100 ml.

Para el cálculo se tomara como base al CODIGO DE PRACTICA PARA EL DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DISPOSICIÓN DE EXCRETAS Y RESIDUOS LIQUIDOS EN EL AREA RURAL.

Periodo de diseño

Para la elección del periodo de diseño de toda obra se tiene que tener en cuenta el intervalo del tiempo de cuando entra en funcionamiento y el tiempo de durabilidad de los materiales utilizados en la construcción.

Todas las obras civiles de los sistemas de agua potables o disposición de residuos líquidos, se diseñaran para un periodo de 20 años.

Calculo de la población de diseño.

Para el cálculo de la población de diseño o como también llamado Población Futura se tomara en cuenta el crecimiento poblacional que vendría a ser de 1.4 % anual como lo expresa en el enunciado del problema.

Para realizar el cálculo de la población futura existen varios métodos de los cuales se ha escogido tres métodos conocidos que son:

- Método Aritmético este método indica que la población crecerá en forma lineal, sin variantes y la formula es la siguiente:

$$P_F = P_A \bullet (1 + rn)$$

Dónde:

P_F = población futura.

P_A = población actual.

I_C = índice anual de crecimiento.

n = periodo de tiempo en años.

- Método Geométrico indica que el aumento de población se produce en forma análoga y la expresión es la siguiente ⁽¹⁰⁾.

$$P_F = P_A \bullet (1 + I_C)^n$$

En donde:

P_F = Población futura.

P_A = Población actual.

I_C = Índice de crecimiento poblacional.

n = periodo de diseño en años.

- Método de Wappaus es otro de los métodos que se encuentran en función de la tasa de crecimiento poblacional y el periodo de diseño la cual la expresión para el cálculo es la siguiente.

$$P_F = P_A \cdot \frac{(200 + rn)}{(200 - rn)}$$

P_F = Población futura.

P_A = Población actual.

I_c = Índice de crecimiento poblacional.

n = periodo de diseño en años.

Una vez calculados y analizados los métodos para el cálculo de la población futura o diseño verificamos que con el método que se va a trabajar va ser el método geométrico ya que este método se ha puesto en práctica en varias poblaciones del Ecuador con gran éxito.

Demanda y consumo de agua

Selección del nivel de servicio.

Para la selección del nivel de servicio no será por el número de habitante como se lo realizaba anteriormente en la Tabla 1 sino se escogerá el IIb por razones que toda persona tiene derecho a tener el mismo nivel de servicio como son conexiones domiciliarias más de 1 grifo por casa y alcantarillado sanitaria sea de bajo o alto nivel económico⁽¹⁰⁾.

Tabla 1. Niveles de servicio potencialmente apropiados según la población de la localidad.

N° DE HAB.	NIVEL DE SERVICIO	SISTEMA	DESCRIPCION
0 - 250	Ia	AP DE	- GRIFOS PUBLICOS - VEHICULOS REPARTIDORES - LETRINAS SIN ARRASTRE DE AGUA
251 – 500	Ib	AP DE	- GRIFOS PUBLICOS Y UNIDADES DE AGUA LETRINAS SIN ARRASTRE DE AGUA.
501 – 2500	IIa	AP DE	- CONEXIONES DOMICILIARIAS, 1 GRIFO POR CASA. - LETRINAS CON O SIN ARRASTRE DE AGUA.
> 2500	IIb	AP DRL	- CONEXIONES DOMICILIARIAS MAS DE 1 GRIFO POR CASA. - ALCANTARILLADO SANITARIO
Simbología: AP: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE: SISTEMA DE DISPOSICION DE EXCRETAS DRL SISTEMA DE DISPOSICION DE RESIDUOS LIQUIDOS.			

Fuente: Código de Prat. Para el diseño de sistema de abastecimiento de AAPP, disposición de excretas y residual liquido en el área rural. Año 1997.

Dotación

Para la elección de la dotación la obtendremos de la Tabla 2 por medio del nivel de servicio antes elegido:

Tabla 2. Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio

NIVEL DE SERVICIO	CLIMA FRIO (l/hab*día)	CLIMA CÁLIDO (L/hab*día)
la	25	30
lb	50	65
Ila	60	85
IIb	75	100

Fuente: Código de Prat. Para el diseño de sistema de abastecimiento de AAPP, disposición de excretas y residual líquido en el área rural. Año 1997.

Dotación futura.

Es el consumo del agua al final del periodo de diseño. Esta Dotación se incrementa 1 l/hab./día por cada año de servicio, como el periodo de diseño va ser para 20 años.

La fórmula para el cálculo de la Dotación media Futura es:

$$\text{Dotación media futura} = \text{Dotación media actual} + \text{Incremento.}$$

Variaciones de consumo

El consumo de agua no es constante durante el año sino que tiene variaciones hasta por día, por lo que se calculan los gastos máximos diarios y máximos horarios.

Antes del cálculo del Caudal medio se tendrá que verificar en la Tabla 3 cuál es el porcentaje de fuga a considerarse en el diseño con respecto al servicio antes elegido ⁽¹⁰⁾:

Tabla 3. Porcentaje de fugas a considerarse en el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable

NIVELES DE SERVICIO	PORCENTAJES DE FUGAS
la y lb	10%
Ila y IIb	20%

Fuente: Código de Prat. Para el diseño de sistema de abastecimiento de AAPP, disposición de excretas y residual líquido en el área rural, año 1997.

- Para el cálculo del caudal medio se tiene la siguiente expresión que es:

$$Q_M = \frac{(f \times P_d \times D)}{86400}$$

Q_M = Caudal medio diario, en Lt/s.

f = Factor de pérdidas.

D = Dotación en litros/ habitantes / día.

86400 = segundos que tiene un día

- Para el cálculo del Caudal Máximo Diario (Q_{MD}) se lo realiza con la expresión siguiente:

$$Q_{MD} = (K_{MD} \times Q_M)$$

Q_{MD} = Caudal máximo diario en l/s
 K_{MD} = Factor de mayorización máximo diario
 Q_M = caudal medio diario

El K_{MD} tiene un valor de 1.25 para todos los niveles de servicio

- En el Caudal Máximo Horario (Q_{MH}) se lo realiza por la siguiente ecuación siguiente:

$$Q_{MH} = (K_{MH} \times Q_M)$$

Q_{MH} = Caudal máximo horario en Lt/s
 K_{MH} = factor de mayorización máximo horario
 Q_m = caudal medio diario

El K_{MH} tiene un valor de 3 para cada uno de los niveles de servicio.

Calculo del caudal de la planta de tratamiento.

La capacidad de la planta será 1.10 veces el caudal máximo diario ((literal 5.4.1, pag 23 del Código de Prat. Para el diseño de sistema de abastecimiento de AAPP, disposición de excretas y residual líquido en el área rural).

$$Q_{TRAT} = 1.10 \times Q_{MD}$$

Una vez calculado el Caudal de tratamiento de la planta procedemos a la elección del tratamiento a diseñar.

Elección de la planta de tratamiento

Existen tres componentes que son importantes en una planta potabilizadora de agua:

- Que el agua sea segura para el consumo humano.
- Que sea estética
- Y a su vez económica.

Para realizar el diseño de una planta esto indica que se realiza un procedimiento para la eliminación de la turbiedad en el agua el cual es la eliminación de sustancias sólidas. Dependiendo del tipo de Fuente se recomienda los procesos de tratamiento indicado en la Tabla 4 que indica a continuación ⁽¹⁰⁾:

Tabla 4. Procesos de tratamiento sugeridos en función del tipo de fuentes de abastecimiento.

FUENTE	PROCESOS DE TRATAMIENTO
SUPERFICIALES	PREFILTRACIÓN, FILTRACIÓN LENTA Y DESINFECCIÓN.

Fuente: Código de Prat. Para el diseño de sistema de abastecimiento de AAPP, disposición de excretas y residual líquido en el área rural, pag. 38, año 1997

El tratamiento a determinar será:

- ✓ Filtración gruesa dinámica (FGDi)
- ✓ Filtración lenta en arena (FLA)

✓ Desinfección.

Una vez elegido el diseño se procede al cálculo de cada filtro:

Filtro grueso dinámico (FGDi)

Es el acondicionador del agua cruda porque es la primera etapa como pretratamiento de la planta, en general muestra que es un módulo que trabaja a flujo descendente donde la unidad es empacada con lechos de gravas con tamaños variables dependiendo su rango como una capa de grava gruesa en el fondo con 0.20 m de espesor y con un diámetro de grava de 13 mm a 25 mm, en la capa intermedia con un espesor de igual manera de 0.20 m y con un diámetro de grava media de 0.6 mm a 13 mm y en la superficie una capa de espesor de 0.20 y con un diámetro de grava fina que va desde 3 mm a 6 mm.

La función del filtro consiste en hacer filtrara el agua a través del lecho filtrante de grava hasta que dicha agua llega al sistema de drenaje y de esta manera pase al siguiente filtro, El filtro grueso opera inicialmente a velocidad constante.

La pérdida de carga se incrementa para compensar la resistencia del flujo en el lecho de grava hasta la altura del vertedero de salida. Cuando la altura del agua llega al nivel de capa sobre nadante esto nos indica que se necesita de limpiar el filtro.

El filtro grueso dinámico ayuda al mejoramiento de la calidad de agua y de esta manera protege al siguiente filtro sobre las cargas de los sólidos suspendidos en exceso, además se ha revisado que el porcentaje retenido de los sólidos suspendidos es de 23 a 77%.

Existen varios elementos en un filtro grueso dinámico los cuales son: cámara de filtración, lecho filtrante y de soporte, estructura de entrada y de salida, sistema de drenaje y cámara de lavado y accesorio de regulación y control.

La cámara de filtración está construida en mampostería y hormigón reforzado.

Para el cálculo del filtro grueso dinámico se necesita de un parámetro importante que es el caudal de diseño (Qd) que viene dado en lt/seg y para el cálculo necesitamos convertirlo a m³/h.

Luego calculamos el área superficial del filtro que viene dado por la expresión siguiente ⁽¹¹⁾:

$$A_s = \frac{Q_{TRAT}}{V_f}$$

Donde la velocidad de filtración la adoptamos del rango de la Guía para el Diseño de Sistema de Tratamiento de Filtración en Múltiples Etapas indica que la velocidad de filtración no debe exceder de 2 a 3 m/h como valores recomendados, una vez adoptado el valor se procede al cálculo y el resultado del área superficial del filtro indica que debe ser menor a 10 m².

Para el cálculo de las dimensiones del filtro se ocupa la siguiente expresión que se encuentra a continuación:

$$l = \frac{A_s}{b}$$

Como ya se tiene calculado el área superficial, falta el valor del ancho del filtro es cual es adoptado, y de esta manera calculando la expresión se encuentra el valor de la longitud del filtro, tendríamos calculado el ancho del filtro y la longitud del filtro.

después calculamos la comprobación de la velocidad superficial, el resultado nos tiene que dar dentro del rango que debe ser aceptable para la V_s que es de 0.15 – 0.30 m/seg la expresión para el cálculo es ⁽¹¹⁾:

$$V_s = \sqrt[3]{3.40 \times \frac{Q_L}{b}}$$

El cálculo del sistema de drenaje y el resto de elemento que tiene el FGD_i se encuentra en el anexo.

Filtro lento en arena (FLA)

En cada unidad del filtro lento se encuentran los siguientes elementos: caja de filtración y estructura de entrada, sistema de drenaje, lecho filtrante, capa de agua sobre nadante y dispositivo para regulación y rebose.

El filtro lento consiste en hacer filtrar el agua atreves de capas de arena con rangos variados de diámetro que van desde el lecho superior con un espesor de 0.10 m y de diámetro de 1mm a 1.4 mm, en el lecho intermedio con un espesor de capa de 0.10m y con diámetro de 4mm a 5.6 mm y por último en el lecho inferior con un espesor de capa de 0.15 m y con diámetros de 16 mm a 23 mm de arena, durante este proceso el agua mejora en calidad mediante la reducción de microorganismos (bacterias, virus, etc.), también reduce los componente en suspensión y elementos coloidal.

El agua cruda llega al filtro lento después de pasar del pretratamiento (FGD_i) el cual pasa atreves del filtro por gravedad, mediante la presión que hace el agua sobre nadante que esta sobre el lecho filtrante de arena. El lecho filtrantes en una unidad de limpieza.

Sobre el lecho de arena se conforma una capa biológica llamada Schmutzdecke por las impurezas encontradas en el agua cruda la cual también interviene en la retención de microorganismos y solidos suspendidos para llegar con un porcentaje mínimo de impurezas a la última etapa de la planta que es la desinfección.

El FLA es uno de los métodos que mejor demuestra su efectividad en la retención o contención de los sólidos suspendidos con turbiedad por debajo de 1 Unidad Nefelométrica de turbiedad (UNT), alcanzando de 90 a 99% de reducción de virus y bacterias.

Para el cálculo del filtro lento de arena se utiliza el valor del Caudal de tratamiento que viene expresado en lt/s el cual se lo convertirá a m³/s para proseguir en el cálculo.

En el FLA se diseñaran dos unidades de filtración, la cual cada unidad debe trabajar al 65% del caudal total de diseño eso recomienda la norma para estudios y diseños de sistema de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 hab.

En este filtro también se asume la velocidad de filtración que se encuentra dentro del rango de 0.1 a 0.3 m/h esto indica el criterio CINARA.

El cálculo de los elementos de cada Unidad del Filtro Lento como es la dimensión del filtro, el sistema de drenaje y lo demás se encuentra en la parte del Anexo con fórmulas y valores obtenidos.

Desinfección

La desinfección consiste en la utilización de una caseta donde se encuentra un tanque donde se le adicionara el cloro al agua, ya sea cloro puro o alguno de sus compuestos, en las dosis adecuadas para cumplir la normativa vigente respecto a la calidad bacteriológica y a la concentración de desinfectante activo residual que debe estar presente en todo punto de la red de distribución de agua potable, porque una vez que pasa la desinfección esta agua potable tiene que estar acta para consumo humano libre de virus y bacterias.

El tratamiento de desinfección entonces, es siempre obligatorio para que el agua pueda ser distribuida al consumo.

Para el cálculo de la desinfección se utilizara el hipoclorito de calcio $\text{Ca}(\text{Cl O})_2$ que contiene el 70% de cloro activo, con este porcentaje de cloro se eliminan las bacterias patógenas y después las coliformes, dada las condiciones de sus organismos con dosis que van desde 0,1 a 2 mg/l.

CONCLUSIONES

Una vez estudiado y analizado los métodos para las diferentes plantas de tratamiento se escogen para el diseño el método más económico y eficiente para tratar el agua, con referencia al mantenimiento y bombeo que algunas plantas de tratamiento lo utilizan.

Para el cálculo del caudal con el que se va a diseñar la planta de tratamiento de agua se calcula considerando que éste va a ser 1.10 veces el caudal máximo diario que es igual a 0.84 lt/s y el método que se utilizará es el de filtraciones en múltiples etapas que no es más que un filtro grueso dinámico, filtro lento de arena y por último la desinfección obteniendo un agua apta para consumo humano y de esta manera se ayudará a los habitantes del sitio San Antonio.

Una vez culminado los cálculos para el diseño del filtro grueso dinámico concluimos que va a trabajar con 1 unidad para el tratamiento y las dimensiones obtenidas en el diseño son: ancho del filtro 0.80 m y con una longitud de 1.80 m, su mantenimiento se lo podrá realizar sin ningún problema y de esta manera realizar un excelente trabajo.

El filtro lento de arena se lo diseñó con 2 unidades circulares, tendrá un diámetro de 3.10m, cada filtro va a trabajar con 44 orificios cada uno con un diámetro de 10mm los mismos que van a estar distribuidos en seis laterales para la filtración del agua y de esta manera llegará a la desinfección con el mínimo del valor permisible para una excelente desinfección.

Para el cálculo de la última etapa que es el de la desinfección se diseñará con el 70% del hipoclorito de calcio para el caudal total de tratamiento, una vez realizado el cálculo indica que se va a utilizar la cantidad de 103.71 gramos de hipoclorito de calcio $\text{Ca}(\text{ClO})_2$ por día.

Para el cálculo del diseño de la planta de tratamiento de agua potable se tendrá en cuenta los parámetros, fórmulas y coeficientes que se utilizan porque todo esto influye y afecta en el resultado final de las dimensiones del filtro, una vez puesto en práctica del diseño realizado y con un mantenimiento apropiado de este proyecto los beneficiados serán las futuras generaciones del sitio San Antonio.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA.

1. Torres P, Cruz CH, Patiño PJ. ÍNDICES DE CALIDAD DE AGUA EN FUENTES SUPERFICIALES. Revista Ingenierías Universidad de Medellín. 2009 DICIEMBRE; 8(15).
2. L, Azario R, Metzler C, dC. La turbidez como indicador básico de calidad de aguas potabilizadas a partir de fuentes superficiales. Propuestas a propósito del estudio del sistema de potabilización y distribución en la ciudad de Concepción del Uruguay (EntreRíos, Argentina). ciudad de Concepción: Hig. Sanid. Ambient; 2004. Report No.: 4: 72-82.
3. Montoya C, Loaiza D, Patricia T, Camio HC. EFECTO DEL INCREMENTO EN LA TURBIEDAD DEL AGUA CRUDA SOBRE LA EFICIENCIA DE PROCESOS CONVENCIONALES DE POTABILIZACIÓN. Revista EIA. 2011 Diciembre;(16).
4. Gonzalez A. Tecnologia de Tratamiento y de Desinfeccion De Agua Para Uso y Consumo Humano. Estudio. Mexico: Instituto Mexicano de Tegnologia del Agua.
5. Serrano IHAV. Ingenieria Ambiental. Revista El Centauro. 2011;(5).
6. Galvis Castaño G, Latorre Montero J. Filtracion en Múltiples Etapas. Tegnologia Innovativa para el Tratamiento de Agua. Santiago de Cali: Universidad del Valle, CINARA; 1999.
7. Vargas ILCd. FILTRACIÓN LENTA COMO PROCESO DE DESINFECCIÓN. Lima, Perú; CEPIS-OPS.
8. Galvis A, Aponte G, Echeverry F, González I, Cordova A. EVALUACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE UN GENERADOR DE OZONO A ESCALA PILOTO EN LA DESINFECCION DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO. INGENIERIA Y COMPETITIVIDAD. 2005; 7(1).
9. Witt V, Reiff F. La Desinfección del Agua a Nivel Casero en Zonas Urbanas Marginales y. Washington DC.; División de Salud y Ambiente ; 1993.
10. Galvis G, Latorre j. Codigo Ecuatoriano de la construccion. 1997..
11. Carolina Montoya DLPTCHCCE. EFECTO DEL INCREMENTO EN LA TURBIEDAD DEL AGUA CRUDA SOBRE LA EFICIENCIA DE PROCESOS CONVENCIONALES DE POTABILIZACIÓN. Revista EIA. 2011 Diciembre;(16).

ANEXO

Resolución del problema:

Calculo de la población de diseño

Para el cálculo de la población de diseño o como también llamado Población Futura se tomara en cuenta el crecimiento poblacional que vendría a ser de 1.4 % anual.

Para realizar el cálculo de la población futura existen los siguientes métodos conocidos:

- METODO ARITMETICO.
- METODO GEOMETRICO
- METODO DE WAPPAUS.

Método aritmético

$$p_F = p_A(1 + rn)$$
$$p_F = 350 \times (1 + 0.014 \times 20)$$
$$p_F = 448 \text{ hab}$$

Método geomético

$$P_F = P_A(1 + I_C)^n$$
$$P_F = 350 (1 + 0.014)^{20}$$
$$p_F = 462 \text{ hab}$$

Metodo de wappaus.

$$P_F = P_A \times \frac{(200 + rn)}{(200 - rn)}$$
$$P_F = 350 \times \frac{(200 + (0.014 \times 20))}{(200 - (0.014 \times 20))}$$
$$P_F = 351 \text{ hab}$$

Población de diseño del Método Geométrico: 462 hab.

Demanda y consumo de agua

Selección del nivel de servicio.

Para la selección del nivel de servicio no será por el número de habitantes sino se escogerá el IIb por razones que toda persona del sitio San Antonio o de cualquier otro lugar tiene derecho a tener el mismo nivel de servicio como son conexiones domiciliarias más de 1 grifo por casa y alcantarillado sanitaria sea de bajo o alto nivel social.

Dotación futura.

Es el consumo del agua al final del periodo de diseño. Esta Dotación se incrementa 1 l/hab./día por cada año de servicio que es 20.

La Dotación Media Futura es la dotación media actual + el incremento: $75 + 20 = 95$ l/hab*día

Variaciones de consumo

El consumo de agua no es constante durante todo el año sino que tiene variaciones hasta en el día por eso es la razón que se calculen los gastos máximos diarios y máximos horarios, para el cálculo de estas variaciones es necesaria utilizar coeficiente para variación diaria y horaria respectivamente.

Caudal medio (Q_M)

$$Q_M = \frac{(f \times P_d \times D)}{86400}$$
$$Q_M = \frac{(1.2 \times 462 \times 95)}{86400}$$
$$Q_M = 0.61 \text{ lt / s}$$

Caudal máximo diario (Q_{MD})

$$Q_{MD} = (K_{MD} \times Q_M)$$
$$Q_{MD} = (1.25 \times 0.61)$$
$$Q_{MD} = 0.76 \text{ lt / s}$$

Caudal maximo horario (Q_{MH})

$$Q_{MH} = (K_{MH} \times Q_M)$$
$$Q_{MH} = (3 \times 0.61)$$
$$Q_{MH} = 1.83 \text{ lt / s}$$

Calculo del caudal de la planta de tratamiento.

$$Q_{TRAT} = 1.10 \times Q_{MD}$$
$$Q_{TRAT} = 1.10 \times 0.76$$
$$Q_{TRAT} = 0.84 \text{ lt / s}$$

Eleccion de la planta de tratamiento (proceso de tratamiento)

EL tratamiento a determinar será:

- ✓ FILTRACION GRUESA DINAMICA (FGDi)
- ✓ FILTRACION LENTA DESCENDENTE (FLA)
- ✓ DESINFECCION.

Diseño de filtro gruesa dinámica (FGDi)

Para el cálculo del filtro grueso dinámico se necesitan dos parámetros importantes que son:

- ✓ Caudal de diseño (Qd)
- ✓ Velocidad de filtración (Vf)

Caudal de tratamiento o diseño

$Qd = 0.84 \text{ Lt / seg}$ convertir a m^3/h

$$Qd = 0.84 \times 3.6 = 3.024 \text{ m}^3/\text{h}$$

Velocidad de Filtración.

Según la guía para el diseño de sistema de tratamiento de filtración en múltiples etapas en la tabla 3 de la pág. 13 indica que la velocidad de filtración no debe exceder de 2 a 3 m/h como valores recomendados.

El valor adoptado es 2.1 m/h.

Calculo del área superficial del filtro

Para el cálculo del área superficial indica que está condicionada por el caudal de diseño y la velocidad de filtración adoptada. Según la guía de filtración en múltiples etapas en el literal 8.5, pág. 118 la ecuación es:

$$As = \frac{Q_{\text{trat.}}}{V_f}$$

$$As = \frac{0.00084}{0.00058}$$

$$As = 1.44 \text{ m}^2 \qquad As < 10 \text{ m}^2$$

Calculo de la dimensión del filtro.

Para el cálculo de la longitud del filtro se determina a partir de la ecuación 8.2 que indica la guía de filtración en múltiples etapas en el literal 8.5, pág. 118.

$$l = \frac{As}{b}$$

Donde b es el ancho de filtro (m) adoptado = 0.80 m

$$l = \frac{1.45 \text{ m}^2}{0.80 \text{ m}}$$

$$l = 1.8 \text{ m}$$

Las dimensiones del filtro son:

$$l = 1.80 \text{ m (longitud)}$$

$$b = 0.80 \text{ m (ancho)}$$

Comprobación de la velocidad superficial de lavado.

$$b = 3.40 \times \frac{QL}{Vs^3}$$

$$Vs = \sqrt[3]{3.40 \times \frac{QL}{b}}$$

Vs = velocidad superficial.

b = ancho del filtro

QL = caudal disponible para el lavado superficial.

Se adopta el caudal de lavada igual al que ingresa al filtro = 0.00084 m³/seg

Rango que debe ser aceptable para la Vs es de 0.15 – 0.30 m / seg.

$$Vs = \sqrt[3]{3.40 \times \frac{0.00084}{0.80}}$$

Vs = 0.15 m / seg (se encuentra dentro del rango)

Calculo del nivel de agua sobre el vertedero rectangular de pared gruesa (entrada).

$$Hv = \left[\frac{Qe}{M \times b} \right]^{\frac{1}{3}}$$

Qe = Caudal de entrada FGD_i = 0.00084 m³/seg

b = ancho del vertedero = 0.80

M = Coeficiente del vertedero de pared gruesa = 1.84

$$Hv = \left[\frac{0.00084}{1.84 \times 0.80} \right]^{\frac{1}{3}}$$

Hv = 0.0069 m ; Hv = 0.69cm

La altura de agua sobre el vertedero de entrada debe ser **0.69cm** para que ingrese el caudal requerido.

Sistema de drenaje.

La velocidad de lavado recomendable es de 20 m/h (adoptado de la guía de filtración en múltiples etapas, pág. 193)

Caudal de lavado

$$QL = A \times VI$$

QL = Caudal de lavado

A = Area de filtración

VI = Velocidad de lavado.

$$A = l \times b = 1.80 \times 0.80 = 1.44 \text{ m}^2$$

$$QL = 1.44 \times 20$$

$$QL = 28.80 \text{ m}^3/\text{h} \text{ convertir a m}^3/\text{seg}$$

$$QL = \frac{28.80}{3600} = 0.008 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

Calculo de la tubería de drenaje

$$\frac{\text{AREA TOTAL DE ORIFICIOS}}{\text{AREA DE FILTRACION}} = (0.001 - 0.005)$$

$$\frac{\text{AREA DEL TUBO LATERAL}}{\text{AREA DE ORIFICIOS LATERALES}} = (2 - 4)$$

$$\frac{\text{AREA DEL TUBO COLECTOR}}{\text{AREA DE TUBOS LATERALES}} = (1.50 - 3.00)$$

Calculo del diámetro de los orificios.

Diámetro de los orificios: entre 1/4" y 3/4" (de 6.35 mm a 19.05 mm) según la guía de filtración en múltiples etapas, pág. 186.

Entonces para el diámetro de los orificios adopta un valor de 10 mm, convertir a 0.01 m

Área de cada orificio A_o .

$$A_o = \frac{3.1416 \times D^2}{4}$$

$$A_o = \frac{3.1416 \times (0.01)^2}{4}$$

$$A_o = 0.0000785 \text{ m}^2$$

Velocidad de cada orificio.

$$V_o = (3.00 - 5.00) \text{ m / seg.}$$

Valor adoptado de la velocidad inicial = 5 m/s

El caudal que ingresa en cada orificio será:

$$Q_{\text{orificio}} = A_{\text{orificio}} \times V_o$$

$$Q_{\text{orificio}} = 0.0000785 \times 5$$

$$Q_{\text{orificio}} = 0.00039 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de orificios} = \frac{\text{CAUDAL DE LAVADO}}{\text{CAUDAL DE CADA ORIFICIO}}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de orificios} = \frac{0.008}{0.00039}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de orificios} = 20.37$$

Valor asumido N° de orificio = 24

Área total de los orificios.

$$A_{to} = \text{N}^\circ \text{ orif} \times A_o$$

$$A_{to} = 24 \times 0.0000785$$

$$A_{to} = 0.0019 \text{ m}^2$$

Comprobación:

$$\frac{\text{AREA TOTAL DE ORIFICIOS}}{\text{AREA DE FILTRACION}} = (0.001 - 0.005)$$

$$\frac{0.0019}{1.44} = (0.001 - 0.005)$$

0.0013 = (0.001 - 0.005) Se encuentra dentro del rango.

Calculo del diámetro de los laterales.

Numero de laterales asumidos = 3 unidades

Numero de orificios por laterales

$$\text{N}^\circ \text{ orificios x laterales} = \frac{\text{Numero de orificio}}{\text{Numero de laterales}}$$

$$\text{N}^\circ \text{ orificios x laterales} = \frac{24}{3}$$

Nº orificios x laterales = 8 unidades

Separación entre orificios debe estar entre 0.076 a 0.305 m según la guía de filtración en múltiples etapas, pág. 186

Se adopta el valor de 0.10m.

Se asume 3 laterales con 8 orificios en cada una.

El área de los orificios en cada lateral será:

$$\text{A orificios laterales} = \text{N orificios laterales} \times \text{A orificios}$$

$$\text{A orificios laterales} = 8 \times 0.0000785$$

$$\text{A orificios laterales} = 0.000632 \text{ m}^2$$

$$\frac{\text{AREA DEL TUBO LATERAL}}{\text{AREA DE ORIFICIOS LATERALES}} = (2 - 4)$$

Se adopta un valor de $A_{\text{lateral}} = 2$

Área del tubo lateral:

$$\text{A Tubo Lateral} = \text{A orificio laterales} \times \text{A laterales}$$

$$\text{A Tubo Lateral} = 0.000632 \text{ m}^2 \times 2$$

$$\text{A Tubo Lateral} = 0.0013 \text{ m}^2$$

Calculo del diámetro del tubo lateral:

$$\text{Q orificio} = \text{A orificio} \times \text{V}_o$$

$$\text{Q orificio} = 0.0000785 \times 5$$

$$\text{Q orificio} = 0.00039 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

$$D_{\text{interior}} = \sqrt{\frac{4 \times A_{\text{Tubo lateral}}}{\pi}}$$

$$D_{\text{interior}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.0013 \text{ m}^2}{\pi}}$$

$$D_{\text{interior}} = 0.04 \text{ m}$$

$$D_{\text{interior}} = 0.04 \text{ m} \times \frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}} = 40 \text{ mm}$$

Se asume una tubería de diámetro comercial:

D Tubería asumida = 50 mm de 1MPa

D Interior del tubo = 46.20 mm PVC U / Z

$$D_{\text{Interior tubo}} = 46.20 \text{ mm} \times \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}}$$

$$D_{\text{Interior tubo}} = 0.046 \text{ m}$$

Área del tubo lateral:

$$A_{\text{Tubo lateral}} = \frac{\pi \times D_{\text{interior tubo}}^2}{4}$$

$$A_{\text{Tubo lateral}} = \frac{\pi \times 0.046 \text{ m}^2}{4}$$

$$A_{\text{Tubo lateral}} = 0.0017 \text{ m}^2$$

Comprobación:

$$\frac{\text{AREA DEL TUBO LATERAL}}{\text{AREA DE ORIFICIOS LATERALES}} = (2 - 4)$$

$$\frac{0.0017 \text{ m}^2}{0.00063 \text{ m}^2} = (2 - 4)$$

2.7 = (2 - 4) Se encuentra dentro del rango.

Calculo del diámetro del colector

$$\frac{\text{AREA DEL TUBO COLECTOR}}{\text{AREA DE TUBOS LATERALES}} = (1.50 - 3.00)$$

Se asume un valor del $A_{\text{Colector}} = 1.95$

Area del tubo colector.

A Tubo colector = A colector x A tubo lateral

$$A_{\text{Tubo colector}} = 1.95 \times 0.0017 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{Tubo colector}} = 0.0033 \text{ m}^2$$

Calculo del diámetro del tubo colector.

$$D_{\text{interior}} = \sqrt{\frac{4 \times A_{\text{Tubo colector}}}{\pi}}$$

$$D_{\text{interior}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.0033 \text{ m}^2}{\pi}}$$

$$D_{\text{interior}} = 0.06451 \text{ m}$$

$$D_{\text{interior}} = 0.06451 \text{ m} \times \frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}} = 64.51 \text{ mm}$$

Se asume una tubería de diámetro comercial:

D Tubería asumida = 75 mm de 0.80 MPa

D Interior del tubo = 70.40 mm PVC U / Z

$$D_{\text{Interior tubo}} = 70.40 \text{ mm} \times \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}}$$

$$D_{\text{Interior tubo}} = 0.0704 \text{ m}$$

Área del tubo colector:

$$A_{\text{Tubo colector}} = \frac{\pi \times D_{\text{interiortubo}}^2}{4}$$

$$A_{\text{Tubo colector}} = \frac{\pi \times 0.0704 \text{ m}^2}{4}$$

$$A_{\text{Tubo colector}} = 0.0039 \text{ m}^2$$

Comprobación:

$$\frac{\text{AREA DEL TUBO COLECTOR}}{\text{AREA DE TUBOS LATERALES}} = (1.50 - 3.00)$$

$$\frac{0.0039 \text{ m}^2}{0.00168 \text{ m}^2} = (1.50 - 3.00)$$

2.32 = (1.50 – 3.00) Se encuentra dentro del rango.

Datos:

Numero de laterales = 3

Longitud de cada lateral = 0.70 m

Perforaciones por cada lateral = 8 orificios

Diámetro de perforación de cada orificio = 10mm

Separación entre orificios = 0.1 m

Material filtrante

Las especificaciones técnicas proporcionadas dadas en las normas para filtros gruesos dinámicos indican que la grava gruesa, media y fina deben cumplir con las siguientes características:

Tabla 5. Especificaciones del lecho filtrante recomendado para filtros gruesos dinámicos FGDi.

POSICIÓN EN EL LECHO	ESESOR DE CAPA EN m.	DIÁMETRO mm	PARÁMETRO
SUPERIOR	0,20	3,0 – 6,0	GRAVA FINA
INTERMEDIO	0,20	6,0 – 13,0	GRAVA MEDIA
INFERIOR	0,20	13,0 – 25,0	GRAVA GRUESA

Fuente: Guía de filtración en múltiples etapas, tabla 8.2 pág.117

DISEÑO DEL FILTRO LENTO DE ARENA.

Para el cálculo del filtro lento descendente o también llamado filtro de arena se tiene los siguientes parámetros de diseño:

Caudal de diseño de la planta de tratamiento: $Q_{\text{tratamiento}} = 0.84 \text{ l / seg.}$

$$Q_{\text{tratamiento}} = 0.84 / 1000 = 0.00084 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

Número de unidades de filtración: 2.0 unidades

Velocidad de filtración según el criterio de CINARA IRC debe estar en el rango de 0.1 a 0.3 m/h.

Valor adoptado $V_f = 0.275 \text{ m / h}$

Diseño de la Estructura de Entrada

Cajon recolector – regulador:

$$V = b \times l \times h \quad \text{donde;}$$

Tiempo de retención en cajon recolector – regulador = 120 seg.

Volumen de la cámara o cajón recolector – regulador:

$$V_r = Q_{\text{tratamiento}} \times t$$

$$V_r = 0.00084 \text{ m}^3 / \text{seg.} \times 120 \text{ seg}$$

$$V_r = 0.101 \text{ m}^3$$

Ancho de la cámara o cajón recolector – regulador: $b = 0.50 \text{ m}$ (valor adoptado)

Longitud de la cámara o cajón recolector – regulador: $l = 1.00 \text{ m}$ (valor adoptado).

Profundidad de la cámara de entrada:

$$h = \frac{V_r}{(b \times l)}$$

$$h = \frac{0.101 \text{ m}^3}{(0.50 \text{ m} \times 1.00 \text{ m})}$$

$$h = 0.202 \text{ m}$$

Profundidad adoptada de la cámara de entrada 0.30 m

$$V = b \times l \times h$$

$$V = 0.50 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}$$

$$V = 0.15 \text{ m}^3$$

Calculo del vertedero triangular de aforo

Cargar sobre el vertedero de aforo:

$$h_{\text{vertedero}} = \left[\frac{Q_d}{1.40} \right]^{\frac{2}{5}}$$

Para el cálculo de diseño del filtro lento de arena recomienda la norma que para estudios y diseños de sistema de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 hab., cada unidad debe trabajar al 65% del caudal total de diseño.

$$Q_{\text{diseño}} = 65\% \times Q_{\text{Tratamiento}}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 65\% \times 0.00084 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 0.000546 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

Entonces;

$$h_{\text{vertedero}} = \left[\frac{0.000546 \text{ m}^3 / \text{seg.}}{1.40} \right]^{\frac{2}{5}}$$

$h_{\text{vertedero}} = 0.0433 \text{ m}$; convertir cm

$h_{\text{vertedero}} = 0.0433 \text{ m} \times (100 \text{ cm} / 1 \text{ m})$

$h_{\text{vertedero}} = 4.33 \text{ cm}$

Ancho de la lámina de agua en el vertedero:

b lamina agua = h vertedero x U filtros

$b_{\text{lamina agua}} = 4.33 \text{ cm} \times 2$

$b_{\text{lamina agua}} = 8.66 \text{ cm}$

Altura del vertedero se asume un valor de 10 cm

Ancho del vertedero

B vertedero = H Vertedero asumida x U filtros

$B_{\text{vertedero}} = 10 \text{ cm} \times 2$

$B_{\text{vertedero}} = 20 \text{ cm}$

Calculo del Área Superficial del filtro.

Para el cálculo del área superficial de un filtro lento descendente se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{\text{superficial filtro}} = \frac{Q_d}{V_f}$$

Donde el Q_d se lo convierte a m^3 / h

$Q_d = 0.000546 \text{ m}^3 / \text{seg} \times (3600 \text{ seg} / 1 \text{ h})$

$Q_d = 1.966 \text{ m}^3 / \text{h}$

Una vez convertido se procede al cálculo:

$$A_{\text{superficial filtro}} = \frac{1.966 \text{ m}^3 / \text{h}}{0.275 \text{ m} / \text{h}}$$

$A_{\text{superficial filtro}} = 7.148 \text{ m}^2$

Calculo de las dimensiones del filtro.

Diámetro de la unidad filtrante:

$$d_{\text{unidad filtracion}} = \left\{ \frac{4 \times A_{\text{superoficial filtro}}}{\pi} \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$d_{\text{unidad filtracion}} = \left\{ \frac{4 \times 7.148 \text{ m}^2}{\pi} \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$d_{\text{unidad filtracion}} = 3.02 \text{ m}$

Se asume un valor $d_{\text{unidad filtracion}} = 3.10 \text{ m}$

Calculo del ares superficial final

$$A_{\text{superficial final}} = \frac{\pi \times (d_{\text{unidad filtracion}})^2}{4}$$

$$A_{\text{superficial final}} = \frac{\pi \times 3.10^2}{4}$$

$$A_{\text{superficial final}} = 7.55 \text{ m}^2$$

Diseño del sistema de Drenaje y Cámara de Salida

$$V_{\text{filtracion drenaje}} = \frac{Q_d}{A_{\text{superficial final}}}$$

$$V_{\text{filtracion drenaje}} = \frac{1.966 \text{ m}^3 / \text{h}}{7.55 \text{ m}^2}$$

$$V_{\text{filtracion drenaje}} = 0.26 \text{ m/h}$$

Recomendaciones para el cálculo de sistemas de drenaje:

Velocidad máxima en colector principal:

$$V_{\text{máxima colector}} = 0.40 \text{ m / seg}$$

Velocidad máxima en laterales

$$V_{\text{maxima laterales}} = 0.40 \text{ m / seg}$$

Espaciamiento entre laterales

$$(1 - 2) \text{ m}$$

Diámetro de los orificios en tubos laterales:

$$(6 - 14) \text{ mm}$$

Espaciamiento entre orificios de laterales:

$$(0.10 - 0.30) \text{ m}$$

Se asume un diámetro de orificios

$d_{\text{orificios}} = 10 \text{ mm}$ se convierte a 0.01 m

Área del orificio:

$$A_{\text{orificio}} = \frac{\pi \times d_{\text{orificio}}}{4}$$

$$A_{\text{orificio}} = \frac{\pi \times 0.01 \text{ m}}{4}$$

$$A_{\text{orificio}} = 0.0000785 \text{ m}^2$$

Velocidad del agua a través de los orificios:

$$V_o = 0.175 \text{ m/seg} \text{ (Valor adoptado } V_o \leq 0.30 \text{ m/seg)}$$

Caudal a través de los orificios:

$$Q_o = A_o \times V_o$$

$$Q_o = 0.0000785 \text{ m}^2 \times 0.175 \text{ m/seg}$$

$$Q_o = 0.0000137 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Número de orificios del sistema de drenaje:

$$n = \frac{Q_d}{Q_o}$$

$$n = \frac{0.000546 \text{ m}^3 / \text{seg}}{0.0000137 \text{ m}^3 / \text{seg}}$$

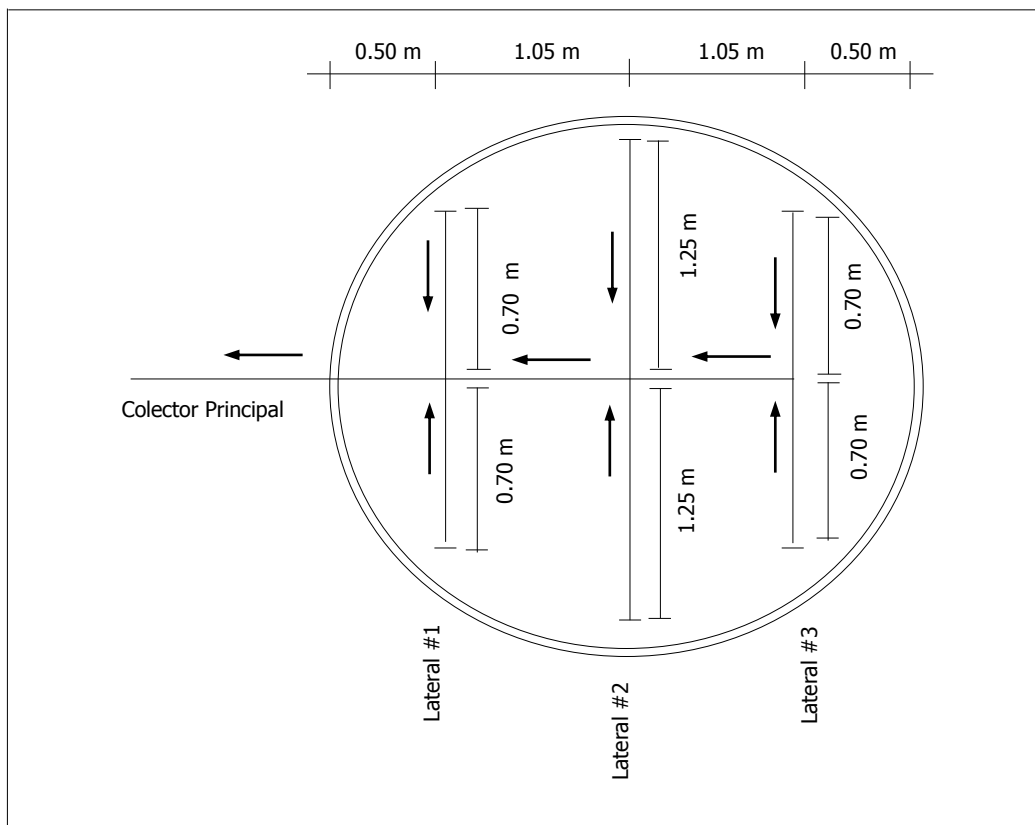
n = 40 orificios.

Orificios adoptados:

n adoptado = 44 orificios.

Espaciamiento entre laterales esto se debe adoptar por medio del dimensionamiento del filtro lento antes calculado da un valor de 1.05 m.

Longitud de la lateral 1:	L ₁ = 0.70 m (Valor adoptado)
Longitud de la lateral 2:	L ₂ = 1.25 m (Valor adoptado)
Longitud de la lateral 3:	L ₃ = 0.70 m (Valor adoptado)
Longitud total de las laterales:	L _T = 5.30 m



Numero de orificios por metro lineal de lateral:

$$N_{\text{orificios por lateral}} = \frac{n_{\text{adoptado}}}{L_T}$$

$$N_{\text{orificios por lateral}} = \frac{44 \text{ orificios}}{5.30 \text{ m}}$$

$$N_{\text{orificios por lateral}} = 8 \text{ orificios/m}$$

Calculo del número de orificios en cada lateral.

a. Numero de orificios en la lateral 1.

$$N_1 = N_{\text{orificios por lateral}} \times L_1$$

$$N_1 = 8 \text{ orificios / m} \times 0.70 \text{ m} = 6 \text{ orificios.}$$

Separación de los orificios en las laterales 1.

$$e_1 = 2 \times \frac{L_1}{N_1}$$

$$e_1 = 2 \times \frac{0.70 \text{ m}}{6 \text{ orificios.}}$$

$$e_1 = 0.233 \text{ (Se encuentra dentro del rango (0.10 - 0.30) m)}$$

b. Numero de orificios en la lateral 3.

$$N_3 = N \text{ orificios por lateral } \times L_3$$

$$N_3 = 8 \text{ orificios / m } \times 0.70 \text{ m} = 6 \text{ orificios.}$$

Separación de los orificios en las laterales 3.

$$e_3 = 2 \times \frac{L_1}{N_1}$$

$$e_3 = 2 \times \frac{0.70 \text{ m}}{6 \text{ orificios.}}$$

$$e_3 = 0.233 \text{ (Se encuentra dentro del rango (0.10 - 0.30) m)}$$

c. Numero de orificios en la lateral 2.

$$N_2 = N \text{ orificios por lateral } \times L_2$$

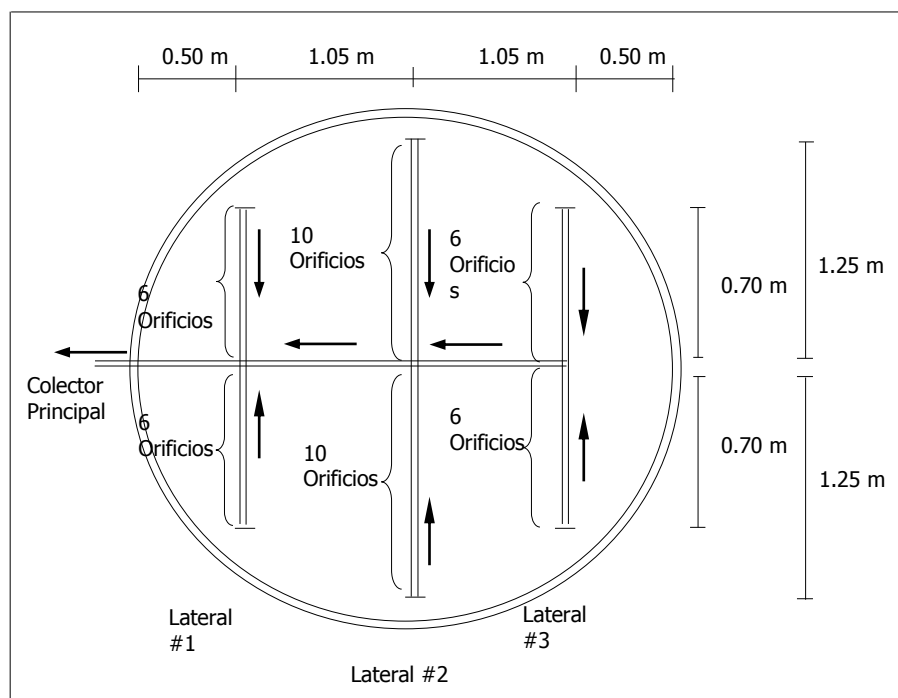
$$N_2 = 8 \text{ orificios / m } \times 1.25 \text{ m} = 10 \text{ orificios.}$$

Separación de los orificios en las laterales 2.

$$e_2 = 2 \times \frac{L_1}{N_1}$$

$$e_2 = 2 \times \frac{1.25 \text{ m}}{10 \text{ orificios.}}$$

$$e_2 = 0.25 \text{ (Se encuentra dentro del rango (0.10 - 0.30) m)}$$



Diámetro de las laterales.

Área total de los orificios.

A total orificios = **n** adoptados x **A** orificios.

$$A_{\text{total orificios}} = 44 \times 0.0000785 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{total orificios}} = 0.0035 \text{ m}^2$$

Caudal real a través de cada orificio.

$$Q_{\text{real orificio}} = \frac{Q_d}{n_{\text{adoptado}}}$$

$$Q_{\text{real orificio}} = \frac{0.000546 \text{ m}^3 / \text{seg.}}{44}$$

$$Q_{\text{real orificio}} = 1.24 \times 10^{-5} \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Es necesario determinar el diámetro de las laterales, sin exceder la velocidad máxima recomendada. En este caso se checara la velocidad en el interior de la lateral 2 pues admite mayor caudal.

Caudal en la lateral 2.

$$Q_2 = n_2 \times Q_{\text{real orificio}}$$

$$Q_2 = 10 \times (1.24 \times 10^{-5}) \text{ m}^3 / \text{seg}$$

$$Q_2 = 1.24 \times 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Velocidad en la lateral 2. (Asumida del rango)

$$V_2 = 0.30 \text{ m} / \text{seg}$$

Área de lateral 2

$$A_2 = \frac{Q_2}{V_2}$$

$$A_2 = \frac{1.24 \times 10^{-4}}{0.30 \text{ m/seg}}$$

$$A_2 = 0.000413 \text{ m}^2$$

Diámetro de la lateral 2.

$$d_{\text{lateral 2}} = \left\{ \frac{4 \times A_{\text{superoficial 2}}}{\pi} \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$d_{\text{lateral 2}} = \left\{ \frac{4 \times 0.000413 \text{ m}^2}{\pi} \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$d_{\text{lateral 2}} = 0.023 \text{ m}$$

Convertimos a mm;

$$d_{\text{lateral 2}} = 0.023 \text{ m} \times 1000$$

$$d_{\text{lateral 2}} = 23 \text{ mm}$$

Adoptamos un valor comercial (Tuberías y accesorios de PVC para agua potable. Fabricado con sello de calidad INEN 1373):

Designación: $d_{ext} = 40 \text{ mm}$
Espesor nominal: $esp = 1.5 \text{ mm}$
Diámetro interior nominal: $d_{int} = 37 \text{ mm}$
Presión de trabajo: $P_T = 1.00 \text{ Mpa}$.

Área de la lateral con el nuevo diámetro adoptado:

$$A_{\text{diámetro adoptado2}} = \frac{\pi \times (d_{\text{interior}})^2}{4}$$

$$A_{\text{diámetro adoptado2}} = \frac{\pi \times (0.037)^2}{4}$$

$$A_{\text{diámetro adoptado2}} = 0.00108 \text{ m}^2$$

Velocidad real en la lateral 2:

$$V_{\text{real lateral 2}} = \frac{Q_2}{A_{\text{diámetro adoptado2}}}$$

$$V_{\text{real lateral 2}} = \frac{0.000124 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}}{0.00108 \text{ m}^2}$$

$$V_{\text{real lateral 2}} = 0.12 \text{ m/seg}$$

Diámetro del colector principal.

Velocidad en el colector principal:

$$V_c = 0.45 \text{ m / seg.}$$

Área del colector principal:

$$A_c = \frac{Q_d}{V_c}$$

$$A_c = \frac{0.000546 \text{ m}^3 / \text{seg}}{0.45 \text{ m / seg}}$$

$$A_c = 0.00121 \text{ m}^2$$

Diámetro del colector principal:

$$d_c = \left\{ \frac{4 \times A_c}{\pi} \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$d_c = \left\{ \frac{4 \times 0.00121}{\pi} \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$d_c = 0.039 \text{ m}$$

Valor adoptado:

$$d_c = 39 \text{ mm}$$

Adoptamos un valor comercial (Tuberías y accesorios de PVC para agua potable. Fabricado con sello de calidad INEN 1373):

Designación: $d_{ext\ colector} = 50\text{ mm}$
 Espesor nominal: $esp = 1.5\text{ mm}$
 Diámetro interior: $d_{int\ colector} = 47\text{ mm}$
 Presión de trabajo: $P_T = 0.80\text{ Mpa.}$
 Área del colector con el nuevo diámetro adoptado:

$$A_{colector} = \frac{\pi \times (d_{int\ colector})^2}{4}$$

$$A_{colector} = \frac{\pi \times (0.047)^2}{4}$$

$$A_{colector} = 0.00173\text{ m}^2$$

Velocidad real en el colector principal:

$$V_{real\ colector} = \frac{Q_d}{A_{colector}}$$

$$V_{real\ lateral\ 2} = \frac{0.000546\text{ m}^3 / \text{seg}}{0.00173\text{ m}^2}$$

$$V_{real\ lateral\ 2} = 0.3\text{ m/seg}$$

Material filtrante en los filtros lentos de arena

Características del lecho de soporte del material filtrante en la FILTRACION LENTA DE ARENA está constituida por tres capas de grava:

Características del lecho de soporte del material filtrante FLA		
Posición del lecho	Espesor de la capa	Diámetro (mm)
Superior contacto con la arena	0,1	1.00 -1.40 mm
Medio posición intermedia	0,1	4.00 - 5.6 mm
Inferior (junto al sistema de drenaje)	0,15	16.00 - 23.00 mm

Altura del lecho de soporte del material filtrante de arena es 0.35 m.

Altura inicial de la capa de arena $L_o = 0.80\text{ m}$ adoptado

Altura de la capa de arena en el filtro lento.

Altura de la capa de agua sobre-nadante:

$H_{sn} = 1.00\text{ m}$ adoptado

Altura o borde libre:

$H_{bl} = 0.20\text{ m}$ adoptado

Altura Total de la Unidad de Filtración

$H_{tf} = 2.35\text{ m}$

DESINFECCION

Para el cálculo de la desinfección se utilizara el hipoclorito de calcio $(ClO)_2$ que contiene el 70% de cloro activo, perecen las bacterias patógenas y después las coliformes, dada las condiciones de sus organismos con dosis que van desde 0,1 a 2 mg/l.

En este caso en vista de que el agua, proviene de una fuente superficial se utilizara una dosis de 1.0 mg/l.

$$Q = (0.84 \text{ l/s}) \times (86400 \text{ s/día}) = 72576 \text{ l/día}$$

Cantidad necesaria de hipoclorito al día.

$$1 \text{ mg/l} \times (1 \text{ gr}/1000 \text{ mg}) \times (1 \text{ Kg}/1000 \text{ gr}) = 1 \times 10^{-6} \text{ Kg/l}$$

$$(1 \times 10^{-6} \text{ Kg/l}) \times 72576 \text{ l/día} = 0.072576 \text{ Kg/día}$$

$$0.072576 \text{ Kg/día} \times (1000 \text{ gr}/1 \text{ Kg}) = 72.6 \text{ gr/día}$$

70% de cloro activo

$$\frac{72.6}{0.70} \text{ gr/día} = 103.71 \text{ gr/día}$$

Se disolverá en el tanque hipoclorador tipo INEN de 205 litros diariamente, 103.71 gr de hipoclorito de calcio al 70% el tanque de hipoclorito contiene 50Kg = 50000 gr para un tiempo de 50000gr/ (103.71 gr/día)= 482 días.

El tarro de hipoclorito deberá ser sustituido cada dieciséis meses antes de su vaciado total.

Urkund Analysis Result

Analysed Document: INFORME FINAL bustamante.docx (D16327663)
Submitted: 2015-11-23 00:44:00
Submitted By: faguirre@utmachala.edu.ec
Significance: 1 %

Sources included in the report:

[https://archive.org/stream/ec.cpe.5.9.2.1997/ec.cpe.5.9.2.1997_djvu.](https://archive.org/stream/ec.cpe.5.9.2.1997/ec.cpe.5.9.2.1997_djvu)

txt Instances where selected sources appear:

2

Revisado por:



Ing. Fredy Aguirre Morales Mg. Sc.
DOCENTE UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL