

CAPÍTULO I ASPECTOS GENERALES

1.1. INTRODUCCIÓN

Desde tiempos remotos el hombre ha luchado con el problema que había para evacuar las aguas servidas de los centros urbanos, siendo los romanos los primeros que en sus ciudades construyeron lo que podemos mencionar como un alcantarillado sanitario para poder deshacerse de las aguas negras y posteriormente ciudades modernas como Londres fueron en diseñar y construir un sistema de alcantarillado sanitario, construyendo túneles subterráneos que recogían todas las aguas residuales y vertían las mismas al río Tamesis, pero esto generó un problema por la excesiva contaminación, por lo que ahora toda el agua que recoja un sistema de alcantarillado debe ir a plantas de tratamientos donde se eliminan la mayoría de los desechos sólidos y recién se la vierte en algún cauce natural.

El desarrollo de redes de alcantarillado sanitario es una preocupación mundial por las condiciones de insalubridad que se producen cuando no se cuenta con un medio adecuado de transporte, disposición y tratamiento de las aguas residuales.

Actualmente la cobertura de estos servicios en Bolivia no alcanza niveles óptimos, lo cual es alarmante puesto que esta situación pone a nuestra sociedad en condiciones de riesgo, no solo de contraer enfermedades por estar en contacto con focos de infección, esfuerzo para evitar el riesgo de contaminación a la población y los cuerpos de agua en beneficio del nivel de vida de las personas.

En el caso de Bolivia, los elevados costos para su construcción, operación, mantenimiento y la falta de recursos para el sector saneamiento básico dificultan la inmediata solución. Es así que se deben buscar alternativas para atender la demanda de servicios de saneamiento y salud pública, con viabilidad técnica y económica que reduzcan los costos y simultáneamente mantengan su eficiencia.

Para el efecto y como será demostrado en el presente trabajo es necesario aplicar técnicas modernas de diseño en atención a las Normas y Reglamentos vigentes en nuestro país.

1.2. JUSTIFICACIÓN

El diseño del sistema de alcantarillado sanitario para el barrio 15 de agosto, es solucionar uno de los grandes retos que afronta el sector del saneamiento básico a nivel mundial y permitirá mejorar

el acceso a poblaciones de menores ingresos a los servicios de agua potable y alcantarillado sanitario. La zona destinada para el estudio no cuenta con un proyecto de alcantarillado sanitario, motivo por el cual resulta factible la elaboración del mismo.

Con la implementación de la red se pretende recolectar las aguas servidas del barrio, de esta manera se conducirán las aguas servidas del barrio para que tengan un tratamiento adecuado y de esta manera las aguas recolectadas serán llevadas a una pequeña planta de tratamiento que también se la diseñara y de esta manera se podrá tratar estas aguas que se recolectadas del barrio 15 de agosto.

La falta de alcantarillado sanitario genera problemas de insalubridad como anegamientos superficiales de aguas servidas, alta infiltración de aguas servidas y cloacales a las napas freáticas que se convierten en focos infecciosos que determinan condiciones de baja calidad de vida para las familias del área.

1.2.1. Justificación académica

El diseño hidráulico de un sistema de alcantarillado sanitario del barrio 15 de agosto la ciudad de Yacuiba, permitirá recabar y realizar información, cálculos, mediciones y analizar diferentes variables tanto cuantitativas como cualitativas, que dejen al estudiante utilizar un criterio técnico para optar por la mejor alternativa de construcción del mismo.

A través de esto se plasmara los conocimientos teórico-práctico, adquiridos durante el proceso de aprendizaje universitario.

1.2.2. Justificación técnica

Realizar el **“DISEÑO HIDRAULICO SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO BARRIO 15 DE AGOSTO”**, Se dotara de un sistema de alcantarillado sanitario construido bajo la normativa y reglamentación vigente en Bolivia, que certifique el óptimo desarrollo del mismo. Determinando la ubicación de los componentes del sistema; como el cálculo correspondiente a su diseño de los mismos, buscando que el diseño sea económico y técnicamente aceptable.

El mismo se basara en el diseño de los diferentes colectores y su respectiva conexión al colector principal a través de las características físicas del barrio, asegurando así el desalojo rápido de las aguas residuales de cada familia hacia el colector principal mitigando impactos negativos al medio ambiente y brindando de una mayor calidad de vida a los residentes del lugar.

1.2.3. Justificación social

La disponibilidad del agua potable sin una red de alcantarillado genera focos de infección que deriva en el deterioro de la salud de la población, generando focos de infección y contaminación. Es en este sentido que el “DISEÑO HIDRAULICO SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO BARRIO 15 DE AGOSTO”, servirá a los beneficiarios del barrio, como una propuesta técnica para buscar financiamiento para la etapa de inversión del mismo.

Al brindar un sistema de alcantarillado sanitario a la población se eliminara los riesgos de contraer enfermedades, reduciendo así los índices de mortalidad en el departamento.

Una recolección apropiada y eficiente de las aguas residuales proporcionaría un ambiente sano, libre de gérmenes y desechos, un escenario paisajístico agradable y habitacional, brindaría a la comunidad una mejor calidad de vida.

1.2.4. Justificación institucional

En marco a la misión que sigue nuestra casa superior de estudios “Universidad Autónoma Juan Misael Saracho”, dando a promocionar profesionales idóneos y capaces de afrontar las problemáticas de la sociedad, mediante la aplicación del conocimiento científico y tecnológico adquiridos en un proceso de formación universitaria.

Por tanto el presente proyecto va a representar el producto final buscado, mediante el “DISEÑO HIDRAULICO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO”, siendo este una solución a la necesidad de evacuar aguas residuales, paralelamente dará al estudiante paso a una evacuación de su capacidad para servir a la sociedad.

1.3. PROBLEMÁTICA

1.3.1. Planteamiento del problema

El barrio 15 de agosto ha venido experimentado en los últimos años una rápida expansión de habitantes. Esto trajo como consecuencias enfermedades creadas por los microorganismos presentes en los desechos humanos la falta de un sistema de alcantarillado sanitario es una de las que más se denotan y se ha convertido en un tema de preocupación para los habitantes.

Estos pozos sépticos se ven afectados pues carecen de manera de evacuar los desechos orgánicos y aguas negras vertidos en los mismos.

El barrio 15 de agosto ha venido experimentando en los últimos años una rápida expansión poblacional. Esto a traído como consecuencia un crecimiento acelerado del área rural y se observa que aumenta el volumen de desechos producidos y disminuye la cobertura de servicios básicos.

Debido al crecimiento desmedido mencionado anteriormente no se desarrollaron sistema de alcantarillado sanitario exponiendo a la población en un alto grado de contaminación ambiental, causando molestias y reduciendo la calidad de vida de las personas.

1.3.2. Formulación del problema

¿Cómo se puede mejorar la calidad de vida de los habitantes del barrio 15 de agosto?

La población al no contar con servicios de saneamiento, hace el uso de pozos sépticos y letrinas los cuales contaminan los suelos y las aguas freáticas causando impactos negativos en el medio ambiente. Se puede observar también el agua utilizada por los habitantes escurre por las calles, invade los caminos, restan estética al panorama y emiten olores desagradables.

El problema por el cual se atraviesa en la actualidad es que la falta de alcantarillado constituye una molestia a los habitantes, porque no existe un desalojo apropiado y eficiente de las aguas residuales.

Por lo tanto, se realizará un estudio para poder dotar a los habitantes del barrio 15 de agosto de un sistema de alcantarillado sanitario para mejorar la calidad de vida de los habitantes de la zona.

1.3.3. Sistematización del problema

¿Qué impacto tendrá en la vida cotidiana de los habitantes el sistema de alcantarillado sanitario?

Esta obra tendrá un impacto positivo en los habitantes del barrio les dará una vida más digna y reducirá el porcentaje de contraer enfermedades. Les facilitara la salida de las aguas domésticas y aguas negras.

¿Qué ventajas podría traer un sistema de alcantarillado sanitario al barrio?

Al contar con el sistema de alcantarillado sanitario se podrá reducir los focos de contaminación así mismo se aumenta la calidad de vida de los habitantes y el desarrollo del barrio.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo general

Mejorar la calidad de vida de los habitantes del barrio 15 de agosto mediante el Diseño de la red de alcantarillado sanitario y sus componentes en función a la Normativa Boliviana 688.

1.4.2. Objetivo específico

- Diseñar la red de alcantarillado sanitario según indica la NB 688.
- Elaborar el presupuesto general de la obra.
- Realizar los planos constructivos.
- Especificaciones técnicas de construcción.
- Elaborar un perfil de proyecto sobre la planta de tratamiento.

1.5. ALCANCE

- Realizar el levantamiento topográfico.
- Diseño hidráulico de la red de alcantarillado sanitario.
- Presupuesto del proyecto de la red de alcantarillado sanitario.
- Planos a detalle final de los distintos componentes.
- Especificaciones técnicas.
- Perfil de proyecto sobre la planta de tratamiento.

1.6. METODOLOGÍA DE TRABAJO

Para realizar el trabajo se dividió en etapas:

Etapas 1

Recopilación de datos

Esta información nos brindó la empresa Emapyc como ser:

- Área de proyecto.
- Número de habitantes.
- Dotación de consumo de la ciudad de Yacuiba de un periodo de los últimos 10 años.
- Conexiones de la red alcantarillado a cámaras existentes.

Etapa 2

Realizar el levantamiento topográfico del lugar

- Localizar el área de trabajo.
- Localizar los dos puntos BM.
- Se colocara las estacas en las esquinas de todo el barrio.
- Con el equipo Estación total levantamos la nube de puntos X Y Z, con referencia la nube de puntos para poder disparar en los alarifes y estos están ubicados en las estacas ya colocadas inicialmente.
- Después de haber trabajado en el campo se hace el trabajo de gabinete con la recopilación de datos plasmados a los programas del AutoCAD.

Etapa 3

Calculo del caudal

- Para un periodo de diseño de 20 años se realizará el diseño.
- Para la tasa de crecimiento anual se considerara los 3 últimos censos realizados en Bolivia por el instituto nacional de estadística.
- La población inicial se tomara en función al número de lotes que en este caso hay 405 lotes en el barrio 15 de agosto, con una densidad población por lote 5 hab/lote.
- Para la dotación se trabajara con datos brindados por la Empresa Emapyc.
- El coeficiente de retorno se la considerara el 80 %
- Para el caudal de infiltración se utilizara un coeficiente de infiltración de 0.00005 (l/s/m) tuberías de material plástico con un tipo de unión de anillo de goma para un nivel freático bajo.
- El caudal de conexiones erradas se lo considerara un 10 %
- El coeficiente de punta se la considerara los K1 y K2 que se los utiliza para el diseño de agua potable en Bolivia.

Etapa 4

Realizar el trazo de la red

- Con la ayuda de la topografía dibujamos la línea de la red de alcantarillado para que todo el sistema de alcantarillado sanitario descargue por gravedad para un buen funcionamiento y evitar el mantenimiento continuo.
- Evitar muchas cámaras en el tramo de esquina a esquina para poder economizar la NB 688 nos recomienda de 50 a 70 metros para un mantenimiento correcto, pero también nos sugiere de 100 metros de cámara a cámara en terrenos planos como ser en zonas llanas.
- Con el criterio recomendado por la norma de dos entradas y una salida se diseñara la red de alcantarillado sanitario.
- Las cámaras de arranque y cámaras de inspección se las ubicara en las esquinas.

Etapa 5

Calculo hidráulico

- Una vez dibujado la red del alcantarillado se realizara con planillas Excel el cálculo hidráulico de la red con criterios y fórmulas que recomiendan la NB 688.
- Evitar altas excavaciones fuera de la norma el mínimo 1.2 metros y máximo 4.5 metros.
- Escoger diámetros comerciales 4", 6", 8", 10" y 12"
- Controlar las velocidades de 0.5 m/s a 5 m/s permitido por la N.B. 688.
- Debe cumplir la fuerza tractiva > 1 según N.B. 688.

Etapa 6

Realizar los planos

- Se realizara los planos de topografía y su ubicación.
- Plano de la red en planta y sus perfiles.
- Planos de detalles como ser de las cámaras de arranque, cámaras intermedias y sus demás componentes.

Etapa 7

Realizar el presupuesto

- Se realizara el cómputo métrico de la red de alcantarillado sanitario.
- El precio unitario de cada ítem.
- Por el presupuesto por modulo y general del proyecto.

Etapa 8

Realizar las especificaciones técnicas

- Se desarrolló las especificaciones técnicas de cada actividad.

Etapa 9

Realizar el cronograma de actividades

- Se realizó el cronograma con la herramienta de Microsoft office 2013 Excel para poder determinar el tiempo total de obra.

Etapa 10

Propuesta de perfil planta de tratamiento

- Con la ayuda del Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales se logró elegir la mejor línea de tratamiento.

Etapa 11

Conclusiones y recomendaciones

- En base a todos los puntos anteriores se redactó las conclusiones y recomendaciones.

1.7. MARCO DE REFERENCIA

En general el proyecto de grado a desarrollar comprenderá con lo siguiente:

1.7.1. Marco conceptual

Sistema de alcantarillado sanitario: conjunto de colectores secundarios, principales, interceptores, emisarios, bombeo, cámaras de inspección, terminales de limpieza y tubos de

inspección y limpieza que recogen y transportan aguas residuales hasta la planta de tratamiento o disposición final. Denominado también sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

Población inicial: población atendida en el año de inicio de operación de un sistema de alcantarillado sanitario.

Población final: población atendida en el año de alcance de proyecto.

Población servida: número de habitantes que son servidos por un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

Afluente: agua residual que ingresa a un proceso de tratamiento.

Aguas residuales: desechos líquidos provenientes de residencias, instituciones, fábricas o industrias.

Aguas residuales domesticas: desechos líquidos provenientes de los hábitos higiénicos del hombre en actividades domésticas.

Altura de recubrimiento del colector: diferencia de nivel, entre la superficie del terreno o la rasante de la vía y la clave del colector.

Área tributaria: superficie que aporta hacia un tramo o punto determinado. **Cámara de inspección domiciliaria:** cámara destinada para la inspección y limpieza de la tubería de recolección, ubicada en el interior del inmueble. Sirve para recoger las aguas residuales, provenientes de los domicilios.

Cámara de caída: estructura utilizada para disipar la energía de caída cuando una tubería llega a una altura considerable respecto de la tubería de salida.

Cámara de inspección o pozo de visita: cámara que se instala en los cambios de dirección, diámetro o pendiente en las tuberías de alcantarillado de la red pública, la misma sirve para permitir la inspección y mantenimiento de los colectores. Visible a través de una abertura existente en su parte superior, destinada a permitir la reunión de dos o más colectores. Estructura de mampostería de piedra o ladrillo u hormigón, de forma usualmente cilíndrica que remata generalmente en su parte superior en forma troncocónica y con tapa removible.

Caja de pozo: cámara sin acceso, localizada en puntos singulares por necesidad constructiva y que permite el paso del equipo de limpieza del tramo de aguas bajo. Puede ser utilizada en sustitución de la cámara de inspección en casos de cambio de dirección, pendiente, diámetro y material.

Caracterización de las aguas residuales: determinación del caudal y características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales, según su procedencia.

Caudal de aporte: caudal doméstico en contribución medio, máximo y mínimo (l/s).

Caudal de diseño: caudal máximo horario doméstico de contribución de aguas residuales, además de los caudales adicionales por conexiones erradas, por infiltración y de descarga concentrada, se calcula por la etapa inicial y final del periodo de diseño. **Caudal por conexiones erradas:** contribución de caudal debido a la conexión de aguas pluviales en la red de alcantarillado sanitario.

Caudal por infiltración: agua proveniente del subsuelo, adicional para el sistema separado y combinado.

Coefficiente de punta: relación entre el caudal máximo horario y el caudal medio diario doméstico. Usualmente para su determinación se utiliza fórmulas que relacionan el coeficiente con la población por considerar que las mismas cubren los factores que están ligados a los siguientes aportes. El tamaño del área servida la densidad y la forma del área.

Coefficiente de retorno: porcentaje del caudal de agua potable que se asigna al caudal de aguas residuales.

Coefficiente de rugosidad: parámetros que representa el efecto de fricción del conducto sobre el flujo.

Colector: tubería que funcionando como conducto libre, recibe la contribución de aguas residuales en cualquier punto a lo largo de su longitud.

Colector principal: conducto sin conexiones domiciliarias directas que recibe los caudales de los tramos secundarios, para conducirlos a plantas de tratamientos de aguas residuales o a cuerpos de agua.

Colector secundario: colector de diámetro menor que se conecta a un colector principal.

Conexión domiciliaria: tubería que transporta las aguas residuales y/o pluviales desde la cámara de inspección domiciliaria hasta un colector público.

Conexiones cruzadas: conexiones domiciliarias de aguas residuales al alcantarillado pluvial o viceversa.

Contribuciones de aguas residuales: volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación, integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales.

Consumo: volumen de agua potable recibido por el usuario en un periodo determinado.

Cota de clave: nivel del punto más alto de la sección transversal externa de una tubería o colector.

Cota solera: nivel del punto más bajo de la sección transversal interna de una tubería o colector.

Criterios de diseño: datos básicos que permiten el diseño de una estructura o componente de un sistema.

Cuerpo receptor: cualquier curso de agua natural o masa de agua natural o de suelo que recibe el lanzamiento o descarga del afluente final.

Densidad de población: número de personas que habitan dentro de un área tributaria determinada, generalmente expresada en hab/ha.

Disposición final: destino final del afluente de aguas residuales a una planta de tratamiento o cuerpo receptor de agua.

Dotación: cantidad de agua promedio diaria por habitante que suministra el sistema de agua potable, expresada en litros por habitante día.

Efluente: líquido que sale de un proceso de tratamiento.

Emisario: conducto que tiene como origen el punto más bajo del sistema y que conduce las aguas residuales al sitio donde se someterán a tratamiento. Se caracteriza porque a lo largo de su recorrido no recibe contribución alguna.

Entibado: estructura de madera o metálica que se coloca para evitar el revenimiento o derrumbe de las excavaciones efectuadas y que ayuda a instalar tuberías o implantar estructuras profundas hasta 5 m.

Instalación sanitaria domiciliaria: conjunto de tuberías de agua potable, alcantarillado, accesorios y artefactos que se encuentran dentro de los límites de la propiedad. (N.B. 688,2007:34-37)

CAPÍTULO II DESCRIPCIÓN DEL ÁREA E INFORMACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

2.1. ASPECTOS GENERALES

2.1.1 Nombre del proyecto

Diseño hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario del barrio 15 de agosto de la ciudad de Yacuiba.

2.1.2 Tipo de proyecto

Este proyecto se diseñara para que sistema trabaje por gravedad.

2.1.3 Planteamiento del problema

El barrio 15 de agosto ha venido experimentado en los últimos años una rápida expansión de habitantes. Esto trajo como consecuencias enfermedades creadas por los microorganismos presentes en las aguas residuales. No se desarrollaron sistema de alcantarillado sanitario exponiendo a la población en un alto grado de contaminación ambiental, causando molestias y reduciendo la calidad de vida de las personas.

2.1.4 Objetivos

2.1.4.1 Objetivo general

Mejorar la calidad de vida de los habitantes del barrio 15 de agosto mediante el diseño la red de alcantarillado sanitario y sus componentes en función a la Normativa Boliviana 688.

2.1.4.2 Objetivo específico

- Diseñar la red de alcantarillado sanitario según indica la NB 688.
- Elaborar el presupuesto general de la obra.
- Realizar los planos constructivos.
- Elaborar especificaciones técnicas y cronograma de construcción.
- Elaborar un perfil de proyecto sobre la planta de tratamiento.

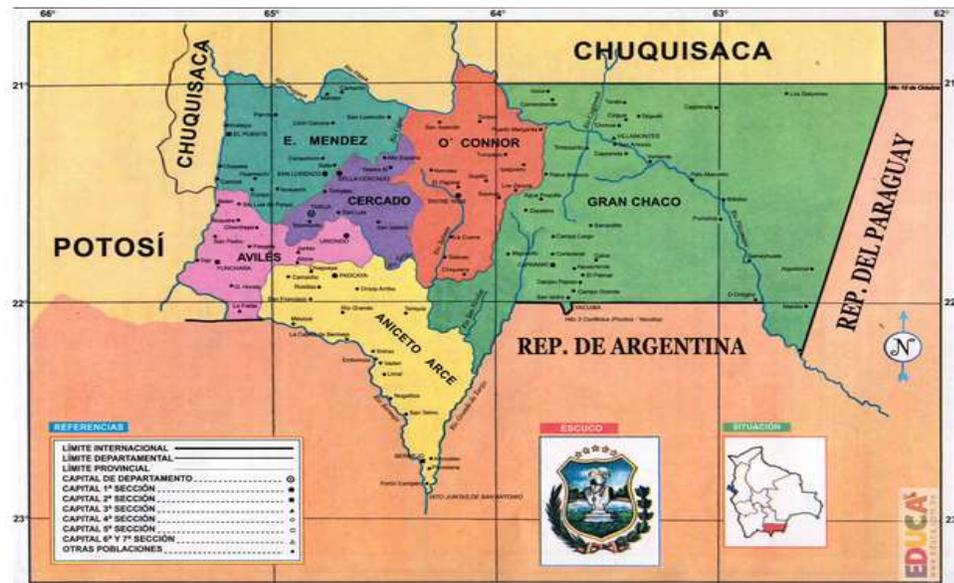
2.1.5 Instituciones involucradas

La Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Yacuiba EMAPYC y Gobierno Autónomo Municipal de Yacuiba.

2.2. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

2.2.1. Ubicación geográfica del proyecto

Fig. 1 Mapa del departamento de Tarija



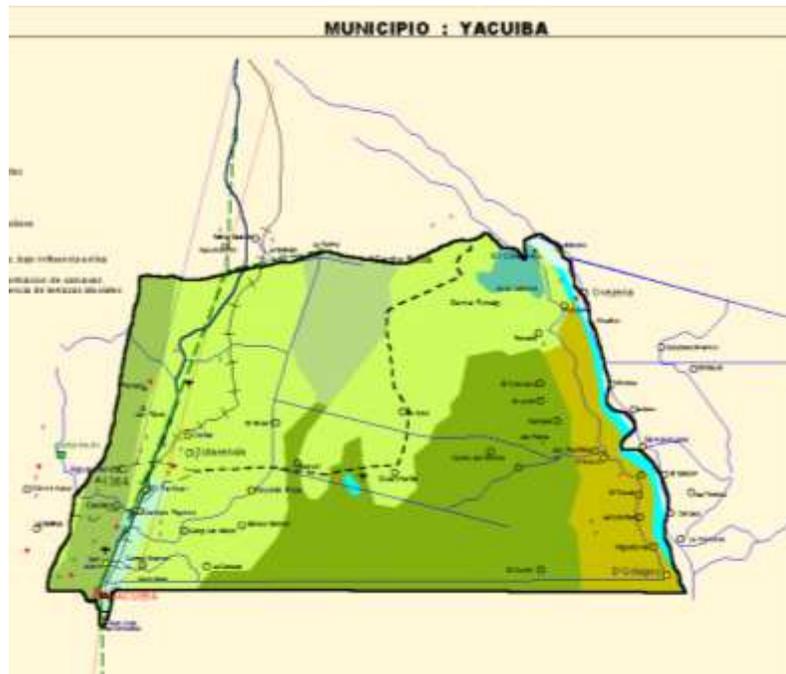
Fuente: Pag. Web

Fig. 2 Mapa de la provincia Gran Chaco



Fuente: Pag. Web

Fig. 3 Mapa de la primera sección Yacuiba



Fuente: Pag. Web

2.1.2. Latitud, longitud y altitud

El barrio 15 de agosto se encuentra ubicada en el distrito 10 del municipio Yacuiba, primera sección de la provincia del gran chaco se encuentra ubicado en las coordenadas geodésicas 21°57'12,68" latitud Sur y 63°38'45,36" longitud Oeste en una elevación de 648 m.s.n.m..

Fig. 4 Ubicación geográfica del Barrio 15 de agosto



Fuente: Google Earth

2.1.3. Límites territoriales

Tiene como límites a los siguientes espacios geográficos:

- Al norte con la zona de la planta separadora de líquidos.
- Al sur con el barrio el Lapachal.
- Al oeste con el Aeropuerto.
- Al este con la república de Argentina.

2.2. DESCRIPCIÓN FÍSICA DEL ÁREA PROYECTO

2.2.1. Climatológicas

2.2.1.1. Temperatura

De acuerdo al comportamiento de la región de estudios se identificaron dos épocas definidas, una época húmeda de noviembre a marzo, la época seca de mayo a agosto y una época de transición de abril a octubre. El registro de temperaturas más bajas es en el mes de junio (época invernal) con una media mensual de 15.5 °C, mientras que los meses de máxima temperatura son de diciembre a enero con una máxima de 40 °C, la temperatura media correspondiente al periodo seco (mayo-octubre) es de 19.2 °C en tanto que para el periodo húmedo (noviembre-abril) es de 24.78 °C. En época invernal se presentan heladas de diferente intensidad llegando las temperaturas mínimas extremas a - 7 °C.

2.2.1.2 Precipitación

Con referencia a estaciones de Yacuiba y Palmar Grande por las características de semejanza climática con los dos paisajes de la zona que reflejan el tipo de cobertura vegetal, condiciones de humedad y temperatura. Los valores medios anuales de precipitación para el periodo de 1993 a 2015 en las estaciones se tiene una precipitación media anual alcanza un valor de 1136 mm. En el área del proyecto predomina un clima templado semihumado.

2.2.1.3. Vientos

Los vientos oscilan entre 2 y 3 metros por segundo, la velocidad promedio 2.5 metros por segundo. Los pisos climáticos están interrelacionados con parámetros climáticos como la temperatura, la precipitación, latitud y otras, el municipio presenta una variedad climática que va desde chaco húmedo (zona húmeda) y llanura chaqueña (semiárido-seco).

Zona chaco húmedo y pie de monte se extiende paralelo a las serranías del aguaragüe y caiza hasta 10 km. Hacia el este y desde la localidad de Yacuiba en la parte sur, hasta sachapera hacia el norte en una extensión de 40 km. Esta faja de terrenos tiene formaciones de bosques altos mesófilos o semihúmedos. La dirección de los vientos son de sur-este con velocidades altas hasta de 90 km/hr sin embargo esto no ocurre con frecuencia y solo se presentan en épocas de lluvias. La velocidad promedio se encuentra en el orden de 7 m/s (2.6 km/hr).

2.2.2. Topográficas

El lugar presenta una topografía plana sin muchas obstrucciones en el plano se puede observar de acuerdo a la topografía que se hizo en el lugar tenemos una pendiente del 2 % que podríamos decir que son buenas para el diseño del alcantarillado que esto garantiza que el sistema trabajara a gravedad.

2.2.3. Hidrológicas

Las características hidrológicas del lugar son las mismas que para nuestra ciudad siendo todavía parte de la ciudad de Yacuiba, tiene un clima caluroso que sobre pasa los 40 °C en tiempos de verano y temperaturas bajo 0 C° en tiempos de inviernos se tiene un ciclo hidrológico de septiembre a octubre a lo largo del año con presencia de precipitaciones moderadas y de tormentas cortas.

2.2.4. Servicios básicos existentes:

2.2.4.1. Servicio de electricidad

Con relación a los servicios de electricidad en el área de influencia del proyecto, se puede indicar que el barrio cuenta con el servicio de energía eléctrica con cobertura del 80 %

2.2.4.1. Servicio de transporte

El barrio 15 de agosto cuenta con la línea El Lapachal y taxis que prestan su servicio todo el día permitiendo el libre desplazamiento de la población a diferentes puntos de la ciudad de Yacuiba.

2.2.4.2. Infraestructura vial

El acceso más importante al barrio es la avenida que se encuentra al norte de la ciudad de Yacuiba. En la salida de san isidro esta avenida se encuentra pavimentada. Las calles en el área de influencia son de tierra pero se puede transitar todo el año sin ningún inconveniente.

2.2.4.3. Agua potable

Se conoce que la Gobernación Autónoma Regional del Gran Chaco ha perforado un pozo profundo para la dotación de agua a este barrio, luego se ejecuta el tendido de una red de tuberías de poli tubo de $d = 2$ plg.

Pozo perforado:

Nivel estático 14,15 m nivel dinámico 18,11 m caudal 4,09 lt/sg

Actualmente se tiene una bomba trifásica de 7,5 HP y la tubería de impulsión es poli tubo de $d = 2$ plg. Se tiene una plataforma de ladrillo gambote de $2,3 \times 6,3 \times 1,0$ donde se encuentra emplazado un tanque de 10500 lt de plástico.

Fig. 5 Proyecto sistema de agua potable



Fuente: Fotografía del barrio

2.2.4.4. Servicios no existentes

- Servicio de alcantarillado pluvial.
- Servicio de alcantarillado sanitario.
- Servicio de salud.
- Escuela.

2.2.5. Extensión

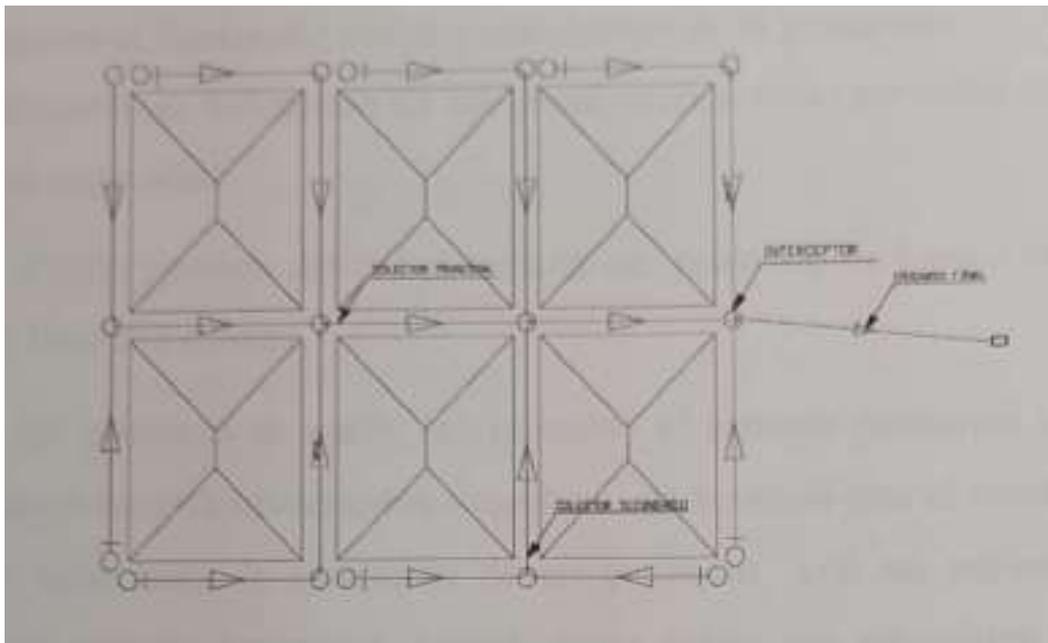
El área de estudio comprende de 22 hectáreas.

CAPITULO III FUNDAMENTO TEORICO

3.1 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Es el sistema de recolección diseñado para evacuar exclusivamente aguas residuales domesticas de una población. Un sistema de alcantarillado está constituido por un conjunto de tuberías, instalaciones y equipos destinados a coleccionar y transportar aguas residuales a un sistema final conveniente, de forma continua y segura para el medio ambiente.

Fig. 6 Componente de alcantarillado



Fuente: propia

3.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de diseño definen el tamaño del sistema a ser construido y deberán ser establecidos de acuerdo con la demanda real del servicio, ya que estos tienen incidencia directa en los costos de inversión y mantenimiento de los sistemas instalados.

Periodo de diseño

El periodo de diseño es el tiempo durante el cual servirán eficientemente las obras del sistema.

Los factores que intervienen en la selección del periodo de diseño son:

- Vida útil de las estructuras y equipos tomando en cuenta la obsolescencia, desgaste y daños.
- Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto.

- c) Cambios en el desarrollo social y económico de la población.
- d) Comportamiento hidráulico de las obras cuando estas no estén funcionando a su plena capacidad.

El periodo de diseño permite definir el tamaño del proyecto en base a la población a ser atendida al final del mismo.

Los periodos de diseño deben de adoptarse en función de los componentes del sistema y características de la población:

Tabla N° 1 Periodo de diseño (años)

Componentes del sistema	Población menor a 20 000 habitantes	Población mayor a 20 000 habitantes
Interceptores y emisarios	20	30
Plantas de tratamiento	15 a 20	20 a 30
Estaciones de bombeo	20	30
Colectores	20	30
Equipamiento:		
Equipos eléctricos	5 a 10	5 a 10
Equipos de combustión interna	5	5

Fuente: N.B. 688

El periodo de diseño varía entre dichos rangos de tiempo, pero se puede adoptar cualquier otro valor sujeto a una justificación del proyectista lo justifique.

Con el fin de evitar inversiones mayores al inicio del proyecto y/o el sobre dimensionamiento de los distintos componentes del sistema, referido a los requerimos del periodo inicial del proyecto, se deben definir etapas de construcción para los componentes susceptibles de crecimiento.

3.2.1 Población de Proyecto

Es el número de habitantes servidos por el proyecto para el periodo de diseño, el cual debe ser establecido con base a la población inicial.

Para la estimación de la población de proyecto se deben considerar los siguientes aspectos:

- a) Población inicial, referida al número de habitantes dentro de área de proyecto que debe determinarse mediante un censo de población y/o estudio socioeconómico.

- b) Población futura, referida al número de habitantes dentro del área del proyecto que debe de estimarse con base a la población inicial, el índice de crecimiento poblacional y el periodo de diseño. (N.B. 688, 2007:43)

Para la población futura obtuvimos 2025 habitantes con un total de 405 lotes.

3.2.2 Tasa de Crecimiento

Según el censo realizado en el año 2001 y 2012 por el INE, el índice de crecimiento anual poblacional (i), para la provincia de Gran Chaco primera sección Yacuiba es de:

$$i = 2.59 \% \quad i = 2.6 \%$$

3.2.3 Dotación de Media Diaria

La contribución de las aguas residuales depende principalmente del abastecimiento de agua. Para el dimensionamiento del sistema de alcantarillado sanitario debe ser utilizado el consumo de agua efectivo per cápita, sin tomar en cuenta las pérdidas de agua.

El consumo de agua per cápita es un parámetro extremadamente variable entre diferentes poblaciones y depende de diversos factores, entre los cuales se destacan:

- a) Los hábitos higiénicos y culturales de la comunidad.
- b) La cantidad de micro medición de los sistemas de abastecimiento de agua.
- c) Las instalaciones y equipamientos hidráulicos – sanitario de los inmuebles.
- d) Los controles ejercidos sobre el consumo.
- e) El valor de la tarifa y la existencia o no de los subsidios sociales o políticos.
- f) La abundancia o escasez de los puntos de captación de agua.
- g) La intermitencia o regularidad del abastecimiento del agua.
- h) La temperatura media de la región.
- i) La renta familiar.
- j) La disponibilidad de equipamientos domésticos que utilizan agua en cantidad apreciable.
- k) La intensidad de la actividad comercial.

Para el caso de sistemas nuevos de alcantarillado sanitario, la dotación media diaria de agua debe ser obtenida sobre la base de la población y zona geográfica dada, también se puede explicar que la dotación en los llanos es mayor que en los valles y mucho más mayor que en el altiplano por el

simple hecho por la influencia del clima por que a mayor temperatura mayor consumo de agua. A continuación, se muestra las dotaciones en la tabla 2 (N.B 688, 2007:45)

Tabla N° 2 Dotación media (l/hab/día)-Población

Zona	Población (hab)					
	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 a 100 000
Del Altiplano	30 a 50	30 a 70	50 a 80	80 a 100	100 a 150	150 a 200
De los Valles	50 a 70	50 a 90	70 a 100	100 a 140	150 a 200	200 a 250
De los Llanos	70 a 90	70 a 110	90 a 120	120 a 180	200 a 250	250 a 350
NOTAS	(1)			(2)		

Fuente: N.B. 688

3.2.4 Dotación futura de agua

La dotación media diaria puede incrementarse de acuerdo a los factores que pueden el consumo y se justifica por el mayor hábito en el uso de agua y por la disponibilidad de la misma. Por lo que, se debe considerar en el proyecto una dotación futura para el periodo de diseño, la misma que debe ser utilizada para la estimación de los caudales de diseño.

La dotación futura se debe estimar con un incremento anual entre el 0.5 % y el 2 % de la dotación media diaria, aplicando la fórmula del método geométrico. (N.B. 688,2007:46)

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

Donde:

Df = Dotación futura, L/hab/d

Do = Dotación inicial, L/hab/d

D = Variación anual de la dotación, en porcentaje

t = Número de años de estudio, en años

3.2.5. Coeficientes de retorno

El coeficiente de retorno (Cr) es la relación que existe entre el caudal medio de aguas residuales domésticas y el caudal medio de agua que consume la población. Del total de agua consumida de agua, solo una parte contribuye al alcantarillado, pues el saldo es utilizado para lavado de vehículos, lavados de acera y calles, riego de jardines y huertas, irrigación de parques públicos terrazas de residencias y otros. De esta manera, el coeficiente de retorno depende de los factores locales como la localización y tipo de vivienda, condición de las calles (pavimentadas o no) tipo de clima u otros factores.

Se debe utilizar valores entre el 60% a 80% de la dotación de agua potable. Valores menores y mayores a este rango deben ser justificados por el proyectista. (N.B. 688, 2007:46)

3.2.6 Coeficiente de punta

El coeficiente de punta “M” es la relación entre el caudal máximo horario y el caudal medio diario.

El coeficiente de punta sirve para estimar el caudal máximo horario con base en el caudal medio diario, tiene en cuenta las variaciones del consumo de agua.

La variación del coeficiente de punta “M” debe ser estimada con base a relaciones de Harmon y Babbit, válidas para poblaciones de 1000 hab. a 10.000 hab.: la relación de Flores, en las cuales se estima “M” en función de número de habitantes; la relación de Popel para poblaciones que varían de 5 000 a 25 000 hab. y también se debe tomar en cuenta los coeficientes de variación del caudal K1 Y K2.

El coeficiente de punta debe ser obtenido mediante las siguientes ecuaciones:

a) Coeficiente de harmon (adimensional)

$$M = 1 + \frac{l^4}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde:

P = población en miles de habitantes.

Su alcance está recomendado en el rango: $2 \leq M \leq 3,8$

b) Coeficiente de babbitt

$$M = \frac{5}{p^{0.20}}$$

Donde:

P = Población en miles de habitantes

c) Coeficiente de flores

$$M = \frac{3.5}{p^{0.10}}$$

Donde:

P = Población en miles de habitantes

d) Coeficiente de k_1 y k_2

$M = K_1$ y K_2

Donde:

K_1 = Coeficiente de máximo caudal diario, es la relación entre mayor caudal diario verificado al año y el caudal medio diario anual, el coeficiente K_1 varía entre 1.2 a 1.5 según las características de la población. Los valores de K_1 corresponden a poblaciones menores, donde los hábitos y costumbres de la población son menores.

K_2 = Coeficiente de máximo caudal horario. Es la relación entre mayor caudal observado en una hora del día de mayor consumo y el caudal medio del mismo día. El coeficiente de máximo caudal horario K_2 , varía según el número de habitantes, como se muestra en la tabla 3

Tabla N° 3 Valores del coeficiente k_2

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

Fuente: N.B. 688

e) Coeficiente de Pöpel

En la tabla de 4 se representa los coeficientes de Pöpel, en función al tamaño de la población.

Tabla N° 4 Valoración de coeficiente de Pöpel

Población en miles	Coeficiente M
Menor a 5	2,40 a 2,00
5 a 10	2,00 a 1,85
10 a 50	1,85 a 1,60
50 a 250	1,60 a 1,33
Mayor a 250	1,33

Fuente: N.B. 688

3.2.7 Caudal por conexiones erradas

Se deben de considerar los aportes de aguas pluviales al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones (de bajantes de tejados y patios). Estos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistema recolección y evacuación de aguas pluviales.

El caudal por conexiones erradas debe ser de 5% al 10% del caudal máximo horario de aguas residuales domésticas. Valores mayores a este rango deben ser justificados por el proyectista.

Qce debe ser estimado para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema. (N.B. 688,2007:48)

3.2.8 Caudal por infiltración

Las contribuciones indebidas en las redes de sistemas de alcantarillado sanitario pueden ser originarias del subsuelo – genéricamente designados como infiltraciones o pueden provenir del cauce accidental o clandestino de las aguas pluviales.

Las aguas del suelo penetran a través de los siguientes puntos:

- Por las juntas de las tuberías
- Por las paredes de las tuberías
- Por las estructuras de las cámaras de inspección o pozos de vista, cajas de inspección, ajas de paso, tubos de inspección, limpieza y terminales de limpieza.

El aporte del caudal por infiltración se debe establecer con base a los valores de la tabla 5

El caudal de infiltración (Q_i) es igual a (C_i) por la longitud (L) del tramo del colector (m)

Tabla N° 5 Valores de infiltración

Nivel freático	Tubería de hormigón		Tuberías de material plástico	
	Tipo de unión			
	hormigón	anillo goma	hormigón	anillo goma
Bajo	0,0005	0,0002	0,00010	0,00005
Alto	0,0008	0,0002	0,00015	0,00005

Fuente: N.B. 688

3.2.9 Caudal domestico

El caudal medio diario doméstico (Qmd), debe ser calculado utilizando una de las siguientes expresiones:

$$Q_{\text{medio}} = \frac{P \times \text{Dot}}{86400} \times C$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{N \times t_o \times \text{Dot}}{86400} \times C$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{A \times \text{Dens} \times \text{Dot}}{86400} \times C$$

Donde:

Qm=Caudal medio doméstico, en l/s

Pf= Población futura

Dot= Dotación futura para consumo humano, en l/s*hab*día

C= Coeficiente de aporte, adicional.

N= Numero de lotes

A= Área de contribución, en Ha

To= Tasa de ocupación poblacional, en hab/lote.

Dens= Densidad poblacional, en hab/Ha

El caudal de contribución doméstico (Qm) debe ser estimado para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema.

El caudal de contribución doméstico, debe ser calculado en función del número de lotes N (N° lotes) y la tasa de ocupación poblacional, to (hab/lote), o considerando el área de contribución (Ha) y la densidad poblacional (hab/Ha), además del consumo de agua por cápita, D (L/hab/d) y el coeficiente de retorno (C). (N.B. 688, 2007:47)

3.2.10 Caudal máximo horario doméstico (Qmh)

El caudal máximo horario es la base para establecer el caudal de diseño de una red de colectores de un sistema de colección y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario del día máximo, se debe de estimar a partir del caudal medio diario, mediante el uso del coeficiente de punta “M” y para las condiciones inicial y final del proyecto. El caudal máximo horario está dado por: (N.B. 688,2007:50)

$$Q_{max\ horario} = Q_{md} * M$$

Donde:

Qmh Caudal máximo horario doméstico, en L/s

M Coeficiente de punta adimensional

Qmd Caudal medio diario doméstico, L/s

3.2.11 Caudal de diseño

El caudal de diseño (Q_D) de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario domestico del día máximo Q_{maxh} , los aportes por infiltraciones lineales y conexiones erradas y de los caudales de descarga concentrada. El caudal de diseño está dado por: (N.B. 688,2007:50)

$$Q_D = Q_{MH} + Q_{ce} + Q_{inf}$$

Donde:

Qd = Caudal de diseño, en l/s

Qmh = Caudal máximo horario doméstico, en l/s

Qi = Caudal de infiltración, en l/s

Qce = Caudal por conexiones erradas, en l/s

3.3 Criterios de diseño de colectores

La técnica de cálculo admite el escurrimiento en el régimen permanente y uniforme, donde el caudal y la velocidad media permanecen constante en una determinada longitud de conducto.

El diseño de un sistema de alcantarillado requiere el conocimiento de los principios de hidráulica que se aplican al escurrimiento de los líquidos en conductos sin presión, cerrados o abiertos, es decir que las aguas residuales escurren dentro de las alcantarillas por gravedad. Sin embargo, en algunos casos y dependiendo de algunas condiciones topográficas pueden utilizarse eventualmente sistemas a presión por tramos cortos.

Los principales factores que afectan al flujo de aguas residuales son:

- Pendiente al tubo.
- Área de la sección transversal.
- Rugosidad de la superficie interior de la condición.
- Condiciones de flujo (parcialmente lleno, permanente).
- Naturaleza, peso específico y viscosidad del líquido.

Durante el funcionamiento del sistema de alcantarillado, se debe cumplir la condición de auto limpieza para limitar la sedimentación de arena y otras sustancias sedimentables en los colectores. La eliminación continua de sedimentos es costosa y en caso de falta de mantenimiento se pueden generar problemas de obstrucción y taponamiento.

3.3.1 Propiedades hidráulicas de los conductos circulares

a) Flujo en tuberías con sección llena

En el diseño de conductos circulares, se utilizan tablas, monogramas o programas de computadora, los mismos que están basados en la fórmula de Manning y relacionan la pendiente, diámetro, caudal y velocidad, para condiciones de flujo a sección llena.

b) Flujo en tuberías con sección parcialmente llena

El flujo a sección llena se presenta en condiciones especiales. Se debe destacar que la condición normal de flujo en conductos circulares de alcantarillado, es a sección parcialmente llena, con una superficie de agua libre y en contacto con el aire.

Durante el diseño, es necesario determinar el caudal, velocidad, tirante y radio hidráulico, cuando el conducto fluye a sección parcialmente llena (condiciones reales). Para el cálculo es necesario utilizar las propiedades hidráulicas de la sección circular que relacionan las características de flujo a sección llena y parcialmente llena.

3.3.2 Ecuaciones para el diseño

Para los cálculos hidráulicos, se deben utilizarse las siguientes ecuaciones:

3.3.2.1 Ecuación de Colebrook White

La siguiente ecuación permite obtener la velocidad media de flujo de agua residual, desarrollando a partir de la fórmula de Darcy – Weisbach y Colebrook - White:

$$V = -2,0 \log \left(\frac{2,51\nu}{D\sqrt{2g} D S} + \frac{K/D}{3,71} \right) \sqrt{2g} D S$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)

D = Diámetro (m)

S = Pendiente (m/m)

K/D = Rugosidad relativa en la pared de la tubería (m/m)

ν = Viscosidad cinemática (m²/s) (varia con la temperatura del líquido)

g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

En la tabla 6, se presentan los valores de las rugosidades de las tuberías (K) (N.B. 688,2007:51)

Tabla N° 6 Valores de las rugosidades en las tuberías

Material	Rugosidad (K) (mm)
PVC	0,10
Hormigón	0,30
Fierro fundido sin revestimiento	0,25
Fierro fundido con revestimiento	0,125

Fuente: N.B. 688

3.3.2.2 Ecuación de Manning

La fórmula empírica de Manning es la más práctica para el diseño en caudales abiertos.

La técnica de cálculo admite el escurrimiento en régimen permanente y uniforme, donde el caudal y la velocidad promedio permanecen constantes a lo largo de la corriente. (N.B. 688,2007:51)

$$V = \frac{1}{n} \times R^{1/2} \times S^{1/2}$$

Donde:

V = Velocidad de escurrimiento (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad (adimensional)

R = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente (m/m)

3.3.2.3 Ecuación de continuidad

$$Q = A \times V$$

Donde:

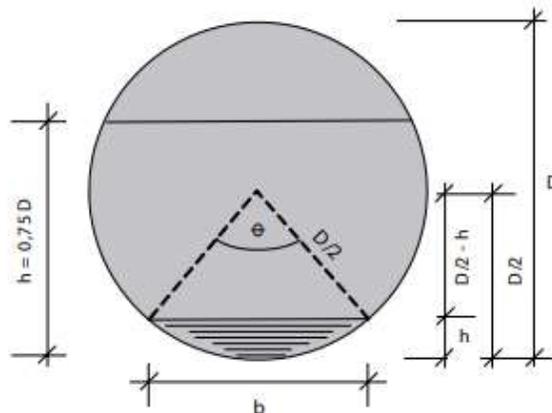
Q = Caudal (m^3/s)

A = Área de la sección circular (m^2)

V = Velocidad (m/s)

Los cálculos de las fisuras de los sectores y segmentos circulares y relaciones trigonométricas, deben ser obtenidos según la figura 7

Fig. 7 Relaciones geométricas de la sección circular parcialmente llena



Fuente: N.B. 688

Donde:

D : diámetro, en (mm) (plg)

H: tirante de agua, en m (%)

(N.B. 688,2007:52)

3.3.2.4 Sección llena

Las relaciones geométricas para la sección circular son:

- Área:

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

- Perímetro:

$$P = \pi \times D$$

- Radio hidráulico

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

- Velocidad

$$V = \frac{0.397}{n} \times D^{2/3} \times S^{1/2}$$

- Caudal

$$Q = \frac{0.312}{n} \times D^{8/3} \times S^{1/2}$$

3.3.2.5 Sección parcialmente llena

- El ángulo central θ° (en grado sexagesimal):

$$\theta^\circ = 2 \arccos \left(1 + \frac{2h}{D} \right)$$

- Radio hidráulico:

$$R = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2\pi \theta^\circ} \right)$$

- Velocidad:

$$V = \frac{0.397 \times D^{2/3}}{n} \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen}\theta^\circ}{2\pi\theta}\right)^{2/3} s^{1/2}$$

- Caudal:

$$Q = \frac{D^{8/3}}{7257.15n (2\pi\theta^\circ)^{2/3}} (2\theta^\circ\pi - 360 \operatorname{sen}\theta^\circ)^{5/3} s^{1/2}$$

3.2.3 Coeficiente “n” de rugosidad

El coeficiente de rugosidad “n” de la fórmula de Manning será de 0.013 en alcantarillas sanitarias para cualquier tipo de material de tubería. Es decir la película biológica formada hace que este coeficiente sea uniforme independiente del material. (N.B.688,2007:53)

3.3.4 Diámetro mínimo

En las redes de recolección y evacuación de aguas residuales, la sección circular es la más usual para los colectores principalmente en los tramos iniciales. El diámetro mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado sanitario convencional y /o no convencional (alcantarillado condominial, simplificado y modular 100% plástico) es 100 mm (4plg) con el fin de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema. Para el alcantarillado de pequeño diámetro sin arrastre de sólidos el diámetro mínimo es de 50 mm (2 plg). (N.B.688,2007:53)

3.3.5 Criterio de la tensión tractiva

Cada tramo debe ser verificado por el criterio de la tensión tractiva media de valor mínimo $T_{min} = 1$ Pa. En los tramos iniciales la verificación de la tensión tractiva mínima no debe ser inferior a 0.6 Pa. (N.B.688,2007:55)

La ecuación de la tensión tracción está definida por:

$$\tau = \rho \times g \times R \times s$$

Donde:

τ = Tensión tractiva (Pa)

ρ = Densidad del agua (1000 kg/m³)

g = Aceleración de la gravedad (9.81 (m/s²))

R=Radio hidráulico (m)

s = Pendiente de la solera (m/m)

3.4.6 Pendiente mínima

La pendiente de cada tramo de la red no debe ser inferior a la mínima admisible calculada de acuerdo con la relación de caudales de Q_p/Q_{11} , ni superior a la máxima calculada según el criterio de la tensión tractiva.

La pendiente del colector debe ser calculada con el criterio de la tensión tractiva, según las siguientes ecuaciones:

- Pendiente para tuberías con sección llena

$$s_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \times g \times R}$$

- Pendiente para tuberías con sección parcialmente llena

$$s_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \times g \times \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \sin \theta^\circ}{2\pi\theta}\right)}$$

Donde:

s_{\min} = Pendiente mínimo del tramo de tubería (m/m)

τ_{\min} = Tensión tractiva mínima (Pa)

ρ = Densidad del agua (1000 kg/m³)

g = Aceleración de la gravedad (9.81 (m/s²))

R=Radio hidráulico (m)

θ° = Angulo en grado sexagesimal

La pendiente mínima debe ser determinada para garantizar la condición de auto limpieza de la tubería para la etapa inicial del proyecto, de acuerdo a la siguiente relación de caudales:

$$\frac{Q_p}{Q_{11}} = 0.10 - 0.15$$

Donde:

Q_p = Caudal de aporte medio diario en la etapa inicial (sección parcialmente llena)

Q_{11} = Capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro (Q_d) (sección llena)

Otras relaciones de caudal deben ser justificadas con información correspondiente a caudales de aporte presente y sus proyecciones. Se recomienda utilizar:

$$\frac{Q_p}{Q_{11}} = 0.15$$

3.3.8 Tirante máximo de agua

Los tirantes de agua deben ser siempre calculados admitiendo un escurrimiento en régimen uniforme y permanente, siendo su valor máximo igual o inferior al 75% del diámetro del colector. (N.B.688,2007:58)

3.3.9 Velocidad crítica

Cuando la velocidad final es superior a la velocidad crítica el mayor tirante admisible debe ser 50 % del diámetro del colector, asegurándose la ventilación del tramo.

La velocidad crítica está definida por

$$V_c = 6\sqrt{gR}$$

Donde:

V_c = Velocidad crítica (m/s)

g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

R = Radio hidráulico (m)

(N.B.688,2007:58)

3.4 RED DE COLECTORES Y MÉTODOS DE DISEÑO

3.4.1 Método de diseño para la determinación de caudales en los tramos de la red

Existen 2 métodos considerados los más sobresalientes para el diseño de redes de alcantarillado sanitario.

- Método de las longitudes unitarias.
- Métodos de las áreas unitarias.

(Rodriguez,2012:37)

3.4.1.1 Método de las longitudes unitarias

Este método se enfoca principalmente en obtener un factor de cálculo del caudal por metro lineal de longitud de tuberías, distribuyendo la población de diseño a lo largo de la longitud de la red de colectores.

Índice de distribución poblacional

Es el número de habitantes presentes en un metro lineal de red de tuberías:

$$\Delta = \frac{P_f}{L_t}$$

Donde:

Δ = Distribución poblacional para el diseño (hab/m)

P_f = Población final proyectada para el período de diseño

L_t = Longitud total de tubería para el proyecto

Factor de caudal

Es el factor que indica la cantidad de caudal aportado a la red por cada habitante existente a lo largo de todos los tramos de tubería.

$$FC = \frac{Q_{max}}{P_f}$$

Donde:

FC = Factor de cálculo del caudal (l/s/hab)

P_f = Población final proyectada para el periodo de diseño

Q_{max} = Caudal máximo horario

(Rodriguez,2012:38-39)

3.4.1.2 Método de las áreas unitarias

Método de cálculo válido para todo tipo de redes de tendido ya sea de agua potable o redes de saneamiento alcantarillado sanitario; este método va dirigido al cálculo del caudal de cada tramo de colector a través del predio cálculo de factores incidentes, la densidad poblacional y el factor de cálculo de caudal.

Índice de densidad poblacional

Es el número de habitantes presentes en un metro cuadrado de área de aporte:

$$\delta = \frac{P_f}{A_T}$$

Donde:

δ = Densidad poblacional para el diseño (hab/m²)

P_f = Población final proyectada para el período de diseño

A_T = Área de aporte total para el proyecto

Factor de caudal

Es el factor que indica la cantidad de caudal aportado a la red por cada habitante existente dentro del área total de aporte.

$$FC = \frac{Q_{max}}{P_f}$$

Donde:

FC = Factor de cálculo del caudal (l/s/hab)

P_f = Población final proyectada para el periodo de diseño

Q_{max} = Caudal máximo horario

En el diseño que se está realizando se trabajara con el método de las áreas debido a su mayor precisión en cuanto a la distribución del caudal para el diseño de cada tramo y su respectivo cálculo hidráulico. (Rodriguez,2012:39-40)

3.5 PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA RED

Los parámetros de diseño a tomarse en cuenta para el diseño de una red de alcantarillado sanitario son:

- Área de aporte
- Índice de densidad poblacional
- Factor de caudal
- Velocidades de diseño
- Tensión tractiva mínima
- Pendientes mínimas de diseño
- Relaciones de caudal
- Diámetros mínimos

(Rodriguez,2012:39-40)

3.5.1 DEFINICIÓN DEL ÁREA DE LA RED

El área de la red de proyecto se encuentra definida claramente por los límites del barrio para la cual se está realizando el diseño, cabe resaltar que la topografía natural del lugar es muy irregular esto debido a que son lugares de asentamientos humanos que con el pasar de los años pero en poco tiempo se han constituido en un barrio más de nuestra ciudad de Yacuiba. (Rodriguez,2012:41)

3.5.2 TRAZADO DE LA RED

De acuerdo al plano topográfico y el trazo de las cuadras obtenidas en el plano de planta del lugar se puede trazar la red de colectores, el trazo va definido de acuerdo a como están dispuestas las cuadras.

La dirección de flujo que se definieron, van de acuerdo a la disposición de pendientes naturales que nos ofrece el terreno presentándose varias dificultades en especial con las pendientes tan irregulares que presenta el lugar, en ciertos puntos de la red es necesario sobre pasar la profundidad de excavación de 5m parámetro limite recomendable que establece la norma, además de la utilización de cámaras con caída para vencer desniveles. (Rodriguez,2012:42)

3.5.3 Áreas de aporte

Una vez definido el trazo de los colectores se procedió a definir las áreas de aporte en cada colector, esto fue definido trazando rectas cruzadas de esquina a esquina puestas que partan un área más o menos cuadrada. La participación de las áreas de aporte de figura más o menos rectangular va siguiendo el criterio de falla en losas. (Rodriguez,2012:43)

3.5.4 Ubicación de los colectores

Los colectores deben localizarse siguiendo el lineamiento de las calles. Sin embargo, si la topografía o el costo de construcción lo ameritan, pueden ubicarse por las aceras dentro de los manzanos de casas. En particular, esto último es válido para los alcantarillados condominios.

Los colectores de aguas residuales no deben estar ubicados en la misma zanja de una tubería de agua y su cota clave siempre debe estar por debajo de la cota solera de la tubería de agua.

Si se prevé que el área del proyecto tendrá solo alcantarillado sanitario, el colector debe ser localizado a lo largo de las vías públicas equidistantes de las edificaciones laterales; esto es en el eje, pero si el terreno es muy accidentado debe asentarse del lado donde quedan los terrenos más bajos. (N.B.688,2007:60)

3.6 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL DISEÑO

3.6.1 Profundidad mínima de instalación

La profundidad de la tubería debe ser tal que permita recibir los afluentes “por gravedad” de las instalaciones prediales y proteger la tubería contra cargas externas como el tráfico de vehículos y otros impactos. La profundidad mínima debe ser aquella que este por debajo de la cota de conexión predial del vecino, garantizando que este sea atendido. Las profundidades deben ser suficientes para permitir las conexiones a la red colectora. (N.B.688,2007:58-59)

3.6.1.1 Recubrimiento mínimo a la cota clave

La profundidad del recubrimiento será definida por el cálculo estructural de la tubería instalada en zanja, considerando que los esfuerzos a la que está sometida dependen de las características del suelo, cargas de relleno y vehicular, tipo de material de la tubería, cama de asiento, ubicación y trazado en el terreno.

El cálculo estructural deberá cumplir con las recomendaciones de las normas bolivianas correspondientes al material empleado.

Se podrán utilizar diferentes tipos de materiales para tuberías y accesorios, siempre que cuenten con la certificación normativa del organismo competente autorizado en el país.

En caso de instalación de tubería de PVC rígido, la deformación diametral relativa máxima admisible a lo largo plazo será de 7,5% del diámetro.

Los valores mínimos permisibles de recubrimiento de los colectores se definen en la tabla 7

Tabla N° 7 Profundidad mínima de colectores

Ubicación	Profundidad a la clave del colector (m)
Vías peatonales o zonas verdes	0,75
Vías vehiculares	1,00

Fuente: N.B. 688

Para casos especiales como localidades con evidentes problemas de desagüe los valores anteriores deben reducirse tomando las previsiones estructurales y geométricas correspondientes.

La conexión domiciliaria y los colectores de aguas residuales deben localizarse por debajo de las tuberías de agua. (N.B.688,2007:59)

3.6.1.2 Conexión de descargas domiciliarias

La profundidad mínima del colector deberá permitir la correcta conexión de las descargas domiciliarias a la red pública de alcantarillado. La norma vigente de instalaciones domiciliarias de alcantarillado, establece una pendiente mínima del 2% desde la cámara de inspección domiciliaria hasta la tubería de recolección. (N.B.688,2007:59)

3.6.2 Profundidad máxima

La profundidad máxima del colector de recolección y evacuación de aguas residuales debe ser aquella que no ofrezca dificultades constructivas, de acuerdo al tipo de suelo y que no obligue al tendido de alcantarillados auxiliares.

La profundidad máxima admisible de los colectores es de 5m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y colectores durante y después de su construcción. (N.B.688,2007:59)

3.6.3 DIMENSIONES DEL ANCHO DE ZANJA

Las dimensiones mínimas del ancho de zanjas para diferentes diámetros de colectores se presentan en la tabla 8

Tabla N° 8 dimensiones mínimas de zanja

Diámetro (mm)	Profundidad de excavación					
	Hasta 2 m		De 2 m a 4 m		De 4 m a 5 m	
	Anchos de zanja					
	s/entibado	c/entibado	s/entibado	c/entibado	s/entibado	c/entibado
100	0,50	0,60	0,65	0,75	0,75	0,95
150	0,60	0,70	0,70	0,80	0,80	1,00
200	0,65	0,75	0,75	0,85	0,85	1,05
250	0,70	0,80	0,80	0,90	0,90	1,10
300	0,80	0,90	0,90	1,00	1,00	1,20
400	0,90	1,00	1,00	1,10	1,10	1,30
450	0,95	1,05	1,05	1,15	1,15	1,35
500	1,00	1,10	1,10	1,20	1,20	1,40
550	1,10	1,20	1,20	1,30	1,30	1,50
600	1,15	1,25	1,25	1,40	1,35	1,60
700	1,25	1,35	1,35	1,50	1,45	1,70
800	1,35	1,45	1,45	1,60	1,55	1,80
900	1,50	1,60	1,60	1,75	1,70	1,95
1 000	1,60	1,70	1,70	1,85	1,80	2,05
1 100	1,80	1,90	1,90	2,05	2,00	2,25

Fuente: N.B. 688

(N.B.688,2007:61)

3.6.4 Ancho de zanja para dos o más colectores

Para excavaciones donde se tenga que colocar dos o más colectores a la misma profundidad, el ancho de la zanja será igual a la distancia entre ejes de los colectores externos, más el sobre ancho necesario para el trabajo de instalación y entibado fijado en los artículos que anteceden. La distancia entre ejes de colectores será viable en función de los diámetros correspondientes.

En el caso de tendido de dos colectores a diferente nivel, el ancho de la zanja común será igual a la distancia entre ejes de los colectores según la tabla anterior, más la suma de los radios exteriores extremos y la suma de los sobre anchos que resulten de la profundidad promedio de las zanjas, si fueran considerados separados. (N.B.688,2007:62)

3.7 CÁMARAS DE INSPECCIÓN

Las cámaras de inspección y limpieza, especiales para rejas, compuertas, aliviaderos o puntos destinados a medición, deben ser fácilmente accesibles.

Las cámaras de inspección y limpieza se ubican entre el eje de las alcantarillas o con ligera desviación y su diámetro debe tener como dimensión mínima 0,60 m y 0,60 x 0,60 para el caso de cámaras rectangulares.

Las cámaras de inspección de sección circular, deberían tener 1,20 m de diámetro en su base inferior, aunque actualmente se puede aceptar hasta 1,0m.

La base de las cámaras puede ser de concreto o mampostería; en todo caso, debe tener una altura mayor o igual a 15 cm.

La base se apoya sobre una capa de hormigón pobre o gravilla con espesor de 5 cm.

Los canales de conducción construidos en la base, de sección semicircular, deben permitir el flujo de las diferentes conexiones.

La superficie del fondo de la cámara debe tener una pendiente hacia los canales de enlace no menor al 2% para evitar acumulación de depósitos orgánicos no mayor al 10% por razones de seguridad para el personal de limpieza. (Centeno,2012:73)

3.7.1 Aspectos constructivos de la cámara de inspección

Las Cámaras de Inspeccion se contruyen en hormigon simple o armado, mamposteria de piedra y mamposteria de ladrillos, prefabricadas, PVC. Pueden ser de seccion circular o cuadrada. Las paredes en mamposteria tendran un espesor minimo de 20 a 25 cm; las juntas se realizaran con concreto de cemento y arena fina en proporcion 1:3 o 1:4, las paredes internas deben ser inlucidas con una capa de 2cm de espesor con mortero de cemento arena fina 1:2 o 1:3.

Las paredes de concreto vaciadas en sitios o prefabricadas mediante anillos modulares, tendran un espesor minimo de 10cm.

Las tapas de las camaras de inspeccion, preferentemente seran de hierro de fundicion; sin embargo, por razones economicas, pueden ser tambien de concreto armado, debiendose el diametro libre de 0.60m. (Centeno,2012:73-74)

3.7.2 Ubicación de las cámaras de inspección

La ubicación, y en consecuencia el número de Cámaras de Inspección deben ser objeto de un estudio especial ya que su costo incide en un porcentaje elevado en la construcción del sistema, por ello es necesario tomar en cuenta lo siguiente:

- Ubicar en los arranques de colectores.
- Ubicar en los cambios de dirección.
- Ubicar en los cambios de diámetro.
- Ubicar en cambios de pendiente.
- Ubicar para vencer desniveles.
- En las intersecciones de colectores.
- En tramos largos, de modo que la distancia entre dos cámaras consecutivas no exceda lo estipulado.

La distancia entre Cámaras de Inspección, esta directamente relacionada a la utilización de equipos y métodos de limpieza, sean estos manuales o mecanizados, por tal razón se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Si se utiliza equipo manual como ser varillas flexibles y sus respectivos accesorios, la distancia entre cámaras podrá ser de 50 a 70m.
- Si se utiliza equipo mecánico, la distancia entre cámaras puede llegar a 100m y avanzar aun hasta los 150m.
- Si los diámetros de los colectores son visitables y permiten una limpieza directa por un operador, la distancia puede ampliarse a 150 o 200m.

(Centeno,2012:74)

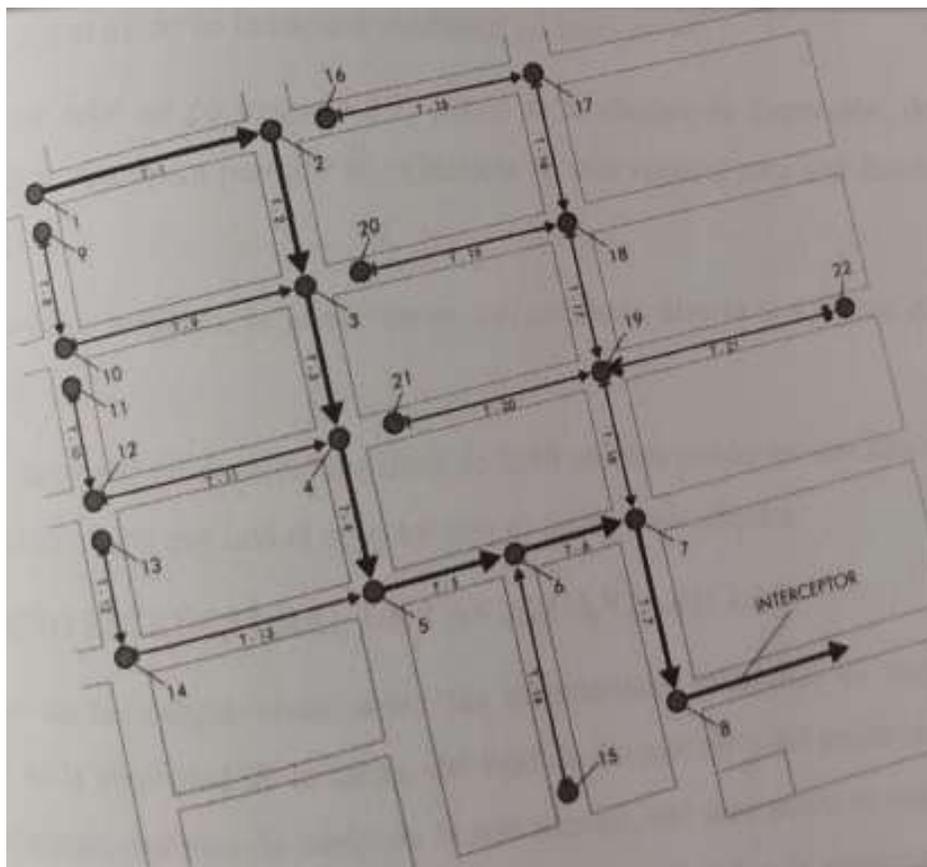
3.7.3 Numeración de las cámaras de inspección

Las cámaras de inspección serán numeradas a partir de aguas arriba hacia aguas abajo.

Las cámaras de inspección serán numeradas en el sentido de flujo. En la FIGURA 8 la numeración se inicia con el colector principal o interceptor en el sentido de flujo desde el punto de cota más elevada (1) hasta la cota más abajo (8), además cada tramo recibe su numeración (C1 a C8).

(Centeno,2012:74)

Fig. 8 numeraciones de cámara de inspección



Fuente: Centeno,2012

3.7.4 Dimensión de cámaras de inspección

El diámetro interno mínimo será de 1.20m. El diámetro mínimo de la boca de ingreso a la cámara de inspección será de 0.60m. (N.B.688,2007:62)

CAPITULO IV INGENIERIA DEL PROYECTO

4.1 CALCULO HIDRAULICO DE LA RED

4.1.1 POBLACION FUTURA

Para estimar la población futura se realizó el conteo de los lotes que hay en cada manzano, cada lote tiene un área aproximada de 300 m² y con los datos del censo se obtuvo una población aproximada de 5 habitantes por lote.

Así se puede determinar la población para cuando el barrio este completamente habitado y funcionando en su etapa más crítica, suponiendo que en cada lote habitaran 5 personas.

Fig. 9 Lotes de la zona de estudio



Fuente: Emapyc

Tomando en cuenta esta superficie de lotes y proyectando las futuras edificaciones y decir que habitaran 5 habitantes sería un valor muy aleatorio si no se justifica según el crecimiento de la ciudad y las características demográficas de esta, por lo que tomara en cuenta los barrios totalmente habitados de la ciudad de Yacuiba para realizar un estimado de cuantos habitantes viven en una casa.

La población final se la obtuvo de la siguiente manera

$$P_f = \text{N}^\circ \text{ de lotes} \times 5 \frac{\text{hab}}{\text{lote}}$$

$$P_f = 405 * 5 = 2025 \text{ hab}$$

4.1.2 DENSIDAD POBLACIONAL

$$D_p = \frac{P_f}{A} = \frac{2025}{22} = 92.05 \text{ hab/Ha}$$

Donde:

$$D_p = \text{densidad poblacional} \left(\frac{\text{hab}}{\text{Ha}} \right)$$

$$P_f = \text{doblacion futura (hab)}$$

$$A = \text{Área de aporte (m}^2\text{)}$$

4.1.3 DOTACION DE AGUA

Para calcular la dotación de agua se utiliza datos de consumo anual del año 2009 al 2021

Tabla N° 10 dotación de la ciudad de Yacuiba

año	dotación (lt/hab/día)
2009	118.34
2010	111.03
2011	109.80
2012	106.88
2013	111.30
2014	115.23
2015	113.06
2016	112.62
2017	109.04
2018	101.12
2019	99.47
2020	102.71
2021	99.40

Fuente: Emapyc

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

Donde:

D_f = dotacion futura l/hab/dia

D_o = dotacion inicial l/hab/dia

d = variacion anual de dotacion, en porcentaje

t = número de años en estudio, en años

$$99.4 = 118.34 * \left(1 + \frac{d}{100}\right)^{13}$$

$$d = - 1.33 \%$$

La dotación de variación anual en estos años de estudio calculando me dio un valor negativo por tanto tiende a bajar la dotación, en este caso nuestra dotación futura o de diseño será el último año de registro

$$D_f = 99.40 \text{ l/hab/día}$$

La dotación per cápita de la ciudad de Yacuiba dato oficial de la ciudad de Yacuiba es de:

$$D_{\text{perc}} = 150 \text{ l/hab/día}$$

Dotación obtenida por tablas según la N.B. 688 de alcantarillado sanitario tabla 2

Zona	Población (hab)					
	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 a 100 000
Del Altiplano	30 a 50	30 a 70	50 a 80	80 a 100	100 a 150	150 a 200
De los Valles	50 a 70	50 a 90	70 a 100	100 a 140	150 a 200	200 a 250
De los Llanos	70 a 90	70 a 110	90 a 120	120 a 160	200 a 250	250 a 350
NOTAS	(1)			(2)		

$$D_f = 200 * \left(1 + \frac{-1.33}{100}\right)^{20}$$

$$D_f = 153.01 \text{ lt/hab/día}$$

NOTA:

Mi dotación de diseño será de 150 lt/hab/día ya que este valor promedio de consumo de agua en la ciudad de Yacuiba

4.1.4 COEFICIENTE DE RETORNO

Debido a que las aguas residuales de una población son el reflejo del servicio de agua potable, es válido el criterio de aceptar como aguas residuales un porcentaje de la dotación de agua potable.

Estudios estadísticos han estimado el porcentaje de agua abastecida que llega a la red de alcantarillado. Este coeficiente oscila entre 60 y 80 % de la dotación de agua potable.

$$C = 80 \%$$

4.1.5 COEFICIENTE DE PUNTA

4.1.5.1 COEFICIENTE DE VARIACION HORARIA Y DIARIA

El coeficiente de punta sirve para estimar el caudal máximo horario con base en el caudal medio diario, tiene en cuenta las variaciones del consumo de agua.

La experiencia Brasileña que es recomendable para América Latina y adoptada por la Norma Boliviana deduce el valor de M de la multiplicación de los coeficientes de variación diaria y horaria K1 y K2 estableciendo lo siguiente:

$$M = K1 * K2$$

$$K1 = 1.5 \text{ por que la dotación es baja}$$

$$K2 = 1.5 \text{ supera los 95000 habitantes en Yacuiba}$$

$$M = 1.5 * 1.5 = 2.25$$

4.1.5.2 COEFICIENTE DE HARMON

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{95000}} = 1.05$$

Donde:

M = Coeficiente de Harmon adimensional

P = Población, en miles de habitantes

Su alcance está recomendado en el rango $2 \leq M \leq 3.8$

4.1.5.3 COEFICIENTE DE BABBIT

$$M = \frac{5}{p^{0.2}}$$

$$M = \frac{5}{95000^{0.2}} = 0.51$$

Donde:

P = Población en miles de habitantes

4.1.5.4 COEFICIENTE DE FLORES

$$M = \frac{3.5}{p^{0.1}}$$

$$M = \frac{3.5}{95000^{0.1}} = 1.11$$

Donde:

P = Número total de habitantes

4.1.5.5 COEFICIENTE DE POPEL

En la tabla 9 se presenta los coeficientes de popel, en función al tamaño de la población

Tabla N° 9 Valores del coeficiente de Popel

Población en miles	Coeficiente M
Menor a 5	2,40 a 2,00
5 a 10	2,00 a 1,85
10 a 50	1,85 a 1,60
50 a 250	1,60 a 1,33
Mayor a 250	1,33

Fuente: N.B 688

Interpolando sale un coeficiente de punta de $M = 1.54$

NOTA:

Analizando los diferentes coeficientes de punta como ser Harmon, Babbit, Flores, Popel y el método brasileiro se llega a la conclusión que ninguno coincide.

Pero si sabe y se conoce que el método brasileño es el que mejor se ajusta para América Latina tanto para alcantarillado y agua potable. Es por eso que adoptamos el coeficiente de punta el método brasileño para diseñar.

4.1.6 CAUDAL MEDIO DIARIO

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

Donde:

Q_{md} = Caudal medio diario doméstico, lt/s

P_f = Población futura, hab

D_f = Dotación futura para consumo humano, lt/hab/dia

C = coeficiente de aporte, adimensional

$$Q_{md} = \frac{2025 * 150 * 0.8}{86400}$$

$$Q_{md} = 2.81 \text{ lt/sg}$$

4.1.7 CAUDAL MAXIMO HORARIO

$$Q_{max} = M * Q_{md} = 2.25 * 2.81 = 6.32 \text{ lt/sg}$$

4.1.8 CAUDAL POR CONEXIONES ERRADAS

En los caudales de aguas residuales se deben considerar los caudales pluviales provenientes de malas condiciones o conexiones erradas, los cuales determinan fijar un coeficiente de seguridad del 5 al 10 % del caudal máximo previsto de aguas residuales

$$Q_e = 10 \% * Q_{max}$$

$$Q_e = 0.1 * 6.32 = 0.63 \text{ lt/sg}$$

4.1.9 CAUDAL POR INFILTRACION

Es inevitable la infiltración de aguas subterráneas principalmente freáticas a través de fisuras en los colectores, juntas mal ejecutadas y en la unión de colectores con las cámaras de inspección y en las mismas cámaras cuando no se estancan.

El coeficiente de infiltración varía según:

- La altura del nivel freático sobre el fondo del colector
- Permeabilidad del suelo y cantidad de precipitación anual
- Dimensiones estado, tipo de alcantarillas y cuidado en la construcción de cámaras de inspección

De acuerdo a la Norma Boliviana NB 688, tubería PVC con junta de goma de adopta el valor:

$$Q_i = 0.00005 \text{ lt/sg/m}$$

$$Q_i = 0.00005 \text{ lt/sg/m} * 5580 \text{ m} = 0.279 \text{ lt/sg}$$

4.1.10 CAUDAL MINIMO DE DISEÑO

El valor que se acepta como límite inferior del caudal probable para cualquier tramo de alcantarilla tiene un valor de 2 lt/sg que corresponde a la descarga de un inodoro.

$$Q_{\min} = 2 \text{ lt/sg}$$

4.1.11 CAUDAL DE DISEÑO

$$Q_d = Q_{\max} + Q_e + Q_{\text{inf}} > 2 \text{ lt/sg}$$

Donde:

$$Q_d = \text{caudal de diseño, lt/sg}$$

$$Q_{\max} = \text{caudal maximo horario domestico, lt/sg}$$

$$Q_e = \text{caudal por conexiones erradas, lt/sg}$$

$$Q_{\text{inf}} = \text{caudal de infiltracion, lt/sg}$$

$$Q_d = 6.32 + 0.63 + 0.28 = 7.23 \text{ lt/sg}$$

$$Q_d = 7.23 \text{ lt/sg}$$

4.2 TRAZADO DE LA RED

En el plano topográfico del barrio (anexo...), se procedió al trazado de la red principal y secundaria por la periferia de las calles del barrio. El recubrimiento mínimo fue definido según el tipo de material PVC el recubrimiento mínimo es de 1 m.

4.3 CUANTIFICACION DE ÁREA DE APORTE

Con la planimetría y el AutoCAD, se procedió con la cuantificación de áreas de aporte por tramo. Se tiene un área total de 22 Ha. Para el barrio 15 de agosto y está en proceso de construcción y crecimiento.

4.4 CALCULO HIDRÁULICO

El cálculo fue realizado mediante una planilla de cálculo en Excel para el trazado de la red de alcantarillado (ANEXO)

4.5 COMPUTOS METRICOS

COMPUTO METRICOS SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO									
ITEM	DESCRIPCION	UNID.	N°	DIMENSIONES				VOLUMEN	
			VECES	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	PARCIAL	PARCIAL	TOTAL
1	INSTALACION DE FAENAS	GLB	1					1	
2	PROV. COLOC. LETREROS DE OBRA	PZA	1					1	
3	PROV. COLOC. PLAQUETA ENTREGA DE OBRA	PZA	1					1	
4	REPLANTEO Y CONTROL TOP. ALCANTARILLADO	ML	1	5580			5580	5580	
5	EXCAVACION DE ZANJAS 0-1.2 m (suelo semiduro)	M3	1	5580	0.6	1.2	4017.6	4017.6	
6	TENDIDO DE CAMA DE ARENA	M3	1	5580	0.6	0.1	334.8	334.8	
7	PROV. Y TENDIDO TUBERIA PVC D = 6" SDR 41	ML	1	930			930	930	
8	RELLENO COMUN DE ZANJAS (S/PROV MAT)	M3	1	5580	0.6	0.9	3013.2	3013.2	
9	RELLENO COMUN DE ZANJAS (C/PROV MAT)	M3	1	5580	0.6	0.2	669.6	669.6	
10	INSTALACION CAMARAS DE INSPECCION PREFABRICADAS	PZA	52				52	52	
11	ACCESORIOS PARA TUBERIAS PVC	PZA	930				930	930	
12	PRUEBA HIDRAULICA	ML	5580				5580	5580	
13	LIMPIEZA Y RETIRO DE ESCOMBROS	GLB	1				1	1	

4.6 PRESUPUESTO GENERAL DEL PROYECTO

Proyecto: DISEÑO HIDRAULICO DE ALCANTARILLADO SANITARIO B/ 15 DE AGOSTO

Cliente: EMPRESA EMAPYC

Lugar: TARIJA - GRAN CHACO - YACUIBA

Fecha: 28/nov/2022

Tipo de cambio: 6.96

Nº	Descripción	Unid.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	Instalación de faenas	glb	1.00	4,359.16	4,359.16
2	Prov. coloc. letrero de obras	Pza	1.00	1,023.70	1,023.70
3	Replanteo y control top. alcantarillado	m	5,580.00	2.85	15,903.00
4	Excavación de zanjas 0-1.2m(s. Semiduro)	m ³	4,017.60	52.14	209,477.66
5	Tendido de cama de arena	m ³	334.80	177.15	59,309.82
6	Prov. y col. tubería tubo desagüe sdr 41 pvc 6"	m	930.00	130.05	120,946.50
7	Relleno y compactado con material común	m ³	3,013.20	134.32	404,733.02
8	Relleno y compactado con material seleccionado	m ³	669.60	202.38	135,513.65
9	instalación cámaras de inspección prefabricada h= 1.2 m d= 0.6 m	pza	52.00	3,388.79	176,217.08
10	Prueba hidráulica	m	5,580.00	5.65	31,527.00
11	limpieza general	glb	1.00	1,829.38	1,829.38
12	Prov. y coloc. plaqueta entrega de obra	Pza	1.00	1,972.27	1,972.27
Total presupuesto:					1,162,812.24

Son: Un Millon(es) Ciento Sesenta y Dos Mil Ochocientos Doce con 24/100 Bolivianos

CAPITULO V PERFIL DE PROYECTO PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO

5.1 ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

5.1.1 Nombre de proyecto

Diseño planta de tratamiento para el barrio 15 de agosto de la ciudad de Yacuiba

5.1.2 Entidad ejecutora del proyecto

Municipio de Yacuiba, barrio 15 de agosto

5.1.3 Entidad operadora del servicio

Empresa Emapyc

5.2 IDENTIFICACION DEL PROBLEMA QUE SE DESEA SOLUCIONAR

5.2.1 Localización del proyecto

Barrio 15 de agosto municipio de Yacuiba Provincia Gran Chaco del Departamento de Tarija

5.2.2 Característica de la población

Se estima para una población de 2025 habitantes en el barrio, con una tasa de crecimiento poblacional de 2.66 % un promedio de los tres últimos censos en Bolivia 1991, 2002 y 2012. Que para el próximo censo se estima un 3 % de índice de crecimiento. El nivel de educación promedio está en un bajo y medio de instrucción escolar y por ultimo su principal actividad económica está en salir a la ciudad de Yacuiba a desarrollar diferentes trabajos de manera independiente y dependiente como ser comerciantes, albañilería, artesanos, taxistas, servidores públicos, profesionales, etc.

5.2.3 Servicios existentes

El barrio cuenta con los servicios de agua potable, electrificación y el recojo de la basura.

5.2.4 Acceso a la población

Mediante la carretera que va a la planta separadora de líquidos y por el camino viejo de San Isidro, Lapachal.

5.2.5 Información adicional

Estas aguas emitidas por el alcantarillado que pueden ser aguas negras, aguas servidas, basura, ropa, etc., necesita ser tratada de manera eficiente y segura. De manera que este bajo normas de diseño y seguridad a la población beneficiada.

5.2.6 Descripción del problema

Todas las aguas recolectadas por los colectores al emisario no se tienen dónde se pueda desembocar y tratar estas aguas que no solo serán focos de infección, olores que no se podrían soportar no solo para el barrio sino que también para los ríos cercanos es por eso que se pretende hacer un diseño de la planta de tratamiento que constará un diseño preliminar y primario.

5.3 SOLUCION PLANTEADA COMO PROYECTO

5.3.1 Tipo de proyecto

Planta de tratamiento de aguas residuales domésticas.

5.3.2 Descripción del proyecto

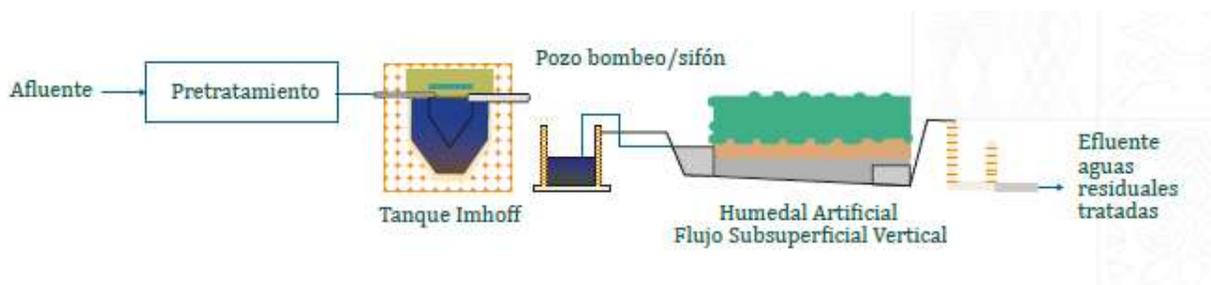
Pretratamiento; rejas, desarenador, medidor de caudal y desgrasador.

Tratamiento primario; tanque imhoff.

Tratamiento secundario; Humedal Artificial Flujo Subsuperficial Vertical

Desinfección; cloración

Fig. 10 Diagrama de flujo para la eliminación de nitrógeno en humedales de flujo vertical



Fuente: MMAyAPTAR 2021

5.3.2.1 PRETRATAMIENTO

Consiste en la separación de los elementos sólidos (suspendidos como ser trapos, plásticos, maderas, etc.), los inorgánicos pesados y las grasas. Para alcanzar ello, son necesarios a los siguientes tratamientos:

Los tamizados, por medio de rejas o barras.

a) Rejas.

Las rejas son un sistema de barras metálicas intercaladas en el flujo afluyente, destinadas a interceptar los sólidos gruesos arrastrados por el sistema colector, para evitar se dañen equipos e

interfieran el funcionamiento de las unidades de tratamiento. Según el tamaño de las aberturas se clasifican como rejillas gruesas o finas.

Se proyectará un sistema manual de rejas en el ingreso a sistemas de tratamiento.

Todas las plantas de tratamiento contarán con un sistema de rejas metálicas, intercaladas en el flujo afluente, destinadas a interceptar los sólidos gruesos arrastrados, para evitar dañen los equipos que intervienen en el funcionamiento de las unidades de tratamiento.

Las rejas serán metálicas de sección rectangular constituidas por un conjunto de barrotes separados por una distancia uniforme.

Las rejas se clasifican en manuales o mecánicas:

- Las rejillas gruesas son aquellas con coberturas iguales o mayores de 6.4 mm pueden ser de barra o varillas de acero, se deben usar para proteger bombas, válvulas, tuberías y equipo, del taponamiento o indiferencia causados por trapos, tarros y otros objetos grandes.
- En la parte superior de la rejilla debe proveerse una placa de drenaje o placa perforada para que los objetos rastrillados puedan almacenarse temporalmente para su escurrimiento.
- La longitud de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano.
- Las barras de la rejilla no deberán ser menores de 1 cm de anchura por 5 cm de profundidad
- El canal donde se ubica la rejilla deberá ser recto, de fondo horizontal o con una pequeña pendiente hacia la rejilla y perpendicular a esta.
- Por su gran importancia, la velocidad de aproximación deberá ser de 0,45 m/s a caudal promedio.
- Las rejillas de limpieza mecánica, deben limpiarse según su construcción por la cara anterior o posterior. El ingeniero proyectista deberá determinar anticipadamente el tipo equipo a usar, las dimensiones del canal de reja, el intervalo de variación de la profundidad del flujo en el canal y la separación de barras. (MMAyAPTAR,2021:)

b) Desarenador

La función de los desarenadores en el tratamiento de aguas residuales es remover arena, grava, cenizas, partículas u otro material solido pesado que tenga velocidad de asentamiento o peso específico bastante mayor que el de los sólidos orgánicos putrescibles de las aguas residuales. Se deberán ubicar antes de todas las demás unidades de tratamiento si con ello se facilita la

operación de las demás etapas del proceso. Sin embargo, la instalación de rejillas, antes del desarenador, también facilita la remoción de arena y la limpieza de los canales de desarenado.

Deberán emplearse desarenadores cuando sea necesario cumplir con lo siguiente:

- Protección de equipos mecánicos contra abrasión
- Reducción de la formación depósitos pesados en tuberías, conductos y canales.
- Reducción de la frecuencia de limpieza de la arena acumulada en tanques de sedimentación primaria y digestores de lodos.
- Minimizar las pérdidas de volumen en tanques de tratamiento biológico.

(MMAyAPTAR 2021)

Fig. 11 Canales desarenadores de flujo vertical



Fuente: MMAyAPTAR 2021

c) Medidor de caudal

La medición de caudales es un requisito básico para poder llevar a cabo una eficaz operación de las PTAR y para poder evacuar los costos de tratamiento por unidad de volumen de agua tratada.

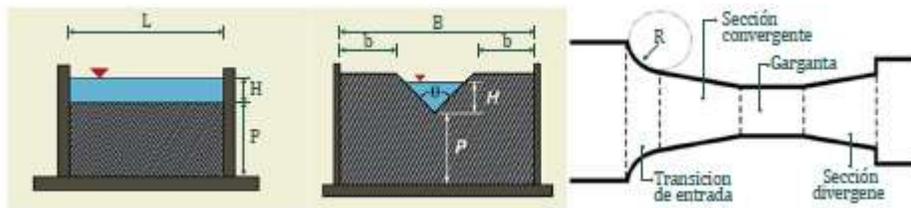
El reglamento en materia de contaminación hídrica en su artículo 59º recoge que “las aguas residuales tratadas descargadas a un cuerpo receptor, estarán obligatoriamente sujetas-como parte del sistema o planta de tratamiento a medición mediante medidores indirectos de caudal y con medidores de caudal instantáneo y registradores de los volúmenes acumulados de descarga, si el caudal promedio supera la cifra señalada”

Medidor parshall

El medidor parshall está incluido entre los medidores de flujo crítico es de fácil construcción, presenta la ventaja de depender de sus propias características hidráulicas, una sola determinación de carga es suficiente, la pérdida de carga es baja, posee sistema de auto limpieza que hace que no haya obstáculos capaces de provocar formación de depósitos, por lo tanto, es el más recomendable para medir caudales de aguas residuales sin tratar. Se deberá colocar a continuación del desarenado.

Puede fabricarse de PVC o fibra de vidrio, pudiendo ser montado en el sitio para aumentar su precisión.

Figura 12 vertedero rectangular y canal Parshall



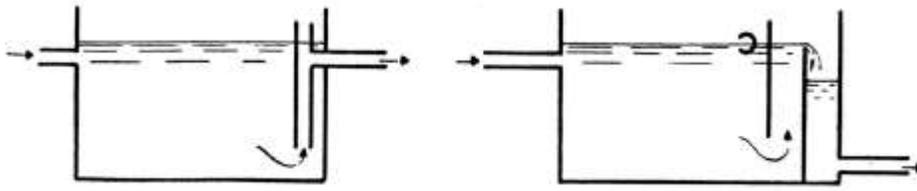
Fuente: MMAyAPTAR 2021

(MMAyAPTAR 2021)

d) Desgrasador

Cantidades excesivas de grasa pueden taponar los filtros percoladores o recubrir flóculos biológicos en procesos de los dos activados. La grasa es removida mediante dispositivos desnatadores de superficie en tanques de sedimentación primaria, aunque las comunidades con altas concentraciones particularmente de grasa o plantas de tratamiento que omiten clarificación primaria pueden necesitar otros procesos. (MMAyAPTAR 2021)

Fig. 13 Esquemas de desarenadores estáticos



Fuente: MMAyAPTAR 2021

5.3.2.2 TRATAMIENTO PRIMARIO

En este tratamiento se separan o eliminan la mayoría de los sólidos suspendidos y parte de materia orgánica mediante procesos físicos

TANQUE IMHOFF

Es una variante de la fosa séptica, la conforman dos cámaras que condesan dos procesos primarios de tratamiento, el de sedimentación y de la digestión de los líquidos residuales domésticos; siendo una estructura hidráulica económica para el tratamiento primario de los líquidos residuales domésticos.

Características técnicas, el tanque imhoff consiste esencialmente de dos cámaras una de sedimentación y la otra de digestión. La ventaja es que cubre básicamente las etapas esenciales de tratamiento primario. En zonas algo cálidas, es una solución aceptable, donde se requiere la remoción de los sólidos sedimentales y porque puede efectuar una aceptable digestión de los lodos; a estas unidades se les debe proveer de espacios para el sacamiento de lodos, que se retiran periódicamente de la cámara de digestión.

Es importante mencionar, que esta solución requiere permanente atención en su operación y mantenimiento, en las cámaras de ventilación y acumulación de espumas y naturalmente, en lo que respecta a la remoción de los lodos digeridos.

La cámara de digestión generalmente consiste en uno, dos o tres conos o pirámides invertidos, llamados tolvas, con paredes inclinadas a razón 1.4 vertical y 2 horizontal, o preferentemente más inclinadas. La finalidad de la fuerte inclinación es concentrar el lodo en el fondo. El comportamiento intermedio abierto al aire, llamado cámara de espumas, deberá tener una capacidad aproximadamente igual a la mitad de la cámara de digestión. El área de la superficie

expuesta al aire debe ser el 25 a 30 % de la proyección horizontal de la parte superior del comportamiento de digestión.

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

- Una vez al año se procederá a la inspección del interior del tanque prestando especial atención a su estanqueidad, comprobando que no se producen fugas ni intrusión de aguas por infiltración y revisando las zonas de entrada y salida de las aguas.
- Dos veces al año se procederá a la medida de los espesores de las capas de flotantes y de lodos que se van acumulando en las zonas de sedimentación y de digestión.
- Para la medición de la capa de flotantes se puede hacer uso de una varilla graduada, en forma de L. la varilla se empuja a través de la capa de flotantes, hasta atravesarla, midiéndose en ese momento en la parte graduada de la varilla el espesor de la capa.
- Para la determinación del espesor de la capa de lodos puede recurrirse a introducir en la zona de digestión, hasta tocar su fondo, una varilla envuelta en un paño blanco. Al extraer la vara la zona oscurecida del paño indicara el espesor de la zona de lodos. Entre el nivel máximo de lodos acumulados y la apertura de paso de la zona de decantación, debe mantenerse una distancia de al menos 45 cm.
- De acuerdo con los tiempos de retención de lodos o antes si la determinación del nivel de lodos acumulados así lo indica, se procederá a la limpieza del tanque, extrayendo los lodos y flotantes acumulados para esta extracción y si no es posible realizarla por gravedad, suele recurrirse al empleo de camiones cisternas dotados de dispositivos para la aspiración de este tipo de residuos.
- Habitualmente se recurre al empleo de lechos de secado para la deshidratación “in situ” de los lodos extraídos, conduciéndose los lixiviados al nuevo tratamiento. Otro posible destino de los lodos extraídos son las estaciones de tratamiento de aguas residuales de mayor capacidad, dotadas de línea de lodos, en las que o bien se incorporan los lodos a dicha línea, tras haber sido sometidos a un tamizado previo o bien se descargan en la etapa de Pretratamiento.

VENTAJAS E INCONVENIENTES

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de tanques imhoff cabe destacar el siguiente:

- Baja septicidad en los afluentes tratados, por el corto tiempo de permanencia de las agua en la zona de sedimentación.
- Bajos costos de explotación y mantenimiento.
- Simplifican la gestión de los lodos, al permitir su extracción una vez mineralizado, tras meses de acumulación.
- Presentan un nulo impacto visual cuando los tanques se disponen enterrados.
- Presentan un nulo impacto sonoro al carecer de equipos electromecánicos.

Entre sus inconvenientes destacan

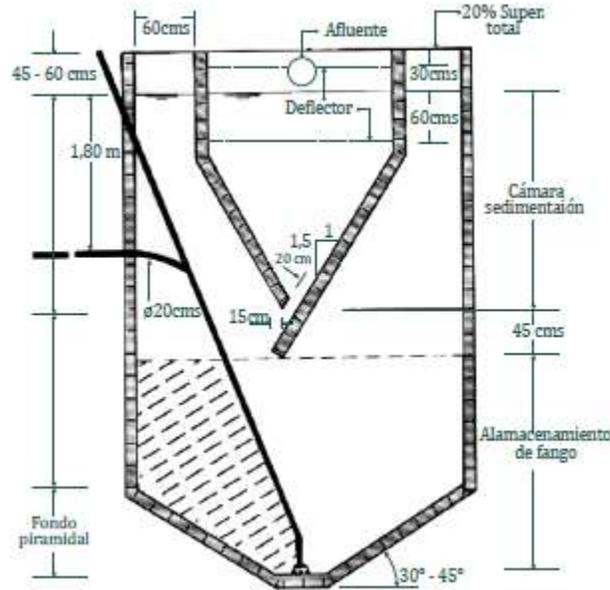
- Tan solo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario por lo que sus afluentes precisan de tratamientos complementarios para poder cumplir los requisitos de la normativa de vertidos.
- Escasa estabilidad frente a sobrecargas hidráulicas.
- Generación de malos olores en la zona de digestión de lodos.
- Si no se quema el biogás producido lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmosfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero.
- Riesgo de contaminación de las aguas subterráneas en caso de construcción deficiente.
- La construcción de la zona de decantación entraña dificultades, especialmente en los tanques de mayor tamaño.

Fig. 14 Tanque imhoff



Fuente: MMAyAPTAR 2021

Fig. 15 Características constructivas de los tanques imhoff



Fuente: MMAyAPTAR 2021

(MMAyAPTAR 2021:55-58)

5.3.2.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO

HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL VERTICAL

Las aguas circulan en sentido descendente a través del medio filtrante, que presenta un espesor del orden de 1 metro. En el fondo de estos humedales se dispone una red de drenaje, que permite la recogida de las aguas tratadas hacia la zona de evacuación. Esta red en la zona de entrada a los humedales se conecta a unas tuberías, que ascienden en vertical, sobresaliendo del medio filtrante y que tienen por objetivo incrementar su oxigenación por ventilación natural.

La alimentación de los humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical debe efectuarse de forma intermitente para lo que se recurre al empleo de bombes (comandados por temporizadores o boyas de nivel) o, cuando la topografía lo permite, al uso de sifones de descarga controlada. Esta intermitencia en la alimentación al humedal permite una oxigenación del sustrato filtrante más intensa que con la que conlleva el aporte de oxígeno por parte de las raíces y rizomas de la vegetación emergente implantada en el humedal.

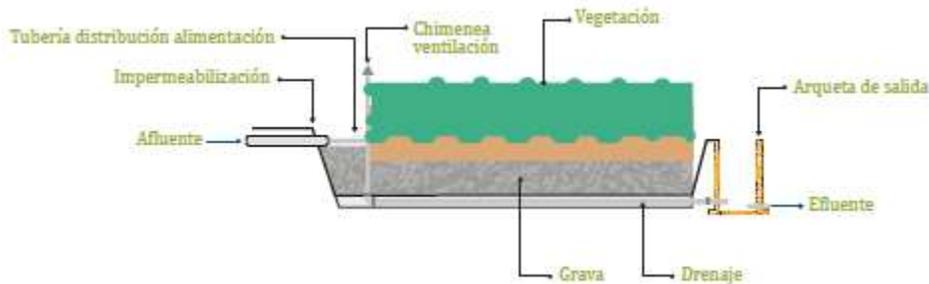
El grado de inundación (temporal o permanente) del sustrato filtrante confiere propiedades muy diferentes a los humedales de flujo horizontal y vertical afectando principalmente a la transferencia de oxígeno y por ende al estado de óxido-reducción del humedal. Los humedales de flujo horizontal operan fundamentalmente en condiciones anaeróbicas, produciendo afluentes con ausencia de oxígeno disuelto y por tanto con un potencial redox negativo mientras que en los humedales de flujo vertical pese a operar con cargas superiores, imperan condiciones aerobias, dando lugar a efluentes oxigenados y libres de olores.

Fig. 16 lagunas de estabilización



Fuente: MMAyAPTAR 2021

Fig. 17 sección longitudinal de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical



Fuente: MMAyAPTAR 2021

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

- En cada visita a la PTAR el operador comprobara de agua a los distintos humedales y la salida de los efluentes de los mismos, transcurren con normalidad para detectar cualquier posible problema de obstrucciones en las conducciones o en los materiales filtrantes.
- En cada visita se revisaran los sistemas de distribución de agua a tratar a los humedales

- En cada visita se comprobara el correcto funcionamiento del sistema que permite la alimentación intermitente a los humedales de flujo vertical (bombeo o sifones de descarga contralada).
- Mensualmente se verificara la impermeabilización del confinamiento de los humedales.
- Durante los primeros meses de operación deben eliminarse las malas hierbas que pueden competir con la vegetación implantada en los humedales.
- Anualmente, una vez finalizado el ciclo vegetativo de las plantas, se procederá a su siega y a la evacuación de la biomasa vegetal extraída. Con ello se evita que se descomponga la vegetación seca en el interior del humedal liberando nutrientes y contribuyendo a la colmatación del sustrato filtrante. La siega se podrá llevar a cabo manualmente, mediante el empleo de hoces o guadañas o por medios mecánicos con el uso de desbrozadoras motorizadas.
- Debe prevenirse y controlarse la aparición de posibles plagas que puedan hacer peligrar la existencia de la vegetación implantada en los humedales.
- Debe evitarse en lo posible la entrada a los humedales animales que puedan alimentarse de la vegetación implantada.

VENTAJAS E INCONVENIENTE

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de humedales artificiales de flujo subsuperficial, cabe destacar las siguientes:

- Sencillez operativa.
- Consumo energético nulo o muy bajo.
- Bajos costos de explotación y mantenimiento.
- Posible aprovechamiento de la biomasa vegetal generada (ornamentación, alimentación animal).
- Mínima producción de olores, al no estar expuesta al aire las aguas a tratar.
- Perfecta integración en el medio ambiente natural.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Al igual que el resto de tecnologías extensivas los humedales artificiales de flujo subsuperficial requieren una notable superficie de terreno para su construcción, que es

mayor en los horizontales que en los verticales. Esta circunstancia repercute notablemente en los costos de construcción cuando se hace necesaria la adquisición de los terrenos.

- No cuentan con mecanismos de control de forma que puedan hacer frente a variaciones de las condiciones operativas. Es por ello, por lo que es muy importante que los humedales artificiales de flujo subsuperficial estén bien concebidos, dimensionados y construidos.
- Si el material disponible localmente no es el adecuado para el sustrato filtrante, se pueden incrementar notablemente los costos de construcción.
- Presentan pérdidas de agua por evapotranspiración que incrementan la salinidad de los efluentes depurados, lo que puede comprometer su posterior reúso.
- Si no se quema el biogás producido en el tanque imhoff, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmosfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero. Igualmente se pueden generar malos olores por los compuestos odoríferos que forman parte del biogás generado.

(MMAyAPTAR,2021:456-459)

5.3.2.4 DESINFECCION

Desde el punto de vista de la salud, la desinfección es potencialmente la etapa más importante del tratamiento de las aguas residuales urbanas ya que sus objetivos se centran en: prevenir enfermedades de transmisión hídrica, proteger los abastecimientos de agua potable, las playas, las zonas recreativas y las zonas de cultivo de especies acuáticas y en posibilitar el reúso de las aguas tratadas.

El objetivo específico de la desinfección es la eliminación de forma selectiva de aquellos microorganismos susceptibles de causar enfermedades (bacterias, virus, protozoos y helmintos)

(MMAyAPTAR,2021:719)

CLORACION

La cloración constituye el método de desinfección de las aguas residuales tratadas más ampliamente empleado a nivel mundial, destruyendo los organismos patógenos por oxidación de su material celular.

El cloro se puede aplicar al agua principalmente en forma de: cloro gas, dióxido de cloro, hipoclorito cálcico e hipoclorito sódico.

Cuando el cloro gas o las sales de hipoclorito se añaden al agua se producen reacciones de hidrólisis e ionización, que dan lugar a la formación de ácido hipocloroso (HOCl) e iones hipoclorito (OCl) encontrándose ambas formas químicas en un equilibrio, que depende del pH y siendo el ácido hipocloroso el que presenta una mayor actividad germicida. (MMAyAPTAR,2021:722)

LABERINTO DE CLORACION

Dada la especial importancia del tiempo de contacto entre el agente desinfectante y las aguas a desinfectar, al menos el 80-90% de estas aguas deben permanecer en el interior del laberinto de cloración el tiempo de contacto especificado.

Al objeto de evitar cortocircuitos, que disminuirían la eficiencia del tratamiento de desinfección, se recomienda que el laberinto de cloración opere en régimen de flujo pistón, con relaciones largo/ancho de al menos 20:1 (recomendable 40:1)

El tiempo de contacto en el laberinto debe ser de entre 15 y 30 minutos a caudal medio. Si el tiempo de recorrido en el emisario de evacuación, a caudal máximo de proyecto, es suficiente para igualar o exceder el tiempo de contacto requerido, se puede contemplar la eliminación del laberinto de cloración.

Finalmente, la velocidad en el laberinto debe ser de 2-4 m/min, para evitar sedimentaciones de sólidos en su fondo.

El laberinto de cloración debe dimensionarse a caudal punta o máximo, y no para el caudal medio, a no ser que se disponga de un tanque previo para la laminación de los caudales a desinfectar. (MMAyAPTAR,2021:729)

VENTAJAS E INCONVENIENTES

Por último, en lo referente a las ventajas e inconvenientes que presenta la Cloración como sistema de desinfección de las aguas tratadas, cabe mencionar:

- Baja superficie requerida.
- Se trata de una tecnología bien conocida y establecida por su extensa aplicación en la potabilización de las aguas de consumo.
- Es más eficiente, en términos de costos de inversión, que otras alternativas de desinfección.

- El cloro residual que permanece en el efluente del agua tratada puede prolongar el efecto de la desinfección hasta su uso, en caso de que se reúsen los efluentes desinfectados.
- El cloro residual puede ser medido fácilmente para evaluar la efectividad del tratamiento de desinfección.
- Es efectiva y confiable para la eliminación de un amplio espectro de organismos patógenos (bacterias no formadoras de esporas, virus).
- Permite un control flexible de la dosificación.

Y como principales inconvenientes deben mencionarse:

- El cloro residual es tóxico para los organismos acuáticos y, por ello, puede requerirse, en ciertos casos, la de cloración antes del vertido de las aguas desinfectadas, lo que aumenta los costos de la desinfección del orden del 20-30%.
- Formación de subproductos de la cloración peligrosos, como son las cloraminas y los trihalometanos.
- Efecto negativo del cloro residual sobre cultivos.
- Todas las formas de cloro son corrosivas y tóxicas, como consecuencia, el almacenamiento, transporte y manejo presentan riesgos, cuya prevención requieren normas exigentes de seguridad industrial.

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

- Normalmente el hipoclorito sódico se presenta en soluciones de 10 a 15 % de riqueza ya que a estas concentraciones se degrada más lentamente aun así este producto no puede almacenarse más de 2 meses.
- En el caso del hipoclorito cálcico que suele emplazarse en la PTAR de menor tamaño este se suministra en polvo o en gránulos (al 65% de cloro disponible) por lo que es preciso realizar una dilución previa en un depósito plástico, en las proporciones indicadas por la casa comercial para corregir una determinada concentración. Se suele requerir para 100 litros, 0.75 gramos de cloro seco para corregir una concentración de 5 ppm de cloro disponible.
- Por tanto el empleo de hipoclorito sódico como agente desinfectante es de más fácil uso que el hipoclorito cálcico al poder dosificarse directamente a las aguas tratadas mientras

que el segundo precisa una disolución previa para lo que se precisan aguas de buena calidad al no poder emplearse para este menester las propias aguas tratadas.

- El tanque de almacenamiento de hipoclorito debe garantizar una autonomía de funcionamiento de al menos 15 días.
- En la manipulación del hipoclorito sódico debe tenerse en cuenta su poder corrosivo y los vapores de cloro que genera por los que deben respetarse las normas de seguridad correspondiente.
- El hipoclorito debe almacenarse en depósitos resistentes a la corrosión y en recintos fresco.

Fig. 18 Laberinto de cloración



Fuente: MMAyAPTAR 2021

(MMAyAPTAR,2021:731-732)

DATOS DE ENTRADA DE LA PTAR FRAY QUEBRACHO YACUIBA (anexo 4)

Ubicación: Afluente entrada digester planta de tratamiento fray quebracho

Dep/Prov/Mun: Tarija / Gran Chaco / Yacuiba

Solidos suspendidos totales (mg/l) = 348

Demanda Bioquímica de Oxígeno (mg/l) = 350.3

Demanda Química de Oxígeno (mg/l) = 602.3

Coliformes Totales NMP/100 ml = 480000

Coliformes Fecales NMP/100 ml = 120000

Tabla 11 límites permisibles para descargas líquidas

Parámetro	Límite permisible
Sólidos en suspensión (mg/L)	60
DBO ₅ (mg/L)	80
DQO (mg/L)	250
Coliformes fecales (NMP/100L)	1.000

Fuente: Fuente: MMAyAPTAR 2021

Tabla 12 Rendimiento tanque Imhoff

Parámetro	Reducción (%)
Sólidos en suspensión	55 - 65
DBO ₅	25 - 35
DQO	20 - 30
N _T	-
P _T	-
Coliformes fecales (reducción u. log.)	0 - 1

Fuente: MMAyAPTAR 2021

Tabla 13 rendimientos de los humedales artificiales subsuperficiales

	Humedales Artificiales de Flujo Horizontal y Vertical ¹
Sólidos en Suspensión (%)	80 - 85
DBO ₅ (%)	85 - 90
DQO (%)	75 - 80
N _T (%)	20 - 35
P _T (%)	20 - 30
CF (u. log)	1 - 2

Fuente: MMAyAPTAR 2021

Rendimiento del tanque Imhoff

$$SST = 348 - 348 * 0.55 = 156.6 \text{ mg/l}$$

$$DBO_5 = 350.3 - 350.3 * 0.25 = 262.73 \text{ mg/l}$$

$$DQO = 602.3 - 602.3 * 0.2 = 481.84 \text{ mg/l}$$

Rendimiento del tratamiento secundario Humedal Artificial de Flujo Vertical

$$SST = 156.6 - 156.6 * 0.8 = 31.32 \text{ mg/l} < 60$$

$$\text{DBO5} = 262.73 - 262.73 * 0.85 = 39.41 \text{ mg/l} < 80$$

$$\text{DQO} = 481.84 - 481.84 * 0.75 = 120.46 \text{ mg/l} < 250$$

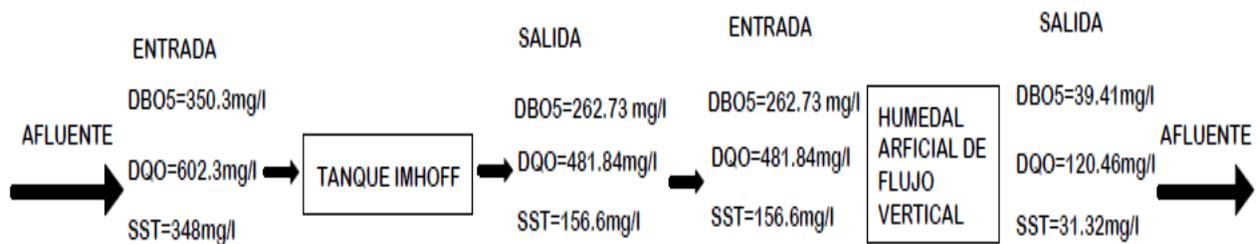
Se concluye:

Esta tecnología se propone tal que se adapte a la zona;

Sus eficiencia son aceptables porque están por debajo del permisible por tanto se recomienda realizar este diseño.

Este esta tecnología que se selecciono es solo para aguas domesticas por tanto si se desea en un futuro incorporar un hospital o alguna otra industria no se garantiza su eficiencia del mismo.

Fig. 19 Esquema de alternativa para la PTAR



Fuente: Propia

CAPITULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- La topografía del lugar no presentan fuertes pendientes no mayor al 2 % por tanto esto ayudara que el sistema garantice a que trabaje a gravedad.
- El diámetro mínimo que se utiliza en el diseño es de 100 mm, esto en razón a de cumplir con lo establecido en la norma boliviana. Pero constructivamente se las diseño a los 150 mm de cámara a cámara cumpliendo con la tensión tractiva y su velocidad.
- La dotación de la ciudad de Yacuiba tiende a decrecer en el año 2009 la dotación fue de 108 lt/hab/día y en el 2021 fue de 94 lt/hab/día calculando la variación de dotación anual nos dio un valor negativo es por eso que se consideró como dotación de diseño el último año de registro ósea del año 2021.
- La implementación del sistema de alcantarillado sanitario permitirá vivir de una manera digna y aumentara la calidad de vida de los habitantes de la zona, prometiendos su crecimiento y desarrollo.
- Se reducirá los índices de enfermedades endémicas de origen hídrico de los habitantes de la zona especialmente dela población infantil.
- Con el uso adecuado del sistema se eliminaran los impactos ambientales en sus diferentes tributos.
- Con la implementación del proyecto se cumplirá con una cobertura de servicio al100 % del alcantarillado sanitario satisfaciendo la demanda de los beneficiarios.
- Según el modelo de circulación de las aguas es un sistema por gravedad en su totalidad ya que las aguas discurren a lo largo de la red por tener una pendiente favorable hacia donde se va a evacuar.
- Con la implementación del proyecto se cumplirá con una cobertura de servicio al 100 % del alcantarillado sanitario satisfaciendo la demanda de los beneficiarios.

RECOMENDACIONES

- Para el cálculo de la dotación de diseño se podría considerar la dotación per cápita de la ciudad de Yacuiba y no así la proyectada ya que tiende a bajar mucho más el caudal de diseño.

- Debe seguirse las pendientes del terreno, de cotas mayores a menores para que todas las aguas discurren por gravedad evitando estaciones de bombeo que incrementen el costo de la obra.
- Es necesario concientizar que el buen funcionamiento del sistema depende directamente de ellos, para realizar un correcto uso y evitar el vertido de trapos, grasas, vidrios u objetos que causen obstrucciones en el sistema.
- Se recomienda tomar en cuenta futuros aportes para el diseño de las tuberías, como barrios que tengan que conectarse al sistema de alcantarillado del barrio 15 de agosto debido a su ubicación.
- Es recomendable utilizar junta de goma para la unión de las tuberías ya que estas brindan hermeticidad entre tuberías y también permite que hay libre movimiento de las tuberías como los cambios de temperatura ya que el PVC tiene coeficiente de dilatación mayor que el de otros materiales.
- Al ser un alcantarillado sanitario no podemos permitir la entrada de aguas de lluvias ya que si ocurriese esto los conductos y el sistema en sí podrían colapsar.