



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS
FÍSICAS Y NATURALES
PRÁCTICA SUPERVISADA
INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE PLANTA DEPURADORA DE LÍQUIDOS CLOACALES
LOCALIDAD DE TRÁNSITO, CÓRDOBA, ARGENTINA



ALUMNO: CARDOZO, EMILIANO JESÚS

TUTOR INTERNO: ING. VALLEJOS, JUAN

TUTOR EXTERNO: ING. CHICALA, JOSÉ

2017

RESUMEN

El presente informe desarrolla todas las tareas realizadas durante el transcurso de las Prácticas Supervisadas de la carrera Ingeniería Civil, llevadas a cabo en la Secretaría de Servicios Públicos de la Provincia de Córdoba, ente perteneciente al Ministerio de Agua, Ambiente y Servicios Públicos. Las actividades se enmarcan en la ejecución del anteproyecto de un sistema de recolección y tratamiento de los líquidos cloacales originados en la localidad de Tránsito, depto. San Justo, provincia de Córdoba, Argentina.

El trabajo se enfoca en el diseño y cálculo de todos los miembros que componen del sistema de tratamiento de la planta depuradora de los líquidos, ubicada en un terreno próximo a la localidad, como así también de su nexos con la red colectora, conformada por una estación elevadora, o estación de bombeo, ubicada a las afueras de Tránsito, que impulsa el efluente cloacal a través de una cañería que culmina su recorrido en la cámara de carga alojada dentro del terreno de implantación.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	6
1.1. OBJETIVO DE LA PRÁCTICA	6
1.2. METODOLOGÍA	7
2. ESTUDIO DE LA LOCALIDAD.....	10
2.1. UBICACIÓN.....	10
2.2. MEDIO NATURAL	11
2.2.1. Topografía	11
2.2.2. Clima	12
2.2.3. Hidrología superficial	13
2.3. MEDIO SOCIO-ECONÓMICO.....	14
2.3.1. Población	14
2.3.2. Economía.....	14
2.3.3. Infraestructura	15
2.4. TERRENO DE IMPLANTACIÓN.....	15
3. MEMORIA DESCRIPTIVA	17
3.1. ESTACIÓN ELEVADORA.....	17
3.2. CAÑERÍA DE IMPULSIÓN.....	17
3.3. PLANTA DE TRATAMIENTO	18
3.3.1. Cámara de Carga.....	18
3.3.2. Rejas Finas Automáticas.....	18
3.3.3. Tamices Automáticos.....	18
3.3.4. Lagunas De Tratamiento.....	18
3.3.4.1. Lagunas Primarias Aireadas de Mezcla Completa.....	19
3.3.4.2. Lagunas Secundarias Facultativas	19
3.3.5. Sistema De Desinfección	19
3.3.5.1. Cámara de Contacto.....	19
3.3.5.2. Canal Parshall	20
3.3.6. Cañería De Descarga	20
4. MEMORIA DE CÁLCULO	21

4.1. PARÁMETROS DE DISEÑO	21
4.1.1. Población	21
4.1.2. Caudales de diseño	23
4.1.2.1. Caudal Medio Diario	23
4.1.2.2. Coeficientes de Caudal	24
4.2. ESTACIÓN DE BOMBEO	25
4.2.1. Determinación de caudales de bombeo:	25
4.2.2. Cálculo de las dimensiones de la Cámara Húmeda	28
4.2.3. Rejas Gruesas	29
4.3. CAÑERÍA DE IMPULSIÓN.....	29
4.3.1. Diámetro de la cañería	29
4.3.2. Pérdidas de carga en la cañería	30
4.3.3. Determinación de equipos de bombeo	35
4.3.4. Trazado de la cañería	37
PLANTA DE TRATAMIENTO.....	39
4.4. CÁMARA DE CARGA.....	39
4.4.1. Dimensiones de la cámara	39
4.4.2. Canal de Salida.....	40
4.5. REJAS FINAS DE LIMPIEZA AUTOMÁTICA	41
4.5.1. Dimensiones de las Rejas Finas Automáticas.....	41
4.5.2. Verificaciones de Rejas Finas Automáticas	46
4.5.3. Dimensiones de las Rejas de Limpieza Manual y Canal de Bypass	46
4.5.4. Verificaciones de Rejas Manuales.....	48
4.6. TAMICES DE LIMPIEZA AUTOMÁTICA	48
4.6.1. Selección del Tamiz	48
4.6.1. Descripción del dispositivo seleccionado	50
4.7. CÁMARA PARTIDORA.....	50
4.8. MÓDULO DE LAGUNAS.....	51
4.8.1. Lagunas Primarias Aireadas de Mezcla Completa	56
4.8.1.1. Dimensiones de la laguna	56

4.8.1.2. Parámetros de calidad del efluente en la laguna	58
4.8.1.3. Demanda de Oxígeno	62
4.8.1.4. Equipos Aireadores.....	62
4.8.2. Lagunas Secundarias Facultativas.....	64
4.8.2.1. Dimensiones de la laguna	65
4.8.2.2. Parámetros de calidad del efluente en la laguna.....	66
4.9. SISTEMA DE DESINFECCIÓN Y MEDICIÓN.....	69
4.9.1. Cámara de Contacto.....	69
4.9.2. Desinfección del Líquido Cloacal.....	72
4.9.3. Canal Parshall.....	74
4.9.3.1. Dimensiones de canal Parshall.....	74
4.9.3.2. Mediciones en canal Parshall	77
5. CONCLUSIÓN.....	78
6. BIBLIOGRAFÍA.....	79
ANEXO I: PLANOS.....	80

1. INTRODUCCIÓN

1.1. OBJETIVO DE LA PRÁCTICA

Tránsito es una localidad de unos 3189 habitantes que se encuentra al Este de la ciudad de Córdoba, a unos 100 km aproximadamente sobre la Ruta Nacional N° 19, que la atraviesa en sentido este-oeste.

En la actualidad los efluentes cloacales generados en la localidad son tratados en sistemas individuales de tipo cámara séptica e infiltrados en el subsuelo por medio de zanja o pozo absorbente. Estos sistemas dejan de ser una buena solución debido al crecimiento demográfico y a la zona de emplazamiento de Tránsito, ya que es un área en la cual el nivel de la napa freática oscila entre los 5 y 10 metros de profundidad, produciéndose eventuales desbordes en los pozos y/o zanjas de absorción.

Esto no solo representa un problema ambiental, sino también sanitario; debido a la contaminación del recurso hídrico y del subsuelo.

En vista de solucionar la problemática planteada, se pone en marcha la ejecución de un proyecto integrado por un sistema de recolección y tratamiento de los líquidos cloacales, que le otorgue a la localidad y a la zona distintos beneficios de índole ambiental, sociocultural y económica.

El sistema está conformado por, una red de recolección de los líquidos cloacales que culmina su trazado en la estación de bombeo, a partir de la cual, los líquidos son forzados a escurrir a través de una cañería de impulsión hacia la cámara de carga ubicada dentro del predio correspondiente a la planta depuradora, a unos 2 kms en dirección este siguiendo la RN N°19. A partir de aquí el líquido fluye por gravedad a través del sistema de tratamiento, conformado por dos módulos de lagunas sanitarias, culminando su recorrido en un canal pluvial que corre en las adyacencias del terreno de implantación, y que se encarga de transportar el líquido tratado al medio receptor, o emisario final, que es el Río Segundo o Xanaes.

Las obras son diseñadas para cubrir las necesidades sanitarias de la población proyectada a 20 años, siguiendo los lineamientos de las normas de estudio y criterios de diseño del ENOHSa, y el decreto 847/16 de estándares y normas sobre el vertido para la preservación del recurso hídrico provincial.

1.2. METODOLOGÍA

El contenido de éste informe tiene por objetivo presentar todas las tareas realizadas durante el desarrollo de la práctica profesional en el marco de la ejecución de un anteproyecto de sistema de recolección y tratamiento de los líquidos cloacales originados en la localidad de estudio, en vista de lograr una mejora en la calidad de vida de sus habitantes, siguiendo los requisitos fijados en la normativa correspondiente para lograr un sistema eficiente y práctico a los fines propuestos.

En primera instancia se realizó una recopilación y organización de toda información característica de la localidad respecto a su medio ambiente físico, social y económico. La misma se obtuvo, en parte por investigación propia y, por otro lado, de la municipalidad de la Tránsito.

En función de lo estudiado se llegó a una descripción del medio en el cual se encuentra inmersa la localidad, resaltando aquellos puntos de importancia para el diseño y la proyección de los componentes del sistema.

El terreno en el cual se proyecta la ejecución de la planta depuradora se ubica a unos 2 Kms hacia el Este del ejido urbano de Tránsito, en dirección a la localidad de Arroyito sobre la Ruta Nacional N° 19. El mismo cuenta con una superficie aproximada de 6 Has, 500 metros de largo por 120 metros de ancho, y se obtuvo por expropiación pública a terceros.

La descarga del líquido tratado, se llevará a cabo en un canal pluvial ubicado en las inmediaciones del terreno de implantación, que culmina su recorrido en, lo que se denomina es el emisario final, el Río Segundo, o Xanaes.

Al momento de iniciadas las tareas relacionadas al proyecto, la definición del terreno de implantación se encontraba aún en etapa de tratativas, y por ende indefinido. Razón por la cual se dio comienzo con el diseño y dimensionado de los componentes de la planta a partir de la definición de una cota de terreno teórica, o de referencia, que luego sería reemplazada por la verdadera cota de campo, verificando luego el perfil hidráulico.

Tránsito se encuentra dentro de una llanura levemente ondulada, por lo que la topografía no presenta mayores irregularidades, lo que implica que los desniveles sean de moderada magnitud en largas distancias. Razón por la cual resultaba inviable, desde el punto de vista práctico y económico, la conducción por gravedad desde el punto de salida del colector cloacal principal de la red, o cloaca máxima, hasta la cámara de carga ubicada en el terreno de implantación, ya que implicaría grandes niveles de tapada debido al enterramiento que sufriría el conducto por la pendiente necesaria para el correcto escurrimiento del líquido.

Los vientos predominantes son de dirección marcadamente Norte o marcadamente Sur, en otoño e invierno. Mientras que en primavera y verano los vientos predominantes son del N-E, por lo que la posición del terreno de implantación se corresponde con la disipación de los olores en direcciones no coincidentes con la ubicación del centro urbano.

Para llevar a cabo diseño hidráulico de los elementos mencionados se siguieron las normas de estudio y criterios de diseño del ENOHSa (Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento), y el decreto 847/16 de estándares y normas sobre el vertido para la preservación del recurso hídrico provincial. A su vez, se tomaron como referencia antecedentes de proyectos similares llevados a cabo en localidades que presentan características análogas a las de Tránsito, de los cuales se extrajeron conceptos teóricos y valores prácticos que resultan aplicables al presente trabajo. Los cálculos realizados se pueden observar en el Capítulo 4 del presente informe.

Fueron objeto de diseño hidráulico:

- Estación de bombeo
- Cañería de Impulsión
- Cámara de Carga
- Módulo de Rejas y Tamices Automáticos
- Cámara Partidora
- Módulo de Lagunas Sanitarias
- Sistema de Desinfección

Culminadas las tareas de dimensionado de las estructuras, se procedió a su representación en los planos correspondientes. Los mismos fueron realizados en el software de diseño asistido por computadora AutoCAD en dimensiones reales, para luego ser escaladas convenientemente para su presentación formal en formato papel. Se ejecutaron, planos de ubicación, generales y de detalles, y se adjuntan en el anexo ubicado al final del trabajo.

Luego, se procedió a la redacción del pliego particular de especificaciones técnicas. En el mismo se describen en forma concisa los materiales, herramientas y metodología de construcción a utilizar para llevar a cabo la correcta ejecución de los diferentes rubros que conforman la obra. También incluye las formas de medición y de pago de cada ítem de obra, y las responsabilidades de la contratista antes, durante y después de terminadas las tareas correspondientes. El mismo estará sujeto a revisión por parte del personal que integra el área de proyectos de la Secretaría de Servicios Públicos.

Por último, se realizó un cómputo métrico y presupuesto tentativo de obra. El trabajo de medición se realizó sobre los planos, y se lo dividió por etapas, cada una de las cuales constituye un rubro del presupuesto. Esta clasificación tiene por objetivo separar todos los rubros de costo diferente, no solo para facilitar la formación del presupuesto sino también porque es un documento de contrato, que sirve como lista indicativa de los trabajos ejecutados. El trabajo fue detallado en todas sus partes para facilitar su revisión, corrección y/o modificación por parte de los encargados del área de proyectos.

Tanto, el pliego particular de especificaciones técnicas, como el cómputo y presupuesto, hacen referencia a la totalidad del proyecto, por lo que fue necesario un trabajo en conjunto con el colega encargado de llevar adelante las tareas de diseño y dimensionado de todos los componentes de la red colectora cloacal.

Se llegó a un monto de obra, sujeto a revisión, de \$188.057.418,75

Las memorias técnicas, pliegos y planos que conforman este proyecto de licitación pública, estarán sujetos a revisión por parte del personal del área de proyectos de la Secretaría de Servicios Públicos.

Luego, las tareas de ingeniería de detalles, cálculos estructurales de las obras proyectadas, y de todas aquellas definidas en el pliego de especificaciones técnicas forman parte del proyecto ejecutivo, el cual es responsabilidad de la empresa contratista que adjudique la obra.

2. ESTUDIO DE LA LOCALIDAD

2.1. UBICACIÓN

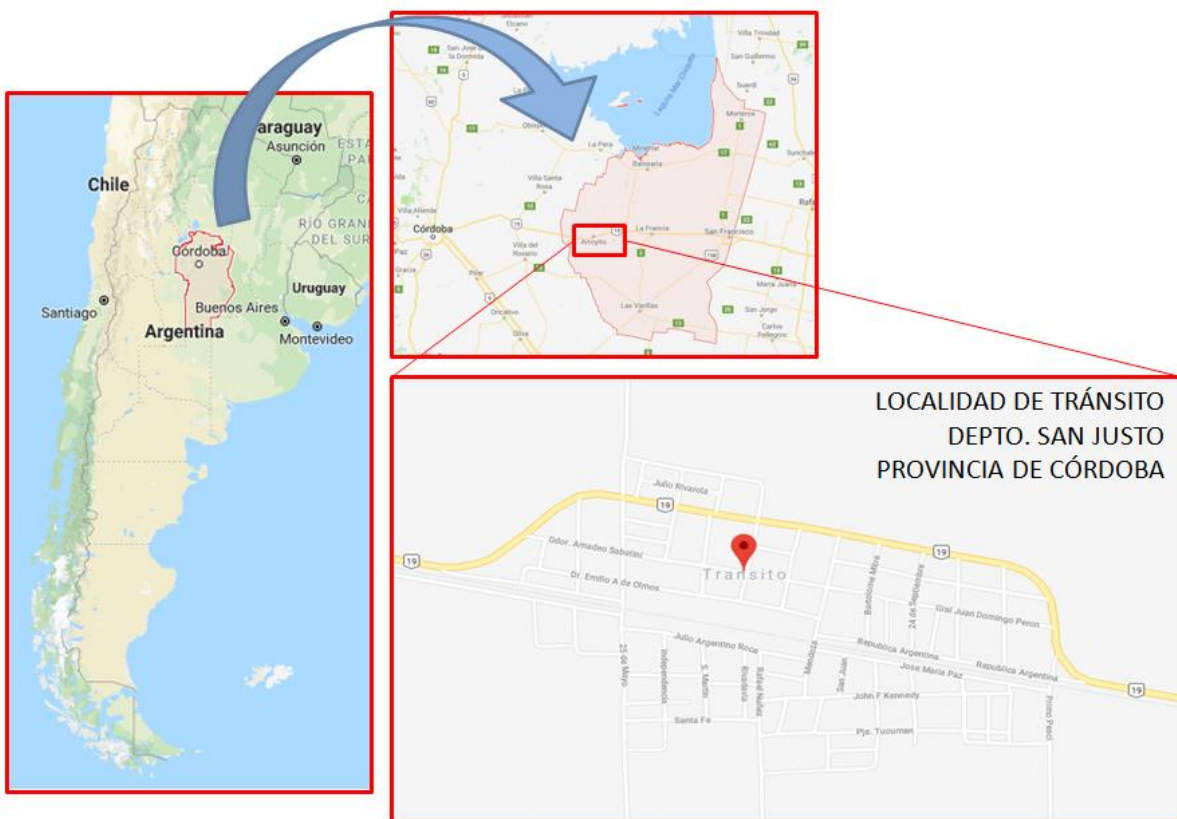
La localidad de Tránsito está ubicada en el departamento San Justo, perteneciente a la provincia de Córdoba, Argentina, a unos 92 km hacia el este de la Ciudad de Córdoba y a 141 km al oeste de la ciudad de San Francisco, sobre la RN N° 19, principal acceso a la localidad. Véase Figura N°2.1.

Altitud: 173 m.s.n.m.

Ubicación geográfica LAT: 31° 23' 0.0" S

LON: 63° 04' 0.0" O

Figura N° 2.1: Ubicación de Tránsito en la Provincia de Córdoba.



Fuente: Elaboración Propia.

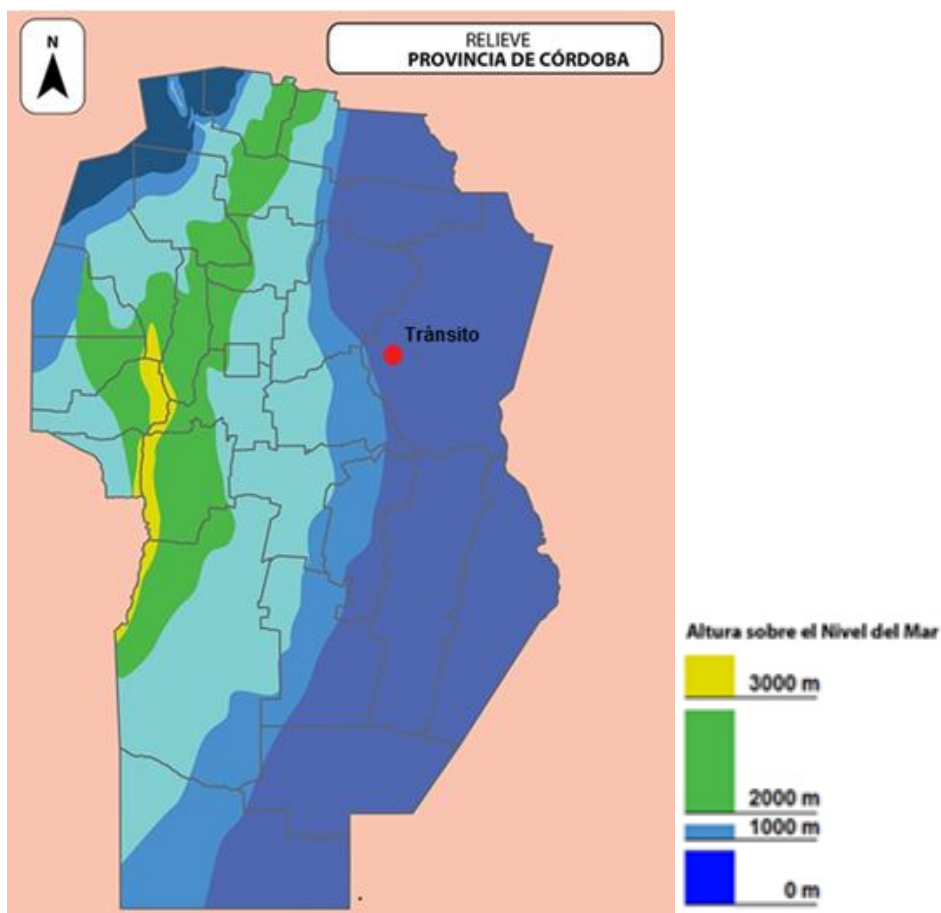
2.2. MEDIO NATURAL

2.2.1. Topografía

La zona de Tránsito se encuentra dentro del bosquejo geomorfológico de la depresión lacustre de Mar Chiquita. El paisaje más frecuente es la llanura levemente ondulada, con suave pendiente en dirección del Río Segundo. Hay frecuentes bajíos que corresponden a antiguas lagunas y paleocauces. Algunos médanos fijados por la vegetación natural constituyen pequeñas elevaciones.

En cuanto a suelos, están compuestos por loes y arenas fluviales en la mayor extensión, correspondientes a los derrames del Río Segundo. Son suelos indiferenciados sódicos ciento por ciento, imperfectamente drenados, profundos (más de un metro), moderadamente salinos y sódicos en el subsuelo.

Figura N° 2.2: Relieve de la Provincia de Córdoba.



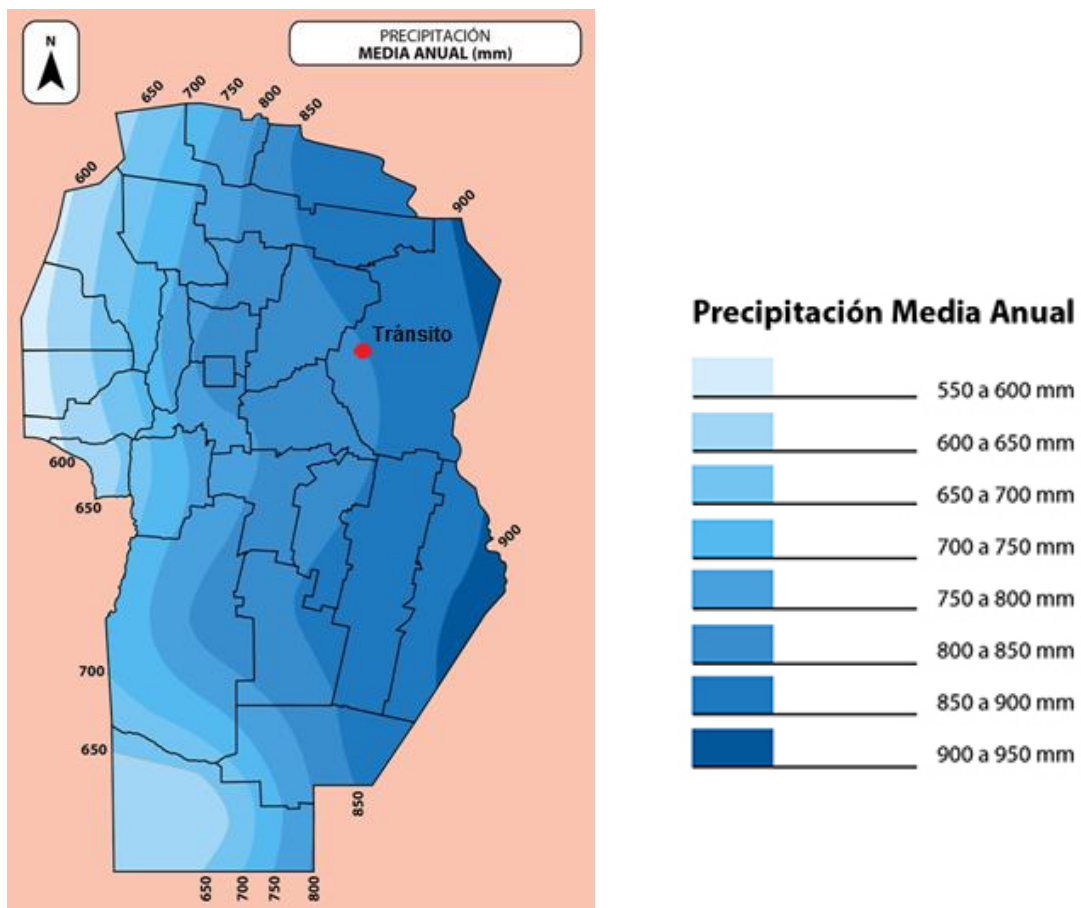
Fuente: Secretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba

2.2.2. Clima

El clima es templado con estación seca, no presenta invierno térmico. En verano se tiene una temperatura media de más de 25°C y las temperaturas máximas superan los 40°C. La estación intermedia es de más duración, comienza en abril hasta fines de octubre. El mes más frío es julio, con una temperatura media de 11 °C.

El régimen anual de precipitaciones, según registros de la Secretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba, es de aproximadamente 850 mm (promedio de últimos 40 años). Se distribuyen en dos: un mínimo en la época invernal ubicado entre dos máximos de primavera y otoño. Véase Figura N° 2.3.

Figura N° 2.3: Precipitación media anual.



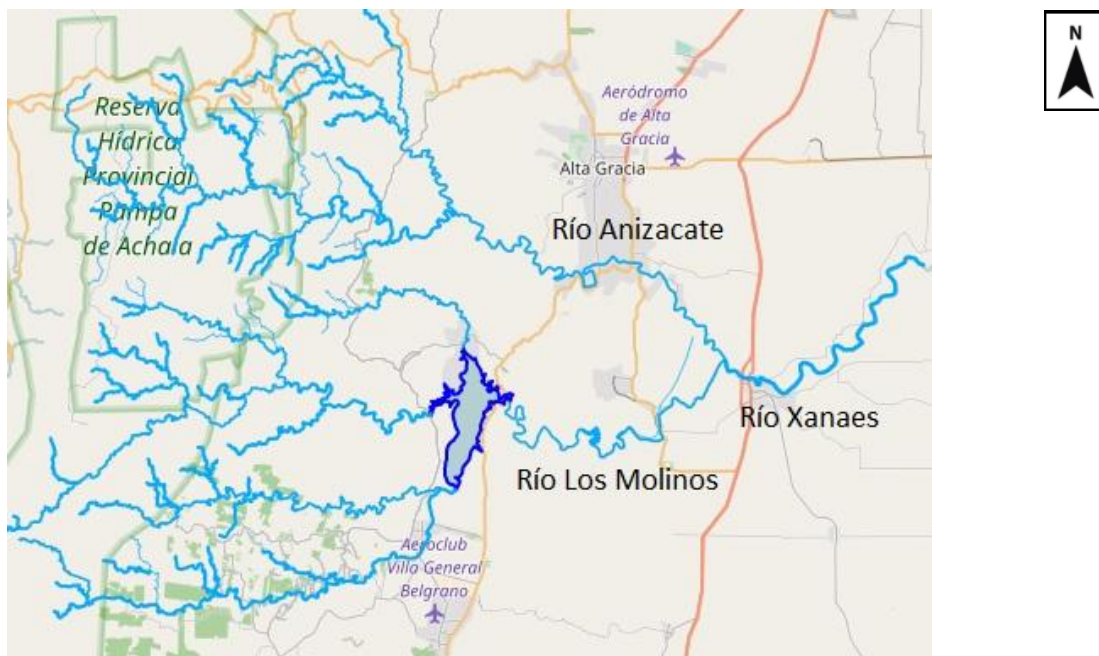
Fuente: Secretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba

Los vientos predominantes son de dirección marcadamente norte o marcadamente sur, en otoño e invierno. Mientras que en primavera y verano los vientos predominantes son del N-E. Los vientos del S-O, N-O y O son prácticamente inexistentes. Contando los días de viento, el polígono de frecuencia es abultado en el sector N-E y S-E.

2.2.3. Hidrología superficial

La localidad de Tránsito se emplaza sobre la cuenca del Río Xanaes, o Río Segundo, el cual nace en la confluencia de los ríos Anizacate y Los Molinos a unos 5 km al noreste de la ciudad de Despeñaderos, Provincia de Córdoba, véase Figura N° 2.4. A partir de este punto el río corre en un cauce único en terreno llano, primero en dirección Oeste-Este y luego en dirección Suroeste-Noreste. La subcuenca del río Los Molinos está regulada por el dique, mientras que el río Anizacate presenta crecientes frecuentes ya que no lo está aun.

Figura N° 2.4.: Nacimiento Río Xanaés o Segundo.



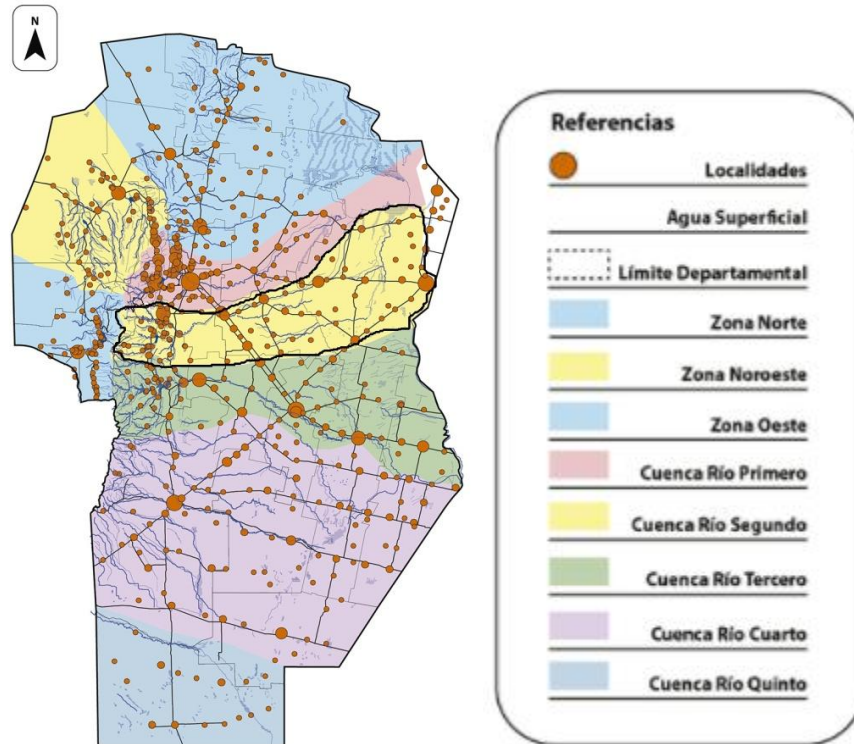
Fuente: Google Maps

Como consecuencia de la gran permeabilidad de los sedimentos y la pequeña pendiente a partir de la localidad de Villa del Rosario, el curso del Río Segundo se ramifica en varios brazos, entre los cuales el de la Cañada de Plujunta le permite alcanzar su nivel de base en la Laguna de Mar Chiquita. Desde esta confluencia hasta su desembocadura en la laguna el río recorre casi 300 km.

Los ríos del área de aporte al Río Segundo tienen un régimen regular, con máximos caudales en verano, durante la época lluviosa, pudiéndose producir fuertes torrentes. Durante la época de sequía los caudales merman considerablemente. El caudal promedio es de 4m³/s.

En la Figura N° 2.5 se resalta la cuenca del Río Segundo del resto de las cuencas de la provincia de Córdoba, desde su nacimiento hasta su desembocadura en la Laguna Mar Chiquita.

Figura N° 2.5.: Cuencas Hidrográficas Provincia de Córdoba.



Fuente: Secretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba

2.3. MEDIO SOCIO-ECONÓMICO

2.3.1. Población

La localidad cuenta con una población aproximada de 3189 habitantes, según el último censo nacional efectuado en el año 2010, distribuidos en unas 747 unidades habitacionales, en un área estimada de 135 Ha de extensión.

2.3.2. Economía

La economía de Tránsito se sustenta básicamente en la actividad agropecuaria, que representa un 70% de las actividades laborales en la localidad, siendo los principales

cultivos la soja, el maíz y el trigo, presentando un escaso desarrollo industrial y de actividad terciaria. Esta dinámica surge a partir de su localización, en una zona húmeda y propicia para el desarrollo de las actividades agrarias, además de encontrarse entre dos grandes polos consumidores como lo son las ciudades de Córdoba y San Francisco.

Un 20% de las actividades laborales de los residentes es atraída por la fábrica de golosinas Arcor, ubicada en la localidad vecina de Arroyito.

Todo esto genera que el comercio en Tránsito se vea reducido a un 10% de las actividades, por lo que el crecimiento de la localidad es más bien escaso, sin un núcleo comercial que genere demanda de personal ni prestación de servicios.

2.3.3. Infraestructura

Tabla Nº 2.1.: Infraestructura de la localidad de Tránsito.

Vivienda	La construcción dominante es de tipo residencial.
Iluminación	El 90% de la ciudad cuenta con alumbrado público en todas las cuadras.
Pavimentación	El 40% de la ciudad cuenta con calzada pavimentada.
Gas Natural	No cuenta con el servicio.
Principal acceso	Ruta Nacional Nº 19 que comunica a la ciudad con los polos Córdoba y San Francisco.
Equipamiento Público	Un dispensario, dos escuelas secundarias, suficientes escuelas primarias, un puesto policial y un edificio municipal en el cual se efectúan gran parte de las funciones administrativas.

Fuente: Municipalidad de Tránsito.

2.4. TERRENO DE IMPLANTACIÓN

El terreno disponible para la construcción de la planta fue gestionado por la Municipalidad de la localidad de Tránsito, y se obtuvo por expropiación. Como se observa en la Figura Nº 2.6, el terreno propiamente dicho se ubica a poco menos de 2 km del ejido de la ciudad en dirección Este sobre la RN Nº19, y dispone de una superficie total de 7 Ha (incluyendo el camino de acceso). Sus coordenadas son 31°25'54" Sur; 63°09'60" Oeste.

Figura N° 2.6.: Ubicación del terreno de implantación.



Fuente: Google Maps.

Se eligió este lugar debido a que se encuentra a una distancia considerable del centro urbano sin dejar de ser accesible. Además se tiene la presencia, en la proximidad del terreno, de un canal pluvial que será el encargado de transportar los líquidos efluentes de la planta, a partir de un escurrimiento por gravedad a pelo libre, hacia el emisario final, que se trata del Río Segundo o Xanaés. Véase Figura N° 2.7.

Figura N° 2.7.: Curso de Canal hacia la descarga en Río Segundo.



Fuente: Elaboración Propia a partir de Información de la Municipalidad de Tránsito.

3. MEMORIA DESCRIPTIVA

En la actualidad los efluentes cloacales, generados por los habitantes de la localidad de Tránsito, son tratados en sistemas individuales de tipo cámara séptica e infiltrados en el subsuelo por medio de zanja o pozo absorbente. Esto no solo representa un problema ambiental, sino también sanitario; debido a la contaminación del recurso hídrico y del subsuelo, y a los eventuales desbordes que se pueden producir en los pozos y/o zanjas de absorción.

Luego, la puesta en marcha del proyecto de sistema de recolección y tratamiento de los líquidos cloacales le otorgará a la localidad y a la zona distintos beneficios de índole ambiental, sociocultural y económica.

3.1. ESTACIÓN ELEVADORA

Se trata de un recinto de hormigón armado ubicado en las afueras de la localidad de tránsito, en un terreno de índole municipal.

A la cámara, ingresa el líquido proveniente de la colectora cloacal principal, que sufrirá un primer desbaste físico por parte de una reja canasto de acero inoxidable, de dimensiones adecuadas, con la finalidad de evitar atascamientos y problemas mecánicos en los artefactos componentes del sistema de bombeo.

Luego, el líquido será forzado a circular, por acción de las electrobombas, a través de una cañería de impulsión hacia la cámara de carga ubicada en el predio de la planta de tratamiento, aproximadamente a 2 Kms en dirección Este sobre la Ruta Nacional N° 19.

Es del tipo cámara húmeda, por lo que los artefactos de bombeo para el líquido cloacal son del tipo sumergibles.

Se instalan en ella para primera etapa, primeros 10 (diez) años de servicio, dos electrobombas, de las cuales una funcionará y la restante estará de reserva (1+1). Luego en la segunda etapa se instalará una tercera, de manera que se tengan dos equipos funcionando más uno en reserva (2+1), satisfaciendo la demanda a 20 (veinte) años.

3.2. CAÑERÍA DE IMPULSIÓN

Se ejecutará una conducción, cuyo origen es en una estación de bombeo ubicada dentro del ejido urbano de Tránsito hasta una cámara de carga ubicada en el predio de la planta de tratamiento, con un diámetro de 200 mm de material P.V.C. Clase 6, diseñada para que la tapada mínima nunca sea menor a 1,20m.

3.3. PLANTA DE TRATAMIENTO

3.3.1. Cámara de Carga

Se trata de un recinto de hormigón armado que recibe el líquido impulsado desde la estación de elevadora previamente mencionada.

La cota de la cámara es la necesaria para absorber las pérdidas hidráulicas que se producen en las distintas etapas del tratamiento y permitir que el líquido escurra, desde aquí, por gravedad.

3.3.2. Rejas Finas Automáticas

Inicialmente, se lleva a cabo un tratamiento físico a los líquidos afluentes a la Planta Depuradora por medio de rejas de accionar automático tipo circulares.

El líquido, al escurrir a través de las rejas, sufre el desbaste de todo material transportado cuyo tamaño o diámetro sea superior a la apertura de los barrotes.

Se colocan dos ejemplares, cada una con la capacidad de tratar el 100% del caudal de diseño, más un canal de bypass, con la capacidad de recibir el 100% del líquido afluente.

El material retenido en las rejas se envía a enterramiento sanitario, conjuntamente con el resto de los residuos sólidos de la localidad.

3.3.3. Tamices Automáticos

Luego del pasaje por las rejas mencionadas, los líquidos deben circular a través de un tamiz automático de tipo banda.

En él se realiza la remoción de todo material que haya superado las rejas y cuyo tamaño, o diámetro, sea superior a la apertura de malla.

Se colocan dos ejemplares, cada uno con la capacidad de recibir el 100% del caudal de diseño.

El material retenido en ellos se envía a enterramiento sanitario, conjuntamente con el resto de los residuos sólidos de la localidad

3.3.4. Lagunas De Tratamiento

Se prevé la construcción de dos módulos. Cada módulo está compuesto por una laguna primaria aireada mecánicamente de mezcla completa y una laguna secundaria facultativa. Ambos módulos se construyen en el año de inicio de las obras correspondientes.

3.3.4.1. Lagunas Primarias Aireadas de Mezcla Completa

En estas lagunas se efectúa el tratamiento biológico del líquido afluyente a la Planta.

Se realiza la degradación de la materia orgánica carbonácea por medio de un proceso de mezcla completa en donde el suministro de oxígeno para el proceso aeróbico es totalmente artificial. La agitación que se genera por el accionar de los equipos aireadores produce una mezcla del líquido cloacal con los lodos, que aumenta la densidad de la biomasa. Se considera un proceso incipiente de lodos activados, sin recirculación.

En cada una de las lagunas aireadas se instalan cuatro (4) equipos aireadores, de 10 HP de potencia cada uno. Los aireadores son del tipo de eje vertical, montados sobre una estructura flotante y sujetos a las orillas mediante cables de acero cincado.

3.3.4.2. Lagunas Secundarias Facultativas

El líquido tratado en la laguna aireada, pasa a una laguna facultativa en la cual se complementa el tratamiento biológico realizándose aquí retención de biomasa y reducción bacteriana.

Altimétricamente, se ubican estas lagunas de manera de que el volumen de suelos a desmontar sea igual al volumen de suelos necesario para el terraplenamiento, de forma de evitar tener que transportar suelo desde otras locaciones para este fin.

El fondo de las lagunas y los taludes interiores se impermeabilizan con una capa de 0,15 m de suelo cemento, compactado.

3.3.5. Sistema De Desinfección

3.3.5.1. Cámara de Contacto

A fin de desinfectar convenientemente el líquido tratado en las lagunas, antes de volcarlo al cuerpo receptor, se prevé el agregado al mismo de una solución de hipoclorito de sodio de concentración del 10% p/v (0,10 Kg/l de cloro puro), en una cámara de contacto en donde la permanencia es de 15 minutos. De esta manera, se eliminan aquellos bacilos colifecales que logren transponer el tratamiento efectuado en las lagunas.

Se proyecta una unidad que recibe el líquido afluyente de ambos módulos de lagunas, cuya construcción es de forma inmediata. Se ejecuta dicha cámara de hormigón armado y superiormente tendrá una baranda de caños para protección de las personas que operen el sistema.

3.3.5.2. Canal Parshall

Se proyecta la ejecución de una canaleta Parshall previo al ingreso del líquido a la cámara de cloración con la finalidad de efectuar mediciones del caudal efluente de las lagunas de tratamiento, además de provocar las condiciones adecuadas para la inyección de la solución de cloro.

3.3.6. Cañería De Descarga

Se prevé descargar el líquido tratado y desinfectado en el curso del Río Segundo o Xanaes.

Esto se logra por medio de una cañería de P.V.C. de diámetro 250 mm de unos 72 mts de longitud, en la cual el líquido escurre por gravedad, que va desde la cámara de contacto a la obra de descarga ejecutada en un canal pluvial ubicado colindante al terreno de la planta. A partir de aquí el líquido tratado fluye por el lecho del canal hasta llegar al curso del Río Segundo o Xanaes a unos 2,3 kms hacia el sureste.

4. MEMORIA DE CÁLCULO

Para el cálculo de los elementos componentes del sistema de tratamiento de la planta depuradora, de la cámara de bombeo y cañería de impulsión, se siguen criterios de diseño de las normas del ENOHSa (Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento), y las especificaciones del decreto 847/16, los cuales brindan los lineamientos a seguir para la proyección de la población, el dimensionamiento de las unidades de tratamiento y el cumplimiento de los parámetros de sanidad correspondientes a los efluentes de la planta.

4.1. PARÁMETROS DE DISEÑO

4.1.1. Población

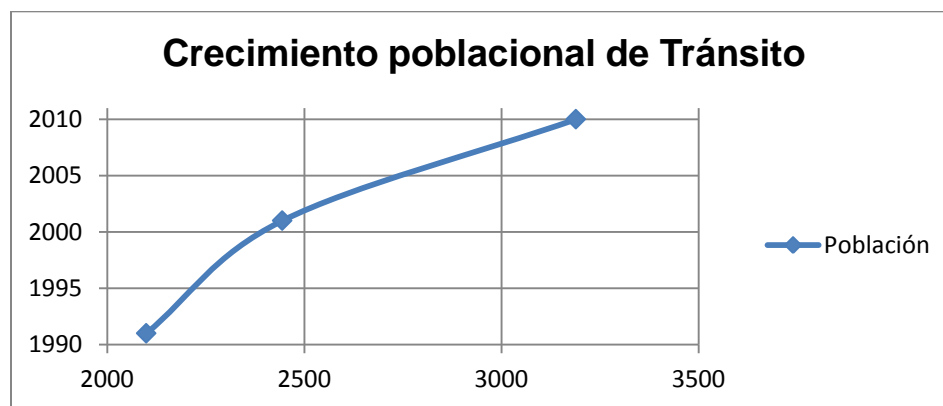
En primera instancia se realiza un estudio demográfico de la localidad, a partir del cual se logra definir la población a servir durante el período de diseño. Para llevar a cabo dicha proyección se parte de la información correspondiente a la población según los últimos tres censos nacionales. Véase Tabla N° 4.1 y Figura N° 4.1.

Tabla N° 4.1.: Población de Tránsito según censos nacionales.

Población localidad de Tránsito - Censos Nacionales	
Año	Habitantes
1991	2099
2001	2444
2010	3189

Fuente: INDEC (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos de la Rep. Argentina).

Figura N° 4.1.: Crecimiento Poblacional de Tránsito.



Fuente: Elaboración propia en base a datos censales de INDEC.

Luego, siguiendo la norma, se utiliza el método de las tasas anuales medias decrecientes para efectuar la proyección de la población al año de diseño.

Primero, se determinan las tasas medias anuales de los últimos dos períodos intercensales utilizando las siguientes ecuaciones:

$$i_I = (P_2/P_1)^{1/N_1} - 1 \quad (4.1)$$

$$i_{II} = (P_3/P_2)^{1/N_2} - 1 \quad (4.2)$$

Donde, i_I = tasa media anual de variación durante el penúltimo período; i_{II} = tasa media anual de variación durante el último período; P_1 = población según el antepenúltimo período intercensal; P_2 = población según el penúltimo período intercensal; P_3 = población según el último período intercensal; N_1 = cantidad de años entre el penúltimo y antepenúltimo censo; N_2 = cantidad de años entre el último y penúltimo censo.

En la Tabla N° 4.2 se pueden observar los resultados de los cálculos.

Tabla N° 4.2.: Tasas intercensales de crecimiento poblacional.

Año	Población	Intervalo de tiempo [años]	Crecimiento poblacional	Crecimiento porcentual [%]	Tasa media de crecimiento (i) [%]
1991	2099	10	345	16,4	1,53
2001	2444	9	745	30,5	3,00
2010	3189				

Para el intervalo comprendido entre el último censo y el año inicial del período de diseño (2020), así como el primer subperíodo de n_1 años (10 años), se efectuará la proyección de la población con la tasa media anual del último período intercensal ($i_I = i_{II}$) obtenida de la Ec. 4.2, utilizando las siguientes expresiones:

$$P_A = P_3(1 + i_I)^{N_A} \quad (4.3)$$

$$P_0 = P_A(1 + i_I)^{N_0} \quad (4.4)$$

$$P_{10} = P_0(1 + i_I)^{N_1} \quad (4.5)$$

Siendo, P_A = población existente a la fecha de ejecución del proyecto (2017); P_0 = población prevista al año inicial del período de diseño (2020); P_{10} = población al final del primer superíodo; N_A = cantidad de años entre el último censo y el año de ejecución del proyecto; N_0 = cantidad de años entre el año de ejecución del proyecto y el año inicial del período de diseño.

Luego, la tasa media anual de proyección para el segundo subperíodo de n_2 años (10 años) se determina comparando el valor promedio de las tasas históricas (i_2) que se obtiene en la Ec. 4.6, con el correspondiente a la tasa i_1 utilizada para el primer superíodo:

$$i_2 = \frac{i_1 + i_{II}}{2} \quad (4.6)$$

Si $i_2 > i_1$, la proyección para los restantes n_2 años se efectúa con la misma tasa i_1 , de lo contrario se debe utilizar la tasa promedio i_2 .

$$i_2 = \frac{0,0153 + 0,03}{2} \times 100\% = 2,27\% < 3,00\%$$

Por lo tanto:

$$i_2 = 2,27 \%$$

Por lo que, para el caso de estudio se obtiene la población al año de diseño (2040) de la siguiente manera:

$$P_{20} = P_{10}(1 + i_2)^{n_2} \quad (4.7)$$

En la Tabla N° 4.3 se presentan los resultados de los cálculos de población realizados siguiendo el método.

Tabla N° 4.3.: Población proyectada para la localidad de Tránsito.

Año	2020	2030	2040
Población	P_0 4286 hab.	P_{10} 5760 hab.	P_{20} 6710 hab.

4.1.2. Caudales de diseño

4.1.2.1. Caudal Medio Diario

El caudal medio diario doméstico Q_c , para el año n , se determina utilizando la siguiente expresión:

$$Q_c = (P_f \cdot \emptyset \cdot d) / 86400 \text{ (l/s)} \quad (4.8)$$

Donde, Q_c = Caudal medio diario para el año n , debido exclusivamente a usuarios domésticos, y pequeños comercios e industrias; P_f = Población a servir con cloacas al final del año n , incluyendo la población equivalente debida a los pequeños comercios, oficinas e industrias. (hab); d = Dotación media de agua para el año n (l/hab día); \emptyset = Coeficiente de retorno del agua al sistema cloacal

$$\emptyset = \frac{\text{vuelco medio diario per cápita (q)}}{\text{dotación media de agua potable (d)}} < 1 \quad (4.9)$$

Dado que no se cuentan con los registros necesarios para determinar el vuelco medio per cápita, éste se determina en base a la dotación media de agua potable, adoptando el valor $\emptyset = 0.8$. El coeficiente se considera constante durante todo el período de diseño y para todo el radio servido.

El valor de la dotación para el cálculo del caudal medio diario resulta:

$$d = 250 \text{ l / hab . día}$$

Por lo tanto, introduciendo estos valores en la Ec. 4.8, el valor del caudal medio diario al año de diseño resulta:

$$Q_c = 15,53 \text{ l/s} = 0,01553 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.1.2.2. Coeficientes de Caudal

Cuando no existen registros confiables ininterrumpidos, de no menos de los últimos 36 meses, de consumos de agua potable o de descargas cloacales que permitan determinar estos coeficientes, se adoptan los valores especificados en la siguiente tabla (Tabla N° 4.4) extraída del ítem 2.3.4 de las normas del ENOHSa.

Tabla N° 4.4.: Coeficientes de caudales para colectoras.

Población servida	α_1	α_2	α	β_1	β_2	β
500 h < P_s < 3.000 h	1,40	1,90	2,66	0,60	0,50	0,30
3.000 h < P_s ≤ 15.000 h	1,40	1,70	2,38	0,70	0,50	0,35
15.000 h < P_s ≤ 30.000 h	1,30	1,50	1,95	0,70	0,60	0,42

Fuente: Normas de estudio y criterios de diseño del ENOHSa, inciso 2.3, pág n° 9.

Una vez definidos los coeficientes de caudal, es posible determinar los caudales de diseño por medio de las siguientes expresiones:

$$Q_A = Q_C \times \beta \quad (4.10)$$

$$Q_B = Q_C \times \beta_1 \quad (4.11)$$

$$Q_D = Q_C \times \alpha_1 \quad (4.12)$$

$$Q_E = Q_C \times \alpha \quad (4.13)$$

Donde, Q_A = Caudal mínimo del día de menor consumo; Q_B = Caudal mínimo diario anual; Q_D = Caudal máximo diario anual; Q_E = Caudal máximo del día de mayor consumo.

En la siguiente tabla se observan los caudales de diseño obtenidos de las Ecs. 4.10, 4.11, 4.12 y 4.13, para los períodos de interés en el proyecto:

Tabla Nº 4.5.: Caudales de diseño.

	INICIAL (0) [l/s]	10 AÑOS [l/s]	20 AÑOS [l/s]
$Q_A =$	3,47	4,67	5,44
$Q_B =$	6,94	9,33	10,87
$Q_C =$	9,92	13,33	15,53
$Q_D =$	13,89	18,67	21,75
$Q_E =$	23,61	31,73	36,97

4.2. ESTACIÓN DE BOMBEO

La estación de bombeo, o estación elevadora, es una instalación hidroelectromecánica destinada a forzar el escurrimiento de una vena líquida con la finalidad de que ésta llegue a destino en las condiciones previstas en su diseño. Por “forzar el escurrimiento” se entiende a impartirle al líquido una determinada cantidad de energía proveniente de una electrobomba, la cual a su vez la recibe en forma mecánica en su eje.

La obra civil de la estación de bombeo está representada por una primera cámara, encargada de contener las instalaciones mecánicas de impulsión, las instalaciones eléctricas y los equipos de bombeo propiamente dichos, y una segunda cámara de válvulas, que aloja todos los elementos de seccionamiento y maniobra, ambas ejecutadas de hormigón armado.

La estación elevadora es del tipo cámara húmeda, por lo que las electrobombas a colocar serán del tipo sumergibles. Se opta por colocar dos (2) bombas en funcionamiento más una (1) en reserva para satisfacer la demanda al año de diseño (2040). Cabe mencionar que, para el primer periodo de 10 años, se contará con una (1) bomba en funcionamiento más una (1) en reserva.

4.2.1. Determinación de caudales de bombeo:

Para determinar el volumen útil de la cámara húmeda, o de aspiración, se aplicará lo indicado en el cuadro 10.2, caso II, del Volumen I de las Normas del ENOHSa que se muestra a continuación:

Tabla N° 4.6.: Cálculo de Estación de Bombeo

$Q_{b20} = m * Q_{E20} = Q_1 + Q_2$	(m ³ /h)	Caudal total de bombeo con ambas bombas funcionando simultáneamente, con la altura manométrica de diseño, para el año final
$1,10 \geq m \geq 1,00$		Factor de bombeo
$Q' = 0,50 * Q_{b20}$		Caudal nominal de cada bomba para la altura manométrica de diseño.
Q_1	(m ³ /h)	Caudal de la bomba B ₁ operando sola en el nivel inferior
Q_2	(m ³ /h)	Incremento de caudal bombeado como consecuencia del funcionamiento simultáneo de B ₁ y B ₂
$f_{m\acute{a}x}$	(a/h)	Frecuencia máxima admisible de arranques por hora segun 10.4.e
$V_1 = 1,15 * (Q_1 / 4 * f_{m\acute{a}x})$	(m ³)	Volumen útil para el ciclo de 1 bomba
$V_2 = 1,15 * 0,40 * V_1$	(m ³)	Volumen adicional para el ciclo de 2 bombas
$V_T = V_1 + V_2$		Volumen útil total de la cámara húmeda
V_f		Volumen de fondo
$t_{sm\acute{a}x} = \frac{V_1}{Q_{B0}} + \frac{V_f + 0,5 * V_1}{Q_1(10) - Q_{B0}} \leq 0,5$	h	Tiempo máximo de permanencia hidráulica (10.4.f)
$Q_1(10)$		Caudal de la bomba instalada para los primeros 10 años

Nota: Para el caso de las bombas impulsando simultáneamente sobre una misma cañería, si no se cuenta con las curvas de la bomba se adoptará $Q_1 = 0,70 * Q_{b20}$ y $Q_2 = 0,30 * Q_{b20}$ para el cálculo de V_1 y V_2 . Para bombas con impulsiones independientes se adoptará $Q_1 = Q_2 = Q' = 0,50 * Q_{b20}$.

Fuente: Normas de estudio y criterios de diseño del ENOHSa, inciso 10.4, pág nº 4.

El valor de m , para el cálculo del caudal de bombeo a 20 años, es un coeficiente que toma valores que van desde 1 a 1,1. Tomando $m = 1,1$ el caudal total de bombeo será:

$$Q_{b20} = 1,1 \times Q_{E20} = Q_1 + Q_2 = 1,1 \times 0,037 \text{ m}^3/\text{s} = 146,40 \text{ m}^3/\text{h}$$

Dado que no se cuenta con la curva característica de las bombas, el caudal nominal de la bomba B1, será:

$$Q_1 = 0,70 \times Q_{b20} = 102,48 \text{ m}^3/\text{h}$$

El caudal nominal de la bomba B2, será:

$$Q_2 = 0,30 \times Q_{b20} = 43,92 \text{ m}^3/\text{h}$$

Luego, el volumen útil para el ciclo de la bomba B1, según el cuadro anterior, será:

$$V_1 = 1,15 (Q_1 / 4 * f_{\text{máx}})$$

Siendo $f_{\text{máx}}$ la máxima frecuencia de arranques admisible por hora, que se obtiene del cuadro 10.4 de la norma que se imprime a continuación:

Tabla N° 4.7.: Máxima frecuencia de arranque

Potencia	$f_{\text{máx}}$ (arranque/hora)	$t_{\text{cmín}}$ (hora)
< 15 CV	6 a/h	0,17 h
15 a 50 CV	4 a/h	0,25 h
> 50 CV	consultar fabricante	

$f_{\text{máx}}$ = máxima frecuencia de arranque admisible (arranque/hora)

$t_{\text{cmín}}$ = mínimo tiempo entre dos arranques sucesivos (horas)

Fuente: Normas de estudio y criterios de diseño del ENOHSa, inciso 10.4, pág nº 7.

El valor adoptado es de 6 a/h, por lo tanto:

$$V_1 = 1,15 (102,48 \text{ m}^3/\text{h} / 4 * 6 \text{ a/h})$$

$$V_1 = 4,91 \text{ m}^3$$

El volumen adicional para el ciclo de dos bombas, será:

$$V_2 = 1,15 * 0,40 * V_1$$

$$V_2 = 2,26 \text{ m}^3$$

En consecuencia, el volumen útil total de la cámara húmeda, será:

$$V_T = V_1 + V_2 = 4,91 \text{ m}^3 + 2,26 \text{ m}^3$$

$$V_T = 7,17 \text{ m}^3$$

4.2.2. Cálculo de las dimensiones de la Cámara Húmeda

Dado que la norma indica que las bombas deben estar distanciadas entre sí al menos por 1,00 m y 0,50 m de las paredes laterales de la cámara para evitar que la estela de una bomba influya sobre el funcionamiento de las demás, se definieron las siguientes dimensiones para la misma:

$$\text{Ancho, } A = 3,00 \text{ m}$$

$$\text{Largo, } L = 2,50 \text{ m}$$

La superficie horizontal de la cámara resulta ser:

$$S = A \times L = 3,00 \text{ m} \times 2,50 \text{ m}$$

$$S = 7,50 \text{ m}^2$$

Luego, definiendo un volumen de fondo de, $V_f = 3,00 \text{ m}^3$, es posible obtener las alturas de líquido correspondientes a cada volumen:

$$H_1 = V_1 / S = 4,91 \text{ m}^3 / 7,50 \text{ m}^2$$

$$H_1 = 0,65 \text{ m}$$

$$H_2 = V_2 / S = 2,26 \text{ m}^3 / 7,50 \text{ m}^2$$

$$H_2 = 0,30 \text{ m}$$

$$H_f = V_f / S = 3,00 \text{ m}^3 / 7,50 \text{ m}^2$$

$H_f = 0,40 \text{ m}$, suficiente para lograr una adecuada sumergencia del equipo en el líquido.

El inicio y parada de los equipos está controlado a partir de sensores de nivel convenientemente ubicados en la cámara. Para evitar la parada simultánea de todas las bombas los niveles de parada se desfasan en una altura igual a 0.20m, como mínimo.

Por último, el tiempo máximo de permanencia del líquido en la cámara no deberá superar los 30 minutos, a fin de evitar la sedimentación y septización. El tiempo máximo de permanencia hidráulica se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$t_{m\acute{a}x} = \frac{V1}{QB0} + \frac{Vf + 0,5.V1}{Qb10 - QB0}$$

Donde, QB0 = Caudal mínimo diario para el año inicial y Qb10 = Caudal máximo horario de bombeo para el primer período de 10 años.

Siendo:

$$QB0 = 24,98 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Qb10 = 1,1 \times QE10 = 1,1 \times 114,23 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Qb10 = 125,67 \text{ m}^3/\text{h}$$

El tiempo máximo de permanencia resulta:

$$t_{m\acute{a}x} = 0,25 \text{ h} < 0,50 \text{ h (satisface)}$$

4.2.3. Rejas Gruesas

Se coloca un sistema de reja tipo canasto en la desembocadura de la cloaca máxima, al ingresar a la Estación de Bombeo, con la finalidad de retener aquellos sólidos que puedan provocar obstrucciones en los equipos elevadores. Además se dispone de un sistema de izaje para efectuar la limpieza del canasto. Según lo indicado por el ENOHSa la abertura entre barrotes deberá cumplir con las siguientes condiciones:

- Abertura mínima de barrotes para reja de limpieza manual: 20 mm
- Abertura máxima de barrotes para reja de limpieza manual: 100 mm  Dp x 0,75

Siendo Dp el máximo paso de sólidos admitido por el impulsor de la bomba.

Se optó por una abertura libre de 50 mm y barrotes de 12x50 mm

4.3. CAÑERÍA DE IMPULSIÓN

4.3.1. Diámetro de la cañería

El diámetro de la impulsn deberá determinarse en base al cculo del "diámetro más económico". Para ello se aplicará la fórmula de Bresse:

$$Di = K (Q)^{1/2}$$

Utilizando un K=1,00, según antecedentes de proyectos similares.

4.3.1.1. Múltiple de impulsión

El caudal ingresado en la formula de Bresse se corresponde al menor entre los siguientes valores:

$$Q_{b10} = 125,67 \text{ m}^3/\text{h} = 0.0349 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$0,70 \times Q_{b20} = 102,48 \text{ m}^3/\text{h} = 0,0285 \text{ m}^3/\text{s}$$

Esto es así ya que, como se mencionó en el punto correspondiente al cálculo de la estación elevadora, para el primer período de 10 años el sistema funcionará con una (1) bomba en servicio y una (1) en reserva, por lo que ambas instalaciones deben poder recibir la totalidad de Q_{b10} . Mientras que para el año de diseño los quipos en funcionamiento serán dos (2) y uno (1) en reserva, y según lo expresado en el cálculo, la repartición del caudal a impulsar por cada equipo es: $0,70 \times Q_{b20}$ para la bomba B1 y $0,30 \times Q_{b20}$ para la bomba B2. De esta manera se asegura una velocidad mayor a la mínima, establecida por la norma, en la cañería.

Finalmente el diámetro de cañería de impulsión más económico resulta:

$$D_i = K (Q_{b10})^{1/2} = 1,00 (0,0285 \text{ l/s})^{1/2}$$

$$D_i = 0,15 \text{ m}$$

4.3.1.2. Cañería de impulsión

El caudal ingresado en la formula de Bresse corresponde al valor de diseño a 20 años:

$$Q_{b20} = 146,40 \text{ m}^3/\text{h} = 0,0407 \text{ m}^3/\text{s}$$

Finalmente el diámetro de cañería de impulsión más económico resulta:

$$D_i = K (Q_{b20})^{1/2} = 1,00 (0,0407 \text{ l/s})^{1/2}$$

$$D_i = 0,20 \text{ m}$$

4.3.2. Pérdidas de carga en la cañería

Las perdidas por fricción en la longitud de cañería se obtienen a partir de la expresión de Hazen-Williams:

$$J = j \times L = 10,643 Q^{1,85} C^{-1,85} D^{-4,87} L = [\text{m}]$$

Donde Q = caudal, C = coeficiente que depende de la rugosidad del material de conducción, D = diámetro de la tubería y L = longitud total.

C presenta valores de 140 para conducciones de material P.V.C. y 120 para acero dúctil.

Las pérdidas por singularidades se obtienen utilizando la siguiente ecuación:

$$h = k \times V^2 / 2g = [m]$$

Donde k = coeficiente que depende del tipo de singularidad que atraviesa el fluido, V = velocidad de fluido y g = aceleración de la gravedad.

A continuación se introduce la Tabla N° 4.6 que contiene los valores correspondientes al coeficiente **k**, que se utilizan luego en el cálculo de las pérdidas de carga:

Tabla N° 4.8.: Coeficiente k, singularidades.

Elemento	k
Junta Elástica	1,5
Válvula Retención	2,5
Válvula Esclusa	0,12
Entrada	1
Salida	1
Codo 90°	0,9
Ramal 45°	0,38
Curva 45°	0,45

Luego, la pérdida de carga total H para la bomba i resulta:

$$H_i = J_i + h_i = [m]$$

4.3.2.1. Múltiple de impulsión

1- Primer período (1 funcionando + 1 en reserva)

Caudal de diseño $Q_{b10} = 125,67 \text{ m}^3/\text{h}$

Cañería de acero y equipos de bombeo

Datos:

Caudal a impulsar por la bomba $Q_{i1} = 125,67 \text{ m}^3/\text{h}$

Material de la cañería: Acero Dúctil

D = 0,15 m

V = Q/A = 1,98 m/s

L = 9,50 m

Las pérdidas por fricción en la longitud de cañería resultan:

$$J = j \times L = 10,643 Q^{1,85} C^{-1,85} D^{-4,87} L = 0,29 \text{ m}$$

Las pérdidas por singularidades en la cañería resultan:

Tabla N° 4.9.: Pérdidas por singularidades a 10 años, múltiple de impulsión.

Elemento	k	Cantidad	h [m]
Junta Elástica	1,5	1	0,298
Valvula Retención	2,5	1	0,497
Válvula Esclusa	0,12	1	0,024
Salida	1	1	0,199
Codo 90°	0,9	1	0,179
Ramal 45°	0,38	2	0,151
h Total			1,348

La pérdida de carga total H resulta:

$$H = 1,64 \text{ m}$$

2 - Final del período de diseño (2 funcionando + 1 en reserva)

Caudal de diseño $Q_{b20} = 146,40 \text{ m}^3/\text{h}$

Cañería de acero y equipos de bombeo

Datos:

Caudal a impulsar por la bomba $Q_{i1} = 73,20 \text{ m}^3/\text{h}$

Material de la cañería: Acero Dúctil

$D = 0,15 \text{ m}$

$V = Q/A = 1,15 \text{ m/s}$

$L = 9,50 \text{ m}$

Las pérdidas por fricción en la longitud de cañería resultan:

$$J = j \times L = 10,643 Q^{1,85} C^{-1,85} D^{-4,87} L = 0,11 \text{ m}$$

Las pérdidas por singularidades en la cañería resultan:

Tabla N° 4.10.: Pérdidas por singularidades a 20 años, múltiple de impulsión.

Elemento	k	Cantidad	h [m]
Junta Elástica	1,5	1	0,101
Valvula Retención	2,5	1	0,169
Válvula Esclusa	0,12	1	0,008
Salida	1	1	0,067
Codo 90°	0,9	1	0,061
Ramal 45°	0,38	2	0,051
h Total			0,458

La pérdida de carga total H resulta:

$$H = 0,57 \text{ m}$$

4.3.2.2. Cañería de impulsión

Datos:

Caudal a transportar: $Q_{b20} = 146,40 \text{ m}^3/\text{h}$

Material de la cañería: Acero Dúctil

$D = 0,20 \text{ m}$

$V = Q/A = 1,29 \text{ m/s}$

$L = 2240,00 \text{ m}$

Las pérdidas por fricción en la longitud de cañería resultan:

$$J = j \times L = 10,643 Q^{1,85} C^{-1,85} D^{-4,87} L = 22,68 \text{ m}$$

Las pérdidas por singularidades en la cañería resultan:

Tabla Nº 4.11.: Pérdidas por singularidades a 20 años, cañería de impulsión.

Elemento	k	Cantidad	h [m]
Salida	1	1	0,085
Codo 90°	0,9	1	0,077
Ramal 45°	0,38	3	0,097
Curva 45°	0,45	2	0,077
h Total			0,336

La pérdida de carga total H resulta:

$$H = 23,02 \text{ m}$$

Según lo indica la normativa, se debe verificar que la velocidad en la cañería de impulsión no sea inferior a 0,9 m/s para el primer período de funcionamiento del sistema. Por lo tanto, tomando:

$$Q_{b10} = 125,67 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$D = 0,20 \text{ m}$$

Se tiene:

$$S = 0,0314 \text{ m}^2$$

$$V_{10} = Q_{b10} / S = 1,11 \text{ m/s} > 0,90 \text{ m/s}; \text{ Verifica}$$

Donde, S es la sección de la tubería de P.V.C. y V₁₀ la velocidad en la misma para el caudal a 10 años.

4.3.2.3. Resumen Pérdidas de Carga

Tabla Nº 4.12.: Tabla resumen de Pérdidas de Carga Totales.

		10 años	20 años
Hi	Bomba B1	1,64 m	0,57 m
	Bomba B2	1,64 m **	0,57 m
	Bomba B3	-	0,57 m **
Hj	Impulsión	17,34 m	23,02 m
Ht = Hi + Hj	Maxima	18,98 m	24,15 m

Referencia:

** Bomba en reserva, sólo suma si reemplaza a otra en funcionamiento.

4.3.3. Determinación de equipos de bombeo

4.3.3.1. Altura de bombeo

El desnivel geométrico entre la estación de bombeo y la cámara de carga en la que descarga el líquido, es:

Cota de nivel de descarga = 172,20 m

Cota nivel mínimo estación bombeo = 166,75 m

Desnivel Geométrico (Hg) = **5,45 m**

Entonces, la altura de bombeo (o altura manométrica), será:

$$H_b = H_g + H_j \max + H_i \max = H_g + H_t$$

$$H_b = 5,45 \text{ m} + 24,15 \text{ m} = \mathbf{29,60 \text{ m}}$$

4.3.3.2. Equipos de bombeo

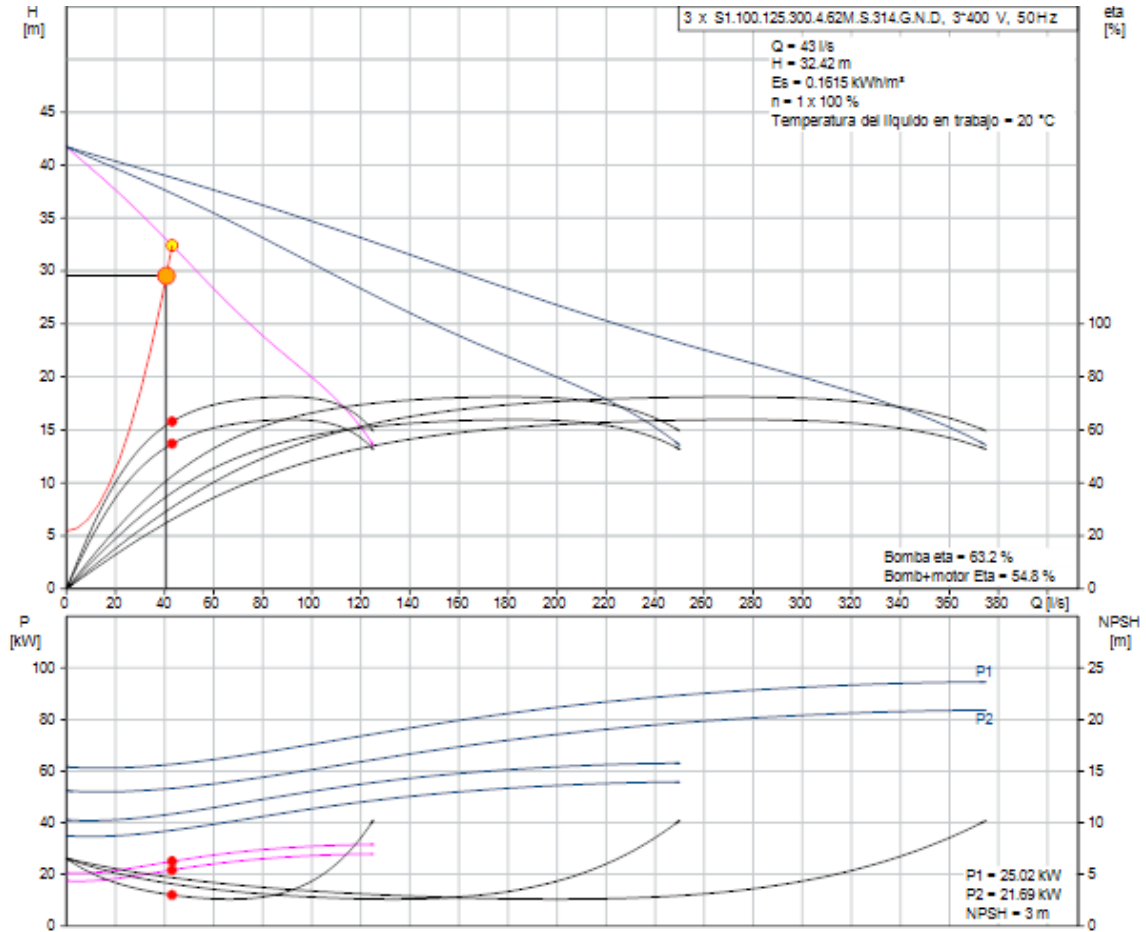
Se seleccionarán 2 equipos de bombeo que funcionando conjuntamente satisfagan las siguientes exigencias:

$$Q_{b20} = \mathbf{146,40 \text{ m}^3/\text{h}}$$

$$H_m = \mathbf{29,60 \text{ m.c.a.}}$$

Para la elección de los equipos de bombeo se utiliza la aplicación de la página web de Grundfos Argentina, ingresando con el caudal en l/s, la altura geodésica y las pérdidas de carga, obteniendo el modelo de bomba más adecuado. A continuación se observan los resultados del dimensionado:

Figura N° 4. 2.: Resultados dimensionado de equipos de bombeo.



Fuente: Grundfos Center Argentina.

4.3.4. Trazado de la cañería

La traza de la conducción, desde la estación de bombeo hasta la cámara de carga ubicada en el predio de la planta depuradora, se materializa prácticamente en línea recta, en planta, siguiendo un camino público rural que corre paralelo a la Ruta Nacional N°19. De esta manera se evitan problemas con privados en la etapa constructiva y permite el acceso tanto en etapa de construcción como de mantenimiento y operación.

El tendido de la cañería se realiza en base a un equilibrio entre varios factores, o parámetros de diseño, extraídos de las normas de la ENHOSa y resumidos a continuación:

Pendientes y cambio de dirección:

- Se debe verificar pendiente mínima del 0,2% (dos por mil) en tramos ascendentes y de 0,4% (cuatro por mil) en tramos descendentes, en el sentido de escurrimiento.
- Si la topografía presenta pendientes muy bajas, se debe realizar un tendido con quiebres de manera de lograr las pendientes mínimas que se exigen.
- Para tramos largos sin quiebres de pendiente se deben instalar válvulas de aire por lo menos cada kilómetro.
- Deben estudiarse los cambios de dirección, con el objeto de diseñar correctamente los anclajes que permitan absorber las acciones originadas por el escurrimiento permanente o transitorio.

Órganos de maniobra y control:

- La selección de los volúmenes de operación, desagüe, ingreso y salida de aire, se efectúa tomando en consideración su relación con el fenómeno de golpe de ariete.
- Para impulsiones de materiales flexibles (es el caso de este proyecto) el diámetro máximo del orificio de las válvulas de aire debe ser de 1/35 del diámetro de conducción.
- Para los desagües de las conducciones de impulsión, se adopta las siguientes secciones, por cada kilómetro o fracción mayor de 300 m de longitud de conducto comprendida entre puntos extremos a desaguar:

Tabla N° 4.13.: Sección de desagüe de cañería de impulsión

Diámetro de impulsión	Sección del desagüe
$D \leq 150 \text{ mm}$	0,0028 m ²
$150 \text{ mm} < D \leq 300 \text{ mm}$	0,0044 m ²
$D > 300 \text{ mm}$	0,0078/0,0123 m ²

Fuente: Normas de estudio y criterios de diseño del ENHOSa, inciso 9.4, pág n° 4.

A partir de los criterios mencionados, y tomando en consideración las particularidades del terreno, se proyecta la traza de la conducción por impulsión, siempre intentando que la misma sea por tapada mínima de 1,20 mts para evitar grandes volúmenes de movimientos de suelo.

A continuación se introduce la tabla de cálculo de la cañería de impulsión. En la misma se puede observar los niveles de terreno, la pendiente del conducto y la consecuente tapada en toda la longitud de la cañería. El análisis se realiza por tramos de 100 mts, tomando en consideración aquellos puntos en los cuales se prevé cambios de dirección o pendiente según corresponda.

Tabla Nº 4.14.: Tabla de cálculo de cañería de impulsión.

Punto	Progresiva [m]	NTN [msnm]	Tapada MIN [m]	Cota Intradós [msnm]	Tapada [m]	Pendiente mínima [%]	Pendiente (%) As >2 y Des<-4
1	0	172,20	1,20	171,00	1,20	Verifica	
C.I. 1	30	172,60	1,20	171,33	1,28	Verifica	2,00 10,83333 Verifica
2	100	173,40	1,20	172,08	1,32	Verifica	10,83333 Verifica
V.A.	120	173,50	1,20	172,30	1,20	Verifica	10,83333 Verifica
3	200	173,20	1,20	171,85	1,35	Verifica	-4,00 -5,57377 Verifica
4	300	172,50	1,20	171,30	1,20	Verifica	-5,57377 Verifica
5	400	172,00	1,20	170,74	1,26	Verifica	-5,57377 Verifica
C.D.	425	171,80	1,20	170,60	1,20	Verifica	-5,57377 Verifica
6	500	172,80	1,20	170,83	1,97	Verifica	2,00 3,04348 Verifica
7	600	172,80	1,20	171,13	1,67	Verifica	3,04348 Verifica
8	700	173,00	1,20	171,44	1,56	Verifica	3,04348 Verifica
9	800	173,10	1,20	171,74	1,36	Verifica	3,04348 Verifica
10	900	173,30	1,20	172,05	1,25	Verifica	3,04348 Verifica
11	1000	173,80	1,20	172,35	1,45	Verifica	3,04348 Verifica
12	1100	173,90	1,20	172,65	1,25	Verifica	3,04348 Verifica
V.A.	1115	173,90	1,20	172,70	1,20	Verifica	3,04348 Verifica
13	1200	173,80	1,20	172,33	1,47	Verifica	-4,00 -4,33071 Verifica
14	1300	173,20	1,20	171,90	1,30	Verifica	-4,33071 Verifica
15	1400	172,70	1,20	171,47	1,23	Verifica	-4,33071 Verifica
16	1500	172,50	1,20	171,03	1,47	Verifica	-4,33071 Verifica
17	1600	172,40	1,20	170,60	1,80	Verifica	-4,33071 Verifica
18	1700	171,70	1,20	170,17	1,53	Verifica	-4,33071 Verifica
C.D.	1750	171,50	1,20	169,95	1,55	Verifica	-4,33071 Verifica
19	1800	171,60	1,20	170,14	1,46	Verifica	2,00 3,81579 Verifica
20	1900	171,80	1,20	170,52	1,28	Verifica	3,81579 Verifica
21	2000	172,10	1,20	170,90	1,20	Verifica	3,81579 Verifica
22	2100	172,50	1,20	171,29	1,21	Verifica	3,81579 Verifica
V.A.	2130	172,60	1,20	171,40	1,20	Verifica	3,81579 Verifica
C.I. 2	2192	172,00	1,20	170,19	1,81	Verifica	-4,00 -19,44444 Verifica
23	2200	171,80	1,20	170,04	1,76	Verifica	-19,44444 Verifica
24	2238	170,50	1,20	169,30	1,20	Verifica	-19,44444 Verifica

PLANTA DE TRATAMIENTO

4.4. CÁMARA DE CARGA

4.4.1. Dimensiones de la cámara

La cámara de carga es un recinto de hormigón armado cuya finalidad es quietar el líquido, que llega a través de la cañería de impulsión proveniente de la estación de bombeo, y suministrarle la energía que necesita para vencer las pérdidas de carga del sistema, lo que permite que el escurrimiento del líquido cloacal, de aquí en adelante, sea por gravedad.

Para el dimensionado del recinto se determina, en primera instancia, el volumen a partir del caudal de diseño conocido y la permanencia del líquido adoptada:

$$V = Q_{b20} \times P$$

Donde, V = Volumen del recinto, $Q_{b20} = 1,1 Q_{E20}$ = Caudal total de bombeo, Q_{E20} = Caudal máximo del día de mayor consumo a 20 años, P = Permanencia del líquido cloacal en el recinto.

$$Q_{b20} = 1,1 \times 36,97 \text{ l/s} = 40,67 \text{ l/s} = 0,04067 \text{ m}^3/\text{s}$$

El valor de la permanencia adoptada es de 29 segundos, por lo que el volumen resulta:

$$V = 0,04067 \text{ m}^3/\text{s} \times 29 \text{ s} = 1,18 \text{ m}^3$$

Luego, la sección útil (interior) del recinto se determina a partir de la definición del tirante del líquido que es necesario para vencer las pérdidas. Finalmente se obtienen las dimensiones en planta de la cámara, siempre tomando en consideración que la sección mínima es de 1 m^2 .

$$A = V / t = L_1 \times L_2$$

Donde; A = Sección útil de la cámara; t = Tirante del líquido; L_1 y L_2 = Dimensión de la cámara.

El tirante del líquido necesario para vencer las pérdidas hidráulicas es $t = 1,17 \text{ m}$, por lo que, como se puede observar en el cálculo siguiente, se decide realizar una cámara de carga cuyo recinto presenta las dimensiones mínimas en planta ($1\text{m} \times 1\text{m}$).

$$A = 1,18 \text{ m}^3 / 1,17 \text{ m} = 1,01 \text{ m}^2$$

Se define $L_1 = 1,00 \text{ m}$, por lo que:

$$L_2 = A / L_1 = 1,01 \text{ m}^2 / 1,00 \text{ m} = 1,01 \text{ m}.$$

Se adopta: $L_2 = L_1 = 1,00 \text{ m}$.

Tomando una revancha de 0,38 m resulta:

$$H \text{ total} = 1,17 \text{ m} + 0,38 \text{ m} = 1,55$$

Como se mencionó, el líquido efluente de la cámara de carga escurre por gravedad hacia las rejas automáticas ubicadas aguas abajo a través de un canal de hormigón a pelo libre.

4.4.2. Canal de Salida

Para el dimensionado del canal se utiliza la ecuación de Manning para canales abiertos:

$$\frac{Q}{A} = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Donde, Q = Caudal que circula en el canal (Q_{b20}); A = Sección de líquido escurriendo en el canal; R = Radio hidráulico; S = Pendiente longitudinal; n = Coeficiente de rugosidad Manning (0,013 para construcciones de hormigón).

El Radio hidráulico se obtiene a partir de la relación entre la sección del líquido en el canal y el perímetro mojado P, $R = A / P$.

A su vez, para el caso de canales rectangulares:

$$A = B \times y$$

$$P = B + 2y$$

Donde:

B = Ancho útil del canal de hormigón; y = Tirante del líquido.

Por lo que la expresión de Manning resulta ahora:

$$\frac{Q}{B \cdot y} = \frac{(B + 2y)^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Luego, conociendo Q y n, se itera para definir aquellos parámetros que aseguren una velocidad de escurrimiento mínima del líquido de 0,40 m/s:

Con B = 0,30 m

$$S = 0,3 \%$$

Para el máximo caudal $Q_{b20} = 0,04067 \text{ m}^3/\text{s}$:

$$y = 0,17 \text{ m}$$

$$v = 0,79 \text{ m/s}$$

Para el caudal mínimo diario al año inicial $Q_{B0} = 0,00694 \text{ m}^3/\text{s}$:

$$y = 0,05 \text{ m}$$

$$v = 0,47 \text{ m/s} > 0,40 \text{ m/s}$$

Por lo que queda verificada la velocidad mínima.

4.5. REJAS FINAS DE LIMPIEZA AUTOMÁTICA

4.5.1. Dimensiones de las Rejas Finas Automáticas

Todas las plantas de tratamiento deben contar con un sistema de rejas metálicas, intercaladas en el flujo afluente, con la finalidad de interceptar los sólidos arrastrados por el líquido cloacal cuyo tamaño sea perjudicial para el correcto funcionamiento de los equipos de bombeo como de las unidades de tratamiento. (*Criterios de diseño del ENOHSa, inciso 11.2, pág n° 3*).

Como se mencionó con anterioridad, se colocan 2 (dos) ejemplares de rejas finas circulares de limpieza automática, por medio de rastrillo giratorio, con la capacidad de tratar el 100% del caudal máximo de diseño bombeado.

Caudal de diseño para cada unidad:

$$Q_i = Q_{b20} = 0,04067 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por medio de la ecuación de Manning, de la misma manera que en el caso del canal de salida de la cámara de carga, se itera y determina el tirante del líquido y la velocidad de aproximación del mismo en el canal de llegada a las rejas:

$$\text{Con } B = 0,40 \text{ m}$$

$$S = 0,3 \%$$

Para el máximo caudal $Q_i = 0,04067 \text{ m}^3/\text{s}$:

$$y = 0,131 \text{ m}$$

$$U_a = 0,775 \text{ m/s}$$

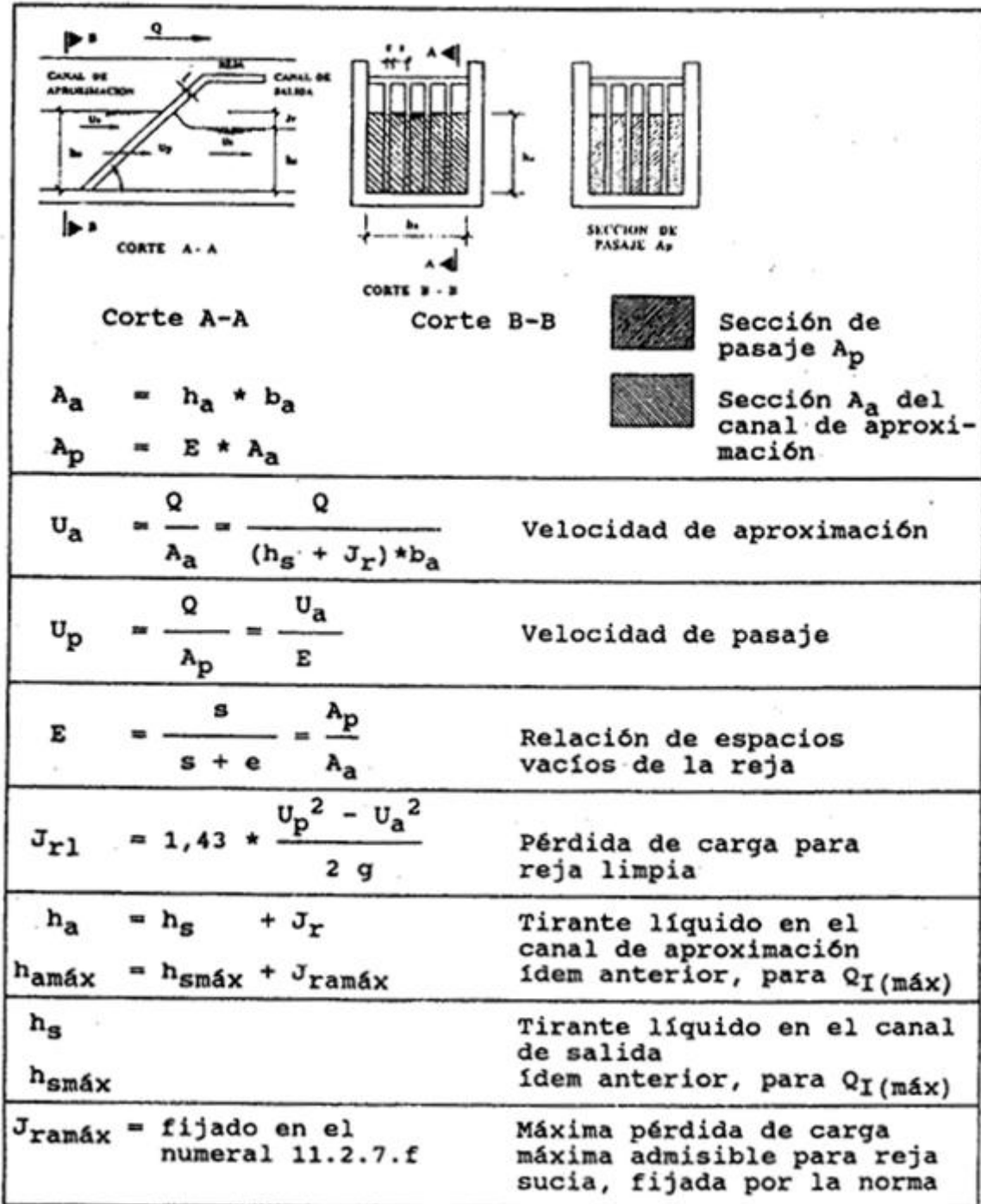
Por lo que la sección de líquido en el canal de aproximación "Aa" resulta:

$$A_a = B \times y = 0,052 \text{ m}^2$$

Las normas del ENOHSa plantean una serie de parámetros a cumplir para asegurar un correcto funcionamiento hidráulico de las rejas. A continuación se introduce el inciso **11.2.7** de la normativa mencionada:

11.2.7.- Diseño Hidráulico

- a - Los parámetros de diseño a utilizar en el proyecto se ajustarán a las definiciones del cuadro 11.2.1 y a los rangos especificados en el cuadro 11.2.2.
- b - Los canales de aproximación deberán diseñarse con un tramo recto de longitud suficiente para asegurar una distribución uniforme del flujo en todo el ancho de cada reja. No deberán existir cambios de dirección en las cercanías de la sección de rejas. El diseño cuidará que se realice una variación gradual del ancho del canal desde la conducción de llegada hasta el ancho asignado a la sección de rejas.
- c - La velocidad media U_a del líquido en el canal de aproximación a las rejas no deberá ser inferior a 0,40 m/s para el caudal $Q_I(\text{mín})$ definido en 11.2.1, con reja limpia. Igual velocidad mínima se verificará en el canal de salida, para dicho caudal.
- d - La velocidad media U_p de pasaje del líquido a través de los barrotes no será superior a 1,20 m/s para el caudal $Q_I(\text{máx})$, con reja limpia.
- e - En caso de no poder obtener para una sola reja el rango de velocidades especificadas, se aceptará la construcción de baterías de rejas (preferentemente de no más de 3 unidades) diseñadas cada una para una fracción de $Q_I(\text{máx})$, de las cuales podrá funcionar una sola unidad para caudales mínimos (para no bajar de 0,40 m/s en el canal de aproximación) y todas las unidades en paralelo para caudales máximos (para no sobrepasar 1,20 m/s a través de los barrotes). Cada unidad será apta para un caudal máximo $Q_I(\text{máx})/(n-1)$ siendo "n" el número de unidades previstas.
- f - La máxima pérdida de carga $J_{ramáx}$ que se admitirá antes de limpiar las rejas, estará comprendida entre 0,20 y 0,40 m para sistemas de limpieza manual y para limpieza mecánica, respectivamente, cualquiera sea el grado de atascamiento de la reja y entre 0,10 a 0,15 m en sistemas de limpieza mecánica continua. Estos valores de pérdida de carga máxima admisible se utilizarán para el trazado del perfil hidráulico. Se instalarán escalas graduadas antes y después de las rejas, que permitan evaluar la pérdida de cargas por diferencia de altura. Se preverán elementos de señalización y/o alarma para detectar el máximo tirante líquido admisible $h_{amáx}$ en el canal de aproximación. A tal fin y según la importancia de la obra, podrán utilizarse señales pintadas sobre la pared del canal, interruptores a flotantes con alarma luminosa y acústica, etc.



- g - En rejas ubicadas en la salida de la cloaca máxima, el fondo del canal de aproximación se ubicará respecto del invertido de la cañería de llegada en forma tal que, para el caudal máximo horario $Q_I(\text{máx})$, la cota de la superficie libre del líquido en el canal de aproximación, con la máxima pérdida de carga admisible en las rejas, no supere la cota del líquido en la sección de salida de la cloaca máxima.
- h - En todos los casos, el invertido de la cloaca máxima estará por lo menos a 0,10 m por arriba del fondo del canal o cámara sobre la que descarga.

Cuadro 11.2.2
Parámetros de diseño

$U_a(0) = \frac{Q_I(\text{mín})}{[h_s(0) + J_{r1}(0)] * b_a} \geq 0,40 \text{ m/s}$	Velocidad de aproximación
$U_p(0) = \frac{U_a(0)}{E} \geq 0,55 \text{ m/s}$	Velocidad de pasaje para caudal mínimo
$U_p(20) = \frac{Q_I(\text{máx})}{[h_s(20) + J_{r1}(20)] * b_a * E} \leq 1,20 \text{ m/s}$	Velocidad de pasaje para caudal máximo
$h_s(0); J_{r1}(0) = \text{calculados para } Q_I(\text{mín})$	Tirante líquido y pérdida de carga para $Q_I(\text{mín})$
$h_s(20); J_{r1}(20) = \text{ " " } Q_I(\text{máx})$	Idem para $Q_I(\text{máx})$

- i - El ancho mínimo de las rejas será de 0,25 m en canales de hasta 0,50 m de profundidad total. Para canales más profundos, el ancho mínimo será de 0,50 m para facilitar el acceso de personal.
- j - El coronamiento de las paredes del canal de aproximación se ubicará a no menos de 0,20 m por arriba del tirante líquido máximo $h_{\text{amáx}}$ calculado para $Q_I(\text{máx})$. En el canal de salida, la revancha podrá reducirse a no menos de 0,05 m por arriba de $h_{\text{smáx}}$ calculada para $Q_I(\text{máx})$.

El ancho total de canal es igual al producto de la separación entre barrotes "s" y el número de espacios libres entre barrotes "ne" más el producto entre el número de barrotes, que resulta "nb=ne-1", y su espesor "e":

$$ba = s \times ne + nb \times e$$

Reemplazando y reacomodando los términos:

$$ne = \frac{ba + e}{s + e}$$

Se adoptó:

$$ba = 0,40 \text{ m}$$

$$s = 0,020 \text{ m}$$

$$e = 0,008 \text{ m}$$

Por lo que:

$$ne = 15$$

$$nb = 14$$

Luego, la sección de pasaje se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Ap = E \cdot Aa = \frac{s}{s + e} Aa = \frac{0,020 \text{ m}}{0,020 \text{ m} + 0,008 \text{ m}} 0,052 \text{ m}^2$$

$$Ap = 0,037 \text{ m}^2$$

Lo que asegura una velocidad de pasaje a través de las rejas $Vp = 1,09 \text{ m/s}$ para el caudal de diseño.

Para obtener la pérdida de carga en la reja limpia se utiliza la siguiente expresión:

$$Jr = 1,43 \frac{Up^2 - Ua^2}{2g}$$

$$Jr = 1,43 \frac{(1,09 \text{ m/s})^2 - (0,775 \text{ m/s})^2}{2(9,81 \text{ m/s}^2)}$$

$$Jr = 0,043 \text{ m.}$$

Por lo que el tirante en el canal de salida resulta:

$$hs = y - Jr = 0,131 \text{ m} - 0,043 \text{ m}$$

$$hs = 0,088 \text{ m}$$

Se realiza un escalón de fondo de 0,10 m, para salvar la pérdida de carga ocasionada por el pasaje del líquido a través de las rejas, por ser el mínimo establecido por la norma.

4.5.2. Verificaciones de Rejas Finas Automáticas

La velocidad en el canal de aproximación, para el caudal mínimo diario al año inicial es:

$$U_{a0} = \frac{Q_{i \text{ min}}}{A_{a0}} = \frac{Q_{i \text{ min}}}{y_0 \cdot b_a} = \frac{0,0069 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{(0,04 \text{ m})(0,40 \text{ m})}$$

$$U_{a0} = 0,44 \text{ m/s} > 0,40 \text{ m/s. Verifica}$$

La velocidad de pasaje, para el caudal mínimo diario al año inicial es:

$$U_{p0} = \frac{U_{a0}}{E} = \frac{0,44 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{(0,72)}$$

$$U_{p0} = 0,60 \text{ m/s} > 0,55 \text{ m/s. Verifica}$$

La velocidad de pasaje, para el caudal máximo de diseño es:

$$U_{p20} = \frac{Q_{i \text{ max}}}{A_{p20}} = \frac{Q_{i \text{ max}}}{(h_s + j_r) \cdot b_a \cdot E} = \frac{0,04067 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{(0,088 \text{ m} + 0,043 \text{ m})(0,40 \text{ m})(0,72)}$$

$$U_{p20} = 1,08 \text{ m/s} < 1,20 \text{ m/s. Verifica}$$

En todos los casos en los que se utilizan rejas de limpieza mecánica, se debe construir al menos una unidad de rejas de limpieza manual con capacidad para el 100% del caudal máximo bombeado final para reemplazar a las primeras en caso de falta de energía o falla del sistema mecánico. (*Criterios de diseño del ENOHSa, inciso 11.2, pág nº 6*).

Para cumplir con lo especificado se dispone de una reja de las mismas características que las anteriores, pero de limpieza manual, sobre un canal de bypass.

4.5.3. Dimensiones de las Rejas de Limpieza Manual y Canal de Bypass

$$ba = 0,30 \text{ m}$$

$$s = 0,020 \text{ m}$$

$$e = 0,008 \text{ m}$$

$$ne = 11$$

$$nb = 10$$

Para el caudal de diseño, $Q_{b20} = 0,04067 \text{ m}^3/\text{s}$:

$$y = 0,173 \text{ m}$$

$$Ua = 0,78 \text{ m/s}$$

Por lo que la sección de líquido en el canal de aproximación "Aa" resulta:

$$Aa = B \times y = 0,052 \text{ m}^2$$

Luego, la sección y velocidad de pasaje resultan:

$$Ap = E \cdot Aa = \frac{s}{s + e} Aa = \frac{0,020 \text{ m}}{0,020 \text{ m} + 0,008 \text{ m}} 0,052 \text{ m}^2$$

$$Ap = 0,0374 \text{ m}^2$$

$$Up = Q_{b20} / Ap = (0,04067 \text{ m}^3/\text{s}) / (0,0374 \text{ m}^2) = 1,09 \text{ m/s}$$

La pérdida de carga en la reja limpia:

$$Jr = 1,43 \frac{(1,09 \text{ m/s})^2 - (0,78 \text{ m/s})^2}{2(9,81 \text{ m/s}^2)}$$

$$Jr = 0,043 \text{ m.}$$

Por lo que el tirante en el canal de salida resulta:

$$hs = y - Jr = 0,173 \text{ m} - 0,043 \text{ m}$$

$$hs = 0,13 \text{ m.}$$

Se realiza un escalón de fondo de 0,10 m, para salvar la pérdida de carga ocasionada por el pasaje del líquido a través de las rejas, por ser el mínimo establecido por la norma.

4.5.4. Verificaciones de Rejas Manuales

La velocidad en el canal de aproximación, para el caudal mínimo diario al año inicial es:

$$U_{a0} = \frac{Q_{i \text{ min}}}{A_{a0}} = \frac{Q_{i \text{ min}}}{y_0 \cdot b_a} = \frac{0,0069 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{(0,05 \text{ m})(0,30 \text{ m})}$$

$$U_{a0} = 0,45 \text{ m/s} > 0,40 \text{ m/s. Verifica}$$

La velocidad de pasaje, para el caudal mínimo diario al año inicial es:

$$U_{p0} = \frac{U_{a0}}{E} = \frac{0,45 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{(0,72)}$$

$$U_{p0} = 0,63 \text{ m/s} > 0,55 \text{ m/s. Verifica}$$

La velocidad de pasaje, para el caudal máximo de diseño es:

$$U_{p20} = \frac{Q_{i \text{ max}}}{A_{p20}} = \frac{Q_{i \text{ max}}}{(h_s + j_r) \cdot b_a \cdot E} = \frac{0,04067 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{(0,13 \text{ m} + 0,043 \text{ m})(0,30 \text{ m})(0,72)}$$

$$U_{p20} = 1,09 \text{ m/s} < 1,20 \text{ m/s. Verifica}$$

4.6. TAMICES DE LIMPIEZA AUTOMÁTICA

4.6.1. Selección del Tamiz

Los líquidos efluentes de las rejas, circulan a través de un tamiz para efectuar la eliminación de todo material que haya superado el desbaste realizado por las rejas y su tamaño, o diámetro, sea superior a la apertura de malla.

Se colocan 2 (dos) ejemplares de tamices automáticos de tipo banda, cada uno con la capacidad de recibir el 100% del caudal de diseño.

Caudal de diseño para cada unidad:

$$Q_i = Q_{b20} = 0,04067 \text{ m}^3/\text{s}$$

A su vez, se considera un aumento del 15% del caudal de diseño para tomar en consideración el rendimiento del dispositivo con agua sucia, por lo que finalmente el caudal de diseño para cada tamiz resulta:

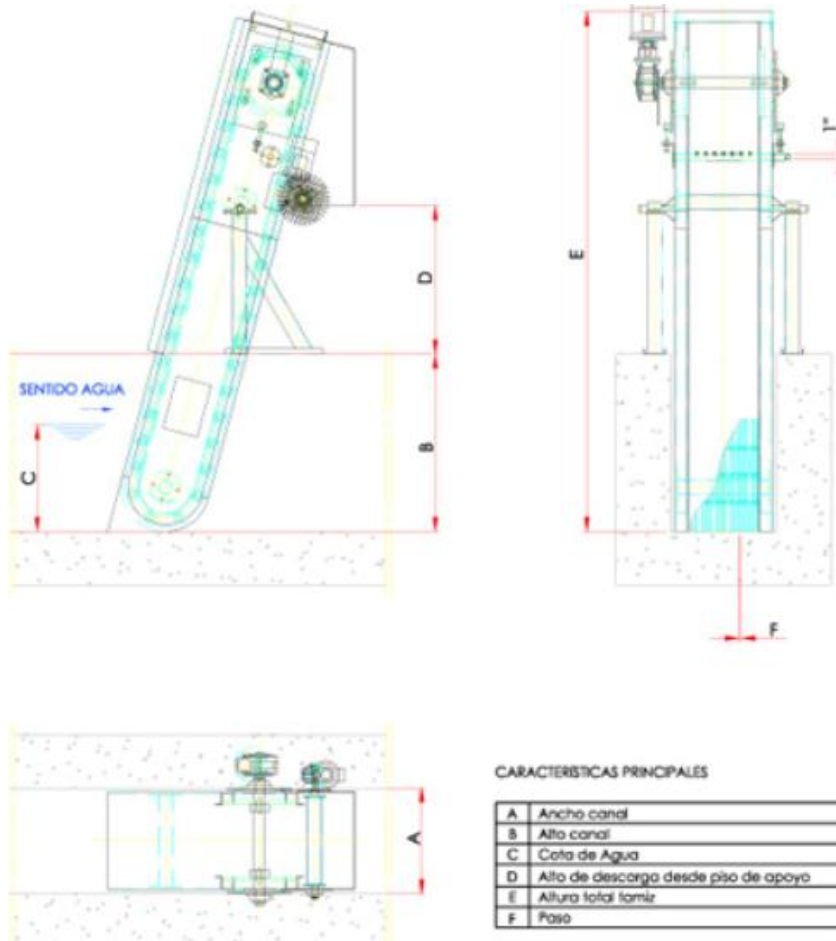
$$Q_t = 1,15 Q_i = 0,0468 \text{ m}^3/\text{s}$$

Considerando el caudal de cálculo y que se mantiene el mismo ancho de canal $B = 0,40$ m ejecutado para las rejas automáticas, se selecciona el modelo **Ts-01.400.1**. Ver Figuras Nº 4.2 y Nº 4.3.

Figura Nº 4.3: Características del tamiz.

MODELO	ANCHO [mm]	ALTO [mm]	DESCARGA [mm]	POTENCIA REDUCTOR PRINCIPAL [Kw]	POTENCIA REDUCTOR CEPILLO [Kw]	LONGITUD ARQUETA [mm]	LUZ DE PASO [mm]	VELOCIDAD DEL AGUA [m/s]	CAUDAL [m3/s]
Ts-01.400.1	400	1000	500	0,25	0,18	2500	3	0,5	170

Figura Nº 4.4: Gráfico de Tamiz, planta y corte.



4.6.1. Descripción del dispositivo seleccionado

El Tamiz filtra todo el material con un diámetro mayor a 3 mm que viaja en el líquido residual y pasa a través de él. El artefacto presenta una superficie de filtrado limpia para el flujo entrante, mientras que los sólidos retenidos son automáticamente transportados para ser depositados en el concentrador de residuos.

El tamiz se limpia de forma automática por medios mecánicos, además de llevar incorporado un cepillo para eliminar el material depositado obteniendo una correcta limpieza de los elementos filtrantes.

Su funcionamiento es a través de una combinación de rueda dentada de accionamiento/descarga que acciona el conjunto y elimina el material filtrando. Los segmentos de rueda dentada penetran en las aberturas de la pantalla desde el interior y empujan los residuos fuera de los elementos. Una hoja rascadora montada en la parte posterior de la unidad raspa las partículas y demás material adherente a medida que se acumulan a través de las aberturas de la pantalla. La unidad emplea chorros de agua para aumentar la eficacia de la limpieza.

El sistema de accionamiento consta de un motorreductor de eje hueco que formará una unidad compacta y hermética.

El cárter está construido en fundición gris, los engranajes son fabricados en acero de gran resistencia, cementados y templados.

El motor eléctrico, corresponde con las normas y reglamentos vigentes como DIN-40050-VDE.0171.

El bobinado del ESTATOR VDM-0530, aislamiento clase F, protección IP-55 Y opcionalmente, IP-68 corriente alterna trifásica 220/380-50 Hz.

Todas las piezas húmedas y móviles o todas las piezas húmedas a las que se acoplan piezas móviles, como los ejes de pivotamiento, raíles, guía y estructura, son completamente resistentes a la corrosión y están fabricados con acero inoxidable AISI-304 ó 316, excepto las indicadas, no existe ningún elemento filtrante de plástico.

4.7. CÁMARA PARTIDORA

La cámara partidora es un recinto de hormigón armado cuya finalidad es quietar el líquido, que llega a través del canal de salida del módulo de tratamiento físico, y efectuar una repartición del líquido cloacal, lo que permite que cada módulo de laguna reciba el 50% del caudal total.

Al igual que la cámara de carga, para el dimensionado del recinto se determina, en primera instancia, el volumen a partir del caudal de diseño conocido y una permanencia:

$$V = Q_{b20} \times P$$

Conociendo el valor de $Q_{b20} = 0,04067 \text{ m}^3/\text{s}$, y manteniendo el mismo valor de permanencia $P = 29 \text{ s}$, el volumen resulta:

$$V = 0,04067 \text{ m}^3/\text{s} \times 29 \text{ s} = 1,18 \text{ m}^3$$

La cámara consiste en un primer habitáculo que recibe el caudal total durante el tiempo de permanencia fijado, para luego distribuirlo hacia otros dos, recibiendo cada uno el 50% de Q_{b20} . Esa distribución se logra a partir del flujo del líquido por encima de dos tabiques de hormigón, que funcionan como vertederos de pared delgada.

La sección útil (interior) del primer recinto se determina a partir de la definición del tirante del líquido que es necesario para vencer las pérdidas. Finalmente se determinan las dimensiones en planta de la cámara, tomando en consideración que la sección mínima es de 1 m^2 .

$$A = V / t = L_1 \times L_2$$

Donde, A = Sección útil de la cámara; t = Tirante del líquido; L_1 y L_2 = Dimensión de la cámara.

El tirante del líquido “ t ” necesario es de $0,80 \text{ m}$, por lo que se define que la altura del tabique vertedor sea de $0,80 \text{ m}$, y la sección resulta:

$$A = 1,18 \text{ m}^3 / 0,80 \text{ m} = 1,48 \text{ m}^2$$

Se define $L_1 = 1,00 \text{ m}$, por lo que:

$$L_2 = A / L_1 = 1,48 \text{ m}^2 / 1,00 \text{ m} = 1,48 \text{ m}.$$

Se adopta: $L_2 = 1,50 \text{ m}$.

Luego, los recintos que reciben el líquido particionado se ejecutan con las dimensiones mínimas en planta ($1,00 \text{ m} \times 1,00 \text{ m}$).

El líquido efluente de la cámara partidora escurre por gravedad hacia las lagunas aireadas en forma mecánica, a través de una conducción ejecutada con tuberías de P.V.C. de 250 mm de diámetro.

4.8. MÓDULO DE LAGUNAS

Las lagunas de estabilización son estanques de pequeña profundidad, definidos por diques de tierra, empleadas para el tratamiento biológico de desechos cloacales a partir de procesos naturales.

Para el presente sistema se proyectan dos módulos de lagunas idénticos, de construcción inmediata, que constan de una primer laguna aireada mecánicamente y una segunda laguna facultativa. Cada módulo recibirá el 50% del caudal de diseño a 20 años.

Las lagunas aireadas son de tipo aeróbicas de mezcla completa, donde el oxígeno se suministra a partir de aireadores de potencia suficiente para satisfacer la demanda de oxígeno y además mantener a los sólidos en suspensión.

El rendimiento de depuración de este tipo de laguna es del orden del 50% al 60%. Esto se debe a la condición de mezcla que existe en el medio, lo que determina que el efluente de esta laguna contenga sólidos en suspensión biodegradables disminuyendo su rendimiento de depuración. En consecuencia, esta laguna aireada debe ir acompañada posteriormente por otra de tipo facultativa.

En las lagunas facultativas la degradación de la materia orgánica tiene lugar fundamentalmente, por la actividad metabólica de bacterias heterótrofas facultativas que, si bien tienen la característica de actuar tanto en medio anaeróbico como aeróbico, se comportan mejor en presencia de oxígeno. Por lo tanto las lagunas facultativas se diseñan de forma que se favorezcan los mecanismos de oxigenación del medio.

Las dos fuentes de oxígeno son la actividad fotosintética de las algas y la reaireación a través de la superficie. Puesto que las algas necesitan luz para generar oxígeno, las lagunas tienen poca profundidad.

Las bacterias y algas actúan en forma simbiótica, con el resultado global de la degradación de la materia orgánica. Las bacterias utilizan el oxígeno suministrado por las algas para metabolizar en forma aeróbica los compuestos orgánicos. En este proceso se liberan nutrientes solubles (nitratos, fosfatos) y dióxido de carbono en grandes cantidades. Estos son utilizados por las algas en su crecimiento. De esta forma, la actividad de ambas es mutuamente beneficiosa.

Con el empleo de este sistema combinado de lagunas se logra un efluente de buena calidad, disminuyendo las dimensiones de las lagunas. Sin embargo, aumentan los costos por mantenimiento y operación, debido a la presencia de los aireadores eléctricos que funcionan permanentemente.

A continuación se adjuntan imágenes correspondientes al inciso **11.10.4** de las normas del ENOHSa, que hacen referencia a ciertas generalidades en el diseño de lagunas de estabilización.

11.10.4.- Condiciones Generales a Cumplir en el Diseño Definitivo

- a - Las lagunas de estabilización deben ubicarse alejadas de núcleos urbanizados. El proyecto deberá incluir un plano catastral actualizado y referencia a los planes directores de desarrollo urbano de la localidad. La distancia mínima al núcleo urbano más cercano será de 1.000 m.
- b - La dirección de los vientos predominantes en el lugar de ubicación debe coincidir con el sentido del flujo en la laguna, preferentemente desde la salida hacia el ingreso. Estos vientos deben alejar posibles olores desagradables de los centros poblados.
- c - La configuración en planta de las lagunas se diseñará en base a lo siguiente:
 - Dependerá de las características topográficas del terreno donde se construirán.
 - En los casos de terrenos sin grandes irregularidades, se proyectarán lagunas, con relación longitud-ancho entre 3 y 6. Otras relaciones deberán ser justificadas por el proyectista.
 - El diseño deberá tratar de compensar los volúmenes de excavaciones y terraplenes.
 - En el caso de lagunas aereadas la configuración dependerá del número y potencia de los aereadores para evitar zonas muertas.
 - En todos los casos se evitará la formación de islas, penínsulas y áreas donde el líquido no tenga movimiento. Las aristas generadas en el encuentro de taludes de diques deberán redondearse con superficies cónicas de radio superior a 5,00 m.
- d - En el proyecto de los diques de tierra que conformarán la laguna, además de las exigencias de la mecánica de suelos se deberán cumplir las siguientes condiciones:

- Altura libre mínima (revancha) h_0 de 0.50 m entre el coronamiento y el nivel líquido de diseño. Cuando se tengan vientos de magnitud se aplicará la siguiente fórmula:

$$h_v = 0,6 * F^{1/4}, \text{ en donde:}$$

h_v = altura de la cresta de la ola sobre el nivel medio líquido

F = longitud del mayor segmento de recta que puede inscribirse en la laguna (Km).

En cuyo caso $h_0 > h_v + 0,20$ m

- El ancho del coronamiento de los diques será como mínimo de 1,50 m. Deberá permitir la circulación sobre los mismos.
 - Las aguas de escurrimiento superficial deberán ser alejadas de las lagunas.
 - La inclinación de los taludes será compatible con las características del suelo utilizado para la conformación de los diques. Los taludes internos y externos tendrán una inclinación mínima de (1) en vertical por (2) en horizontal. Deberá justificarse el diseño de taludes con menor inclinación.
 - Para evitar la acción del oleaje se deberá proyectar, como protección para los taludes, una faja de 0,50 m como mínimo sobre y bajo el nivel líquido. La faja se revestirá con lajas de hormigón, de ladrillos, de césped, de plástico (geotextil) u otro material resistente. Para los taludes externos, el proyecto deberá considerar las obras a ejecutar para evitar la erosión pluvial.
- e - Cuando se tenga infiltración por el fondo de la laguna o percolación a través de los diques, será necesario proyectar un sistema de impermeabilización de acuerdo a una evaluación técnico-económica de las alternativas.
- f - El sistema de ingreso a las lagunas deberá cumplir las siguientes condiciones:
- La descarga del caudal afluente se hará por medio de conductos sumergidos en la masa líquida. Otra variante deberá ser justificada por el proyectista.
- En el caso de la laguna primaria deberá preverse la limpieza de los conductos por eventuales atascamientos.
- El flujo en la descarga deberá ser dirigido hacia el fondo de la laguna.

Se diseñarán entradas múltiples, dos por lo menos, de tal manera que se tenga una separación máxima entre ellas, $S_{smáx} = 30 \text{ m} = B/N$, siendo B = ancho superficial de la laguna (en m) y N = número entradas. El proyectista deberá justificar una mayor separación.

- g - El sistema de salida deberá ser diseñado para que no se formen zonas muertas en la laguna. La solución es proyectar el mismo número de salidas y de entradas, ubicadas respectivamente sobre el mismo eje longitudinal de la laguna.

Cada salida se materializará en una cámara. La serie de cámaras colectoras de una laguna se pueden reemplazar por un canal colector frontal con una cámara colector central.

El canal tendrá una pendiente de fondo del 1,00‰ hacia la cámara y su coronamiento servirá como vertedero. El conjunto llevará la pantalla indicada en el inciso siguiente.

- h - Las cámaras colectoras de cada laguna deberán estar diseñadas de la siguiente forma:

- De planta cuadrada en especial y rectangular.
- Ingreso en los cuatro lados, mediante vertederos con caída libre.
- Uno de los vertederos será proyectado de forma tal que permita bajar el nivel de las lagunas a fin de efectuar trabajos en los taludes internos (refacción de roturas, eliminación de vegetación, etc.).
- Contarán con una pantalla alrededor de las cámaras, que evite el ingreso de flotantes y algas. Estas pantallas estarán sumergidas 0,70 m en el líquido.
- Estarán ubicadas cercanas al dique frontal. El acceso desde éstos se hará mediante rampas o pasarelas seguras para el operador.
- El proyectista podrá utilizar otro diseño justificándolo adecuadamente.

- i - Los conductos de vinculación entre lagunas, desde la cámara colector hasta la siguiente laguna estarán sumergidos. Lo mismo ocurrirá con la salida desde la última laguna. Podrán diseñarse válvulas o compuertas de bloqueo intermedias y cámaras en el terraplén, para toma de muestras y medición de caudales.

- j - Se deberán proyectar medidores de caudal afluente y efluente del sistema.

4.8.1. Lagunas Primarias Aireadas de Mezcla Completa

Para el diseño hidráulico de las lagunas se definen, en primer lugar, ciertos parámetros básicos, algunos obtenidos de antecedentes de proyectos similares en localidades próximas a Tránsito:

- Caudal de diseño, Caudal medio diario a 20 años:
 $Q_{c20} = 15,53 \text{ l/s}$, para cada laguna resulta: $Q_{ci} = 7,77 \text{ l/s}$
- Concentración media de materia orgánica:
 $S_a = 250 \text{ mgDBO}_5/\text{l}$
- Concentración de sólidos suspendidos volátiles:
 $X_{va} = 250 \text{ mg SSV/l}$
- Temperatura media del aire para el mes más frío del año:
 $T_i = 8,3 \text{ }^\circ\text{C}$
- Temperatura media del aire para el mes más caluroso del año:
 $T_v = 23,4 \text{ }^\circ\text{C}$
- Temperatura media del líquido afluyente para el mes más frío del año:
 $T_{ia} = 14,5 \text{ }^\circ\text{C}$
- Temperatura media del líquido afluyente para el mes más caluroso del año:
 $T_{va} = 21,0 \text{ }^\circ\text{C}$
- Carga volumétrica de materia orgánica:
 $C_v = 0,05 \text{ KgDBO}_5/\text{m}^3 \cdot \text{día}$

4.8.1.1. Dimensiones de la laguna

El volumen resulta de la relación entre, la carga orgánica que ingresa diariamente a la laguna, y la carga volumétrica de materia orgánica que se espera mantenga la laguna aireada durante su funcionamiento:

La carga orgánica diaria “L” resulta:

$$L = S_a \times Q_{ci} = 250 \text{ mgDBO}_5/\text{l} \times 7,77 \text{ l/s} = 1942,5 \text{ mgDBO}_5/\text{s}$$

$$L = 167,83 \text{ KgDBO}_5/\text{día.}$$

Por lo tanto:

$$V = L / C_v = (167,83 \text{ KgDBO}_5/\text{día}) / (0,05 \text{ KgDBO}_5/\text{m}^3 \cdot \text{día})$$

$$V = 3356,54 \text{ m}^3$$

Luego, el tiempo de retención hidráulica (T_{RH}) del líquido en la laguna debe ser entre 3 y 5 días. Para este caso resulta:

$$T_{RH} = V / Q_{ci} = (3356,54 \text{ m}^3) / (671,33 \text{ m}^3/\text{d})$$

$$T_{RH} = 5 \text{ días. Verifica}$$

Adoptando un tirante de líquido de, $h = 3,5 \text{ m}$, se obtiene la superficie media de la laguna:

$$A = V / h = 3356,54 \text{ m}^3 / 3,5 \text{ m}$$

$$A = 958,74 \text{ m}^2$$

Se adopta una relación Largo-Ancho para las lagunas de, $x = 3$, por lo que el largo y ancho medio correspondientes son:

$$A = L_m \times B_m = X B_m \times B_m = 3(B_m)^2$$

$$B_m = (958,74 / 3)^{0,5} = 17,9 \text{ m}$$

$$L_m = A / B_m = 54 \text{ m}$$

Luego, a partir de una pendiente del talud de la laguna de $z = 1v:2h$, y un recubrimiento de $r = 0,50 \text{ m}$, se determinan las dimensiones de la laguna aireada:

$$B_f = B_m - \frac{1}{z} \cdot h = \text{Ancho de fondo de laguna}$$

$$L_f = L_m - \frac{1}{z} \cdot h = \text{Largo del fondo de laguna}$$

$$B_s = B_m + \frac{1}{z} \cdot h = \text{Ancho superficial de laguna}$$

$$L_s = L_m + \frac{1}{z} \cdot h = \text{Largo superficial de laguna}$$

$$B_c = B_s + 2 \cdot r \cdot \frac{1}{z} = \text{Ancho de coronamiento de laguna}$$

$$L_c = L_s + 2 \cdot r \cdot \frac{1}{z} = \text{Largo de coronamiento de laguna}$$

$$B_f = 10,90 \text{ m}$$

$$L_f = 47,00 \text{ m}$$

$$B_s = 24,90 \text{ m}$$

$$L_s = 61,00 \text{ m}$$

$$B_c = 26,90 \text{ m}$$

$$L_c = 63,00 \text{ m}$$

Por lo que el Volumen líquido real de la laguna aireada termina siendo:

$$V = L_f \times B_f + L_s \times B_s + (L_f \times B_f \times L_s \times B_s)^2 = 2889,81 \text{ m}^3$$

4.8.1.2. Parámetros de calidad del efluente en la laguna

Para determinar el valor de la carga orgánica soluble en el líquido efluente de la laguna aireada, medida en mg/l de DBO_5 , se utiliza la primera formulación de O'connor y Eckenfelder, propuesto por la normativa.

Cambio de Masa = Masa de Entrada – Masa de Salida – Masa Asimilada

$$\text{Vol.} \frac{dS}{dt} = Q_a \cdot S_a - Q_e \cdot S_e - K_t \cdot X_a \cdot S_e \cdot \text{Vol}$$

El método se basa en la hipótesis de mezcla completa, estado estacionario y cinética de primer orden, por lo que resulta:

$$S_e = \frac{S_a}{1 + (K_t \cdot T_{RH})}$$

Donde, S_a = Concentración de DBO_5 en el afluente; S_e = Concentración de DBO_5 en el efluente; T = Temperatura media del líquido afluente; K = Velocidad de asimilación de la materia a una temperatura T .

$$K_t = K_{(20^\circ)} \theta^{(T-20)}$$

Como no se dispone de los parámetros obtenidos mediante ensayos, se utiliza aquellos recomendados por la norma:

$K_{20} = 2,5 \text{ d}^{-1}$ = Coeficiente global de asimilación de sustrato, basado en la DBO soluble efluente para una temperatura de 20°C .

$\theta = 1,035$ = Coeficiente de dependencia de la temperatura.

La temperatura media del líquido varía estacionalmente, pudiéndose obtener una temperatura para el mes más frío y otra para más caluroso. T_{ic} y T_{vc} .

Se tiene en cuenta el efecto de transferencia de calor del líquido al aire, o de recepción del mismo del aire, dependiendo de la situación a través de la siguiente expresión:

$$T_{ic,vc} = \frac{T_{ia,va} + f \cdot T_{RH} \cdot (T_{i,v}/h)}{1 + f \cdot (T_{RH}/h)}$$

Donde:

$$f = \frac{U}{D \cdot Cr}$$

$U = 20 \text{ Kcal} / \text{h} \cdot \text{m}^3 \cdot ^\circ\text{C}$ = Coeficiente de transferencia de calor del agua al aire.

$D = 1000 \text{ Kg} / \text{m}^3$ = Peso específico del agua.

$Cr = 1 \text{ Kcal} / \text{Kg} \cdot ^\circ\text{C}$ = Calor específico del agua.

Obteniéndose:

$T_{ic} = 11,98 \text{ } ^\circ\text{C}$ Temperatura media del líquido para el mes más frío del año.

$T_{vc} = 21,98 \text{ } ^\circ\text{C}$ Temperatura media del líquido para el mes más caluroso del año.

Finalmente, la velocidad de asimilación resulta:

$K_i = 1,90 \text{ día}^{-1}$ Para el mes más frío del año

$K_v = 2,68 \text{ día}^{-1}$ Para el mes más caluroso del año

Por lo que la DBO_5 soluble en el efluente es:

$S_{ei} = 23,84 \text{ mgDBO}_5 / \text{l}$ Para el mes más frío.

$S_{ev} = 15,65 \text{ mgDBO}_5 / \text{l}$ Para el mes más caluroso.

Luego, la segunda formulación del método, nos permite determinar la concentración de biomasa en sólidos suspendidos volátiles en la laguna:

Cambio Masa = Masa Entrada - Masa Salida + Masa Sintetizada - Destrucción Endógena

$$\text{Vol.} \frac{dX_v}{dt} = Q_a \cdot X_{va} - Q_e \cdot X_{ve} + a(S_a - S_e)Q_e - b \cdot X_{ve} \cdot \text{Vol}$$

Simplificando resulta:

$$X_{ve} = [X_{va} + a(S_a - S_e)] / (1 + b \cdot T_{RH})$$

Para desechos domésticos $a = 0,5$ y $b = 0,12$, por lo que la concentración de sólidos suspendidos volátiles en el líquido efluente de la laguna resulta:

Xvi = 211,30 mgSSV / l Para el mes más frío del año.

Xvv = 213,86 mgSSV / l Para el mes más caluroso del año.

Finalmente, la concentración total de DBO en el líquido efluente resulta:

$$S_{ET} = S_e + g \cdot X_v$$

Donde $g = 0,3 \text{ mgDBO}_5 / \text{mgSSV}$ = cantidad de DBO producida por una unidad de SSV.

SET i = 87,23 mg/l Para el mes más frío del año.

SET v = 79,81 mg/l Para el mes más caluroso del año.

Eficiencia de remoción de materia orgánica:

$$E = \frac{S_a - S_{ET}}{S_a} \cdot 100 \quad [\%]$$

Ei = 65,11 % Eficiencia en remoción de DBO total en el mes más frío.

Ev = 68,08 % Eficiencia en remoción de DBO total en el mes más caluroso.

Reducción Bacteriológica en el Líquido

Para estimar la remoción bacteriana se aplica el modelo de flujo disperso propuesto por Thirimurthi (1969), asumiendo una reacción de primer orden para la degradación de bacterias:

$$\frac{N}{N_0} = \frac{4 \cdot a \cdot e^{1/2 \cdot d_i}}{(1 + a^2)e^{a/2 \cdot d_i} - (1 - a^2)e^{-a/2 \cdot d_i}}$$

Siendo, N = Número de coliformes fecales por cada 100 ml de efluente; N_0 = Número de coliformes fecales por cada 100 ml de alfluente; d_i = Factor de dispersión según el criterio

utilizado por el CEPIS (Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente); a = Coeficiente de cálculo que depende de la retención hidráulica, la dispersión y la velocidad de eliminación de coliformes.

El valor del factor de dispersión se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$di = \frac{X}{(-0,26118 + 0,25392 \cdot X + 1,01368 \cdot X^2)}$$

Donde X es la relación entre el largo medio y el ancho medio de la laguna. En este caso se utilizó X = 3, como se observa en el dimensionado llevado a cabo. Por lo que di resulta:

$$di = 0,312$$

Luego, el coeficiente “a” se obtiene de lo siguiente:

$$a = \sqrt{1 + 4 \cdot Kb \cdot T_{rh} \cdot di}$$

Donde:

T_{rh} = 5 días = Tiempo de retención hidráulica, calculado anteriormente.

K_b = Constante de velocidad de eliminación de coliformes.

$$K_b = K_{(20^\circ)} \theta^{(T-20)}$$

Ya que no se poseen datos de campo para los parámetros de interés, se utilizan los propuestos por la norma:

$$K_b (20) = 0.841 \text{ día}^{-1}$$

$$\theta = 1,07$$

Entonces, para $T = T_c = 11,98 \text{ }^\circ\text{C}$ resulta:

$$K_b = 0,489 \text{ día}^{-1}$$

Determinados los componentes de la ecuación, y considerando una concentración de coliformes para el líquido afluente a la laguna, $N_0 = 2,5 \times 10^7 \text{ NMP/100ml}$, obtenida a partir de la práctica para localidades de características similares, se obtiene que el número de coliformes fecales en el efluente resulta:

$$N = 4,4 \times 10^6 \text{ NMP/100ml}$$

Por lo que la eficiencia es:

$$E = \left(1 - \frac{N}{N_0}\right) \cdot 100 \quad [\%]$$

E = 82,50 % Para el mes más frío del año (situación desfavorable).

4.8.1.3. Demanda de Oxígeno

Se determina la cantidad de oxígeno necesario total, tomando en cuenta la demanda para la síntesis del sustrato removido y la correspondiente a la respiración endógena, a partir de la siguiente ecuación:

$$DO_2 = a(S_a - S_e)Q_c + b.X_v.V$$

Donde:

a = Fracción del sustrato removido utilizado para la producción de energía. Varía entre 0,3 y 0,63 $KgO_2 / KgDBO_5.día$ para desechos domésticos. Se adopta 0,5; b = Oxígeno necesario para respiración endógena. Varía entre 0,05 y 0,28 $KgO_2 / KgDBO_5.día$ para desechos domésticos. Se adopta 0,15.

Por lo que la demanda de oxígeno total necesario para llevar a cabo la reducción biológica de la materia orgánica en el líquido afluente resulta:

$DO_{2i} = 127,89 KgO_2 / día$ Para el mes más frío del año.

$DO_{2v} = 131,27 KgO_2 / día$ Para el mes más caluroso del año.

4.8.1.4. Equipos Aireadores

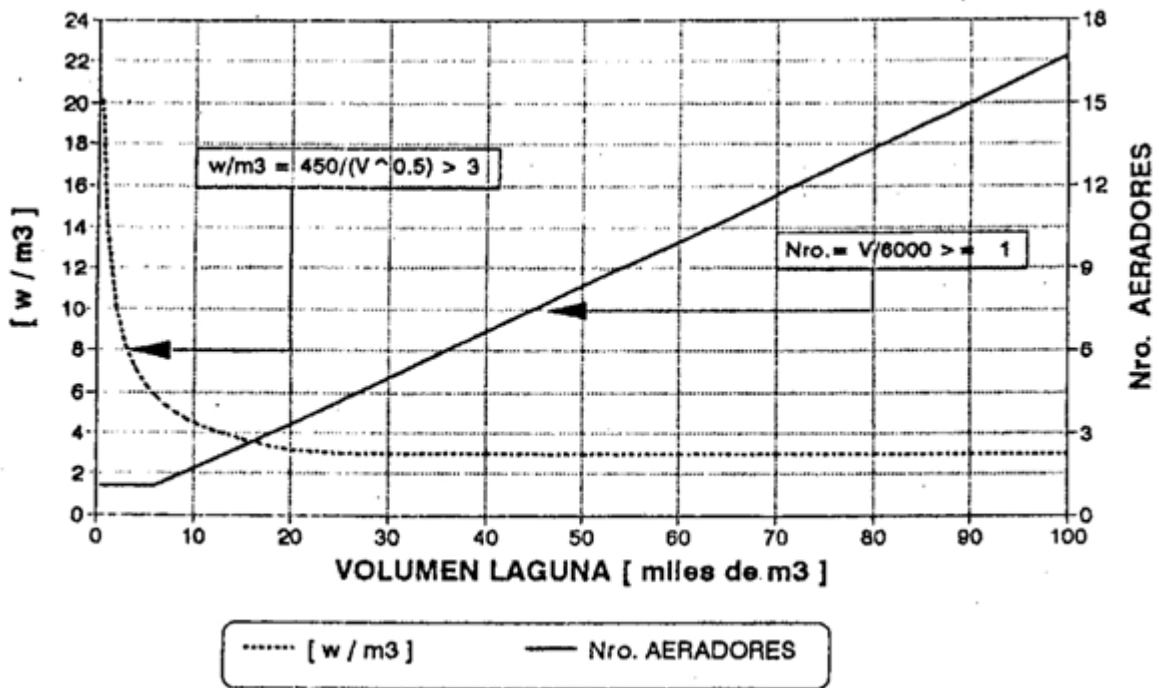
La norma, indica que la densidad de potencia necesaria para lograr la mezcla completa en la laguna aireada se obtiene a partir de la siguiente expresión, y nunca ser inferior a 3 W/m^3 :

$$p = 450 / (V^{0,5}) > 3 [W/m^3]$$

Donde V es el volumen de líquido en la laguna.

Utilizando el gráfico de la figura **11.10.1** de la norma, se determina tanto la densidad de potencia necesaria como el número de aireadores superficiales que se colocan.

Figura Nº 4.5: Densidad de Potencia requerida y Número de Aireadores.



Fuente: Normas de estudio y criterios de diseño del ENOHS, inciso 11.10.6, pág nº 19.

Si se ingresa al gráfico con el volumen de líquido V en miles de m³ (2,9) se obtiene como resultado una densidad de potencia necesaria p = 8,40 w/m³ y un total de n = 2 aireadores para cada laguna aireada.

Se opta por colocar 4 aireadores para satisfacer la demanda de potencia, así se logra una mejor difusión del aire en la superficie de la laguna y una menor área de cobertura afectada en caso de desperfecto en alguno de los dispositivos.

La potencia total requerida para lograr la mezcla completa resulta:

$$P_1 = p \times V / n = 8,40 \text{ W/m}^3 \times 2889,81 \text{ m}^3 / 1000$$

$$P_1 = 25,5 \text{ Kw/h}$$

Por otro lado, se necesita una cierta potencia para satisfacer la demanda total de oxígeno que se determinó en el punto anterior:

$$P_2 = DO_2 / N$$

Donde N es la capacidad de oxigenación, o tasa de transferencia de oxígeno, que depende de la tasa de transferencia de los aireadores para condiciones estándares, "N₀", modificada por un factor de corrección "F", que depende de las condiciones de campo.

$$N = F \times N_0$$

$$F = \alpha \cdot \theta^{(T-20)} \cdot \left(\frac{\beta \cdot C_{sc} - C_o}{C_{ss}} \right)$$

Donde:

$$\alpha = \frac{\text{tasa de transferencia de O}_2 \text{ en aguas residuales}}{\text{tasa de transferencia de O}_2 \text{ en agua pura}} = 0,85$$

$$\beta = \frac{\text{saturación de la concentración de O}_2 \text{ en aguas residuales}}{\text{saturación de la concentración de O}_2 \text{ en agua pura}} = 0,95$$

C_{ss} = Concentración de O₂ disuelto a T°=20°C y H=0 m snm = 9,02 mg/l; C_{cs} = Concentración de O₂ disuelto a T°=13°C y H=173 m snm = 9,50 mg/l; C_o = Concentración media de O₂ en la laguna. Se adopta 2,00 mg/l; θ = Coeficiente de dependencia de la temperatura = 1,024.

El factor de corrección resulta:

$$F = 0,55$$

Considerando una tasa de transferencia en condiciones estándares de N₀ = 2,00 KgO₂/Kw.hr, la tasa de transferencia de oxígeno para las condiciones de campo es:

$$N = 0,55 \times 2,00 \text{ KgO}_2/\text{Kw.hr}$$

$$N = 1,09 \text{ KgO}_2/\text{Kw.hr} = 26,16 \text{ KgO}_2/\text{Kw.día}$$

Finalmente, la potencia total necesaria tiene un valor de:

$$P_2 = (131,27 \text{ KgO}_2 / \text{ día}) / (26,16 \text{ KgO}_2/\text{Kw.día})$$

$$P_2 = 5,01 \text{ Kw/h}$$

Como se observa, la potencia necesaria para satisfacer la demanda total de oxígeno (P₂) es menor que la necesaria para garantizar la mezcla completa (P₁), por lo que ésta última es la que gobierna el diseño de los equipos aireadores. La potencia necesaria para cada aireador entonces resulta:

$$P_i = k \times P_1 / n = (1,15 \times 25,5 \text{ Kw/h}) / 4$$

$$P_i = 7,3 \text{ Kw/h}$$

Finalmente, se colocan 4 aireadores de 10 Hp cada uno (7,5 Kw/h).

4.8.2. Lagunas Secundarias Facultativas

Para el diseño hidráulico de las lagunas se definen, en primer lugar, ciertos parámetros básicos:

- Caudal de diseño, Caudal medio diario a 20 años:
 $Q_{c20} = 15,53 \text{ l/s}$, para cada laguna resulta: $Q_{ci} = 7,77 \text{ l/s}$
- Concentración media de materia orgánica:
 $S_a = 87,23 \text{ mg/l}$ Presente en el efluente de la laguna aireada, para el mes más frío.

4.8.2.1. Dimensiones de la laguna

Para determinar las dimensiones de la laguna facultativa se parte del método del Banco Mundial. El método expresa que la máxima carga orgánica superficial, para temperaturas entre 10 y 20 °C resulta:

$$C_s \text{ máx} = 20 \cdot T - 60 = \delta_5$$

Siendo, T = Temperatura media mensual mínima del líquido, $T_{ic} = 11,98 \text{ }^\circ\text{C}$

Por lo tanto:

$$\delta_5 = 20 \times 11,98 - 60 = 179,56 \frac{\text{Kg DBO5}}{\text{Ha. día}}$$

Luego el Área de la laguna resulta:

$$A = 10 \frac{S_a \cdot Q_{ci}}{\delta_5}$$

$$A = 3260 \text{ m}^2$$

Adoptando un tirante de líquido de, $h = 1,5 \text{ m}$, y una relación Largo-Ancho para las lagunas de, $x = 5$, el largo y ancho medio correspondientes son:

$$A = L_m \times B_m = X B_m \times B_m = 3(B_m)^2$$

$$B_m = (3260 / 3)^{0,5} = 33,2 \text{ m}$$

$$L_m = A / B_m = 126 \text{ m}$$

Luego, a partir de una pendiente del talud de la laguna de $z = 1v:2h$, y un recubrimiento de $r = 1,00 \text{ m}$, se determinan las dimensiones de la laguna facultativa:

$$B_f = B_m - \frac{1}{z} \cdot h = \text{Ancho de fondo de laguna}$$

$$L_f = L_m - \frac{1}{z} \cdot h = \text{Largo del fondo de laguna}$$

$$B_s = B_m + \frac{1}{z} \cdot h = \text{Ancho superficial de laguna}$$

$$L_s = L_m + \frac{1}{z} \cdot h = \text{Largo superficial de laguna}$$

$$B_c = B_s + 2 \cdot r \cdot \frac{1}{z} = \text{Ancho de coronamiento de laguna}$$

$$L_c = L_s + 2 \cdot r \cdot \frac{1}{z} = \text{Largo de coronamiento de laguna}$$

$$B_f = 23,00 \text{ m}$$

$$L_f = 123,00 \text{ m}$$

$$B_s = 28,50 \text{ m}$$

$$L_s = 129,00 \text{ m}$$

$$B_c = 33,00 \text{ m}$$

$$L_c = 133,00 \text{ m}$$

Por lo que el Volumen líquido real de la laguna resulta finalmente:

$$V = L_f \times B_f + L_s \times B_s + (L_f \times B_f \times L_s \times B_s)^2 = 9621,75 \text{ m}^3$$

Luego, el tiempo de retención hidráulica (T_{RH}) del líquido en la laguna debe ser mayor a 6 días. Para este caso resulta:

$$T_{RH} = V / Q_{ci} = (9621,75 \text{ m}^3) / (671,33 \text{ m}^3/\text{d})$$

$$T_{RH} = 14 \text{ días. Verifica}$$

4.8.2.2. Parámetros de calidad del efluente en la laguna

Para determinar el valor de la carga orgánica soluble en el líquido efluente de la laguna facultativa, medida en mg/l de DBO_5 , se utiliza la formulación de Marais y Shaw, propuesto por la normativa.

El método se basa en la hipótesis estado estacionario y cinética de primer orden, al igual que lo hace la formulación de O'Connor y Eckenfelder, por lo que resulta:

$$S_e = \frac{S_a}{1 + (Kt \cdot T_{RH})}$$

Donde, S_a = Concentración de DBO_5 en el afluente = S_e de la laguna aireada; S_e = Concentración de DBO_5 en el efluente de la laguna facultativa; T = Temperatura media del líquido afluente; K = Velocidad de asimilación de la materia a una temperatura T .

$$Kt = K_{(20^\circ)} \theta^{(T-35)}$$

Como no se dispone de los parámetros obtenidos mediante ensayos, la norma aplica los siguientes:

$K_{20} = 1,20 \text{ d}^{-1}$ = Coeficiente global de asimilación de sustrato, basado en la DBO soluble efluente para una temperatura de 20°C .

$\theta = 1,085$ = Coeficiente de dependencia de la temperatura.

Considerando la temperatura media del líquido para el mes más frío y la correspondiente al mes más caluroso, T_{ic} y T_{vc} , obtenidas anteriormente en los cálculos de la laguna aireada:

$T_{ic} = 11,98 \text{ }^\circ\text{C}$ Temperatura media del líquido para el mes más frío del año.

$T_{vc} = 21,98 \text{ }^\circ\text{C}$ Temperatura media del líquido para el mes más caluroso del año.

Finalmente, la velocidad de asimilación resulta:

$K_i = 0,183 \text{ día}^{-1}$ Para el mes más frío del año

$K_v = 0,415 \text{ día}^{-1}$ Para el mes más caluroso del año

Por lo que la DBO_5 soluble en el efluente es:

$S_{ei} = 24,03 \text{ mg}DBO_5 / l$ Para mes más frío.

$S_{ev} = 12,56 \text{ mg}DBO_5 / l$ Para mes más caluroso.

Ambos valores resultan menores que $30 \text{ mg}DBO_5/lts$ admisibles según Decreto 847/16.

Eficiencia de remoción de materia orgánica:

$$E = \frac{S_a - S_e}{S_a} \cdot 100 \quad [\%]$$

$E_i = 72,75 \%$ Eficiencia en remoción de DBO total en el mes más frío.

$E_v = 85,60 \%$ Eficiencia en remoción de DBO total en el mes más caluroso.

Reducción Bacteriológica en el Líquido

Para estimar la remoción bacteriana se aplica el modelo de flujo disperso propuesto por Thirimurthi, desarrollado en el cálculo correspondiente a la laguna aireada:

$$\frac{N}{N_0} = \frac{4 \cdot a \cdot e^{1/2 \cdot di}}{(1 + a^2)e^{a/2 \cdot di} - (1 - a^2)e^{-a/2 \cdot di}}$$

El valor del factor de dispersión se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$di = \frac{X}{(-0,261118 + 0,25392 \cdot X + 1,01368 \cdot X^2)}$$

Donde X es la relación entre el largo medio y el ancho medio de la laguna. En este caso se utilizó X = 5, como se observa en el dimensionado llevado a cabo. Por lo que di resulta:

$$di = 0,190$$

Luego, el coeficiente “a” resulta:

$$a = \sqrt{1 + 4 \cdot Kb \cdot T_{rh} \cdot di}$$

Donde:

$T_{rh} = 14$ días = Tiempo de retención hidráulica, calculado anteriormente.

$$Kb = 0,489 \text{ día}^{-1}$$

Considerando una concentración de coliformes para el líquido afluente a la laguna facultativa, $N_0 = 4,4 \times 10^6$ NMP/100ml, obtenida como la concentración de coliformes fecales en el efluente de la laguna aireada, resulta:

$$N = 66082 \text{ NMP/100ml}$$

Este valor resulta mayor que 1000 NMP/100ml, admisible para descargas en canales pluviales según el Decreto 847/16. A verificar remoción en cámara de cloración.

Por lo que la eficiencia es:

$$E = \left(1 - \frac{N}{N_0}\right) \cdot 100 \quad [\%]$$

$$E = 98,49 \%$$

Para el mes más frío del año (situación desfavorable).

4.9. SISTEMA DE DESINFECCIÓN Y MEDICIÓN

La norma, denomina desinfección al proceso destinado a reducir a niveles compatibles con las características y usos del cuerpo receptor, la concentración de microorganismos patógenos presentes en el líquido efluente de las lagunas.

Para llevar a cabo el proceso desinfección se construye un recinto de hormigón armado, denominado cámara de cloración, encargado de recibir el líquido efluente de las lagunas facultativas. Una vez dentro de la cámara, el líquido recibe la adición de una solución de hipoclorito de sodio en concentraciones adecuadas con la cual permanecerá en contacto un tiempo determinado. El tiempo de contacto se define como la permanencia del líquido en el recinto y se logra a partir de la ejecución de canales dentro del recinto, definidos por tabiques de hormigón.

De esta manera se logra que el efluente de la cámara de cloración posea concentraciones de patógenos aceptables por el medio receptor.

4.9.1. Cámara de Contacto

Considerando que se lleva a cabo la ejecución de un único modulo de tratamiento, el caudal de diseño resulta:

$$Q = Q_{E20} = 0,037 \text{ m}^3/\text{s}$$

Adoptando una permanencia $t = 15$ minutos, el volumen de líquido en el recinto es:

$$V = Q \times t = 0,037 \text{ m}^3/\text{s} \times 900 \text{ s}$$

$$V = 33,3 \text{ m}^3$$

Dimensiones del recinto

El ancho de los canales de escurrimiento se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$S = Q / (U \cdot H)$$

Donde, U = Velocidad de escurrimiento entre pantallas, se adopta $0,10 \text{ m/s}$; H = Tirante de líquido.

Proponiendo un ancho de canal $S=0,60 \text{ m}$ por ser mínimo aconsejado, se despeja el tirante del líquido:

$$H = Q / (U \cdot S) = (0,037 \text{ m}^3/\text{s}) / (0,10 \text{ m/s} \times 0,60 \text{ m})$$

$$H = 0,60 \text{ m}$$

Luego el área útil de la cámara resulta:

$$A_c = V / H = 33,3 \text{ m}^3 / 0,60 \text{ m}$$

$$A_c = 55,45 \text{ m}^2$$

Considerando una relación largo-ancho $x = 1,5$, las dimensiones son:

$$A_c = L_c \times B_c = 1,5 B_c^2$$

$$B_c = 6,08 \text{ m}$$

$$L_c = 9,12 \text{ m}$$

Por lo tanto, el número de canales resulta:

$$N_c = L_c / S = 15$$

Ancho real de canal:

$$S_c = L_c / N_c = 9,12 \text{ m} / 15$$

$$S_c = 0,608 \text{ m}$$

Determinadas las dimensiones útiles de la cámara, definiendo un espesor de chicanas, $e=0,15 \text{ m}$, es posible obtener la longitud total del recinto (LR) y la longitud total de escurrimiento (LT):

$$LR = N_c \times S_c + (N_c - 1) \times e = 15 \times 0,608 \text{ m} + 14 \times 0,15 \text{ m}$$

$$LR = 11,22 \text{ m}$$

$$LT = N_c \times (B_c - 1,5 \times S_c) = 15 \times (6,08 \text{ m} - 1,00 \text{ m})$$

$$LT = 76,20 \text{ m}$$

Por lo que la relación largo-ancho de los canales es:

$$R = LT / S_c = 76,20 \text{ m} / 0,608 \text{ m} = 125 > 40 \text{ Verifica.}$$

Pérdidas de carga

Para obtener las pérdidas por fricción en la cámara de contacto, se utiliza la ecuación de continuidad de Manning para canales abiertos:

$$\frac{Q}{A} = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Las pérdidas en un canal en el cual el líquido escurre a pelo libre se considera proporcional a la pendiente longitudinal de dicho canal, por lo tanto despejando S (pendiente longitudinal) de la ecuación:

$$S = \left(\frac{n \cdot V}{R^{2/3}} \right)^2$$

$$h_s = LT \left(\frac{n \cdot V}{R^{2/3}} \right)^2$$

Donde, Rh = Radio hidráulico del canal; V = Velocidad de escurrimiento del líquido; U = 0,10 m/s; N = Coeficiente de rugosidad de Manning; 0,013 para construcciones de hormigón.

$$R_h = S_c \times H_c / (2H_c + S_c)$$

$$R_h = 0,20 \text{ m}$$

Por lo tanto la pérdida de carga h resulta:

$$h_s = 0,0011 \text{ m}$$

Luego, las pérdidas por cada giro a 180° se resumen en la siguiente expresión:

$$h_g = (K \cdot U_{cc}^2 / 2g) (N_c - 1)$$

Siendo:

$$U_{cc} = 2/3 U_c = 0,068 \text{ m/s}$$

$$K = 3,5$$

Por lo tanto la pérdida de carga hg resulta:

$$h_g = 0,0114 \text{ m}$$

La pérdida de carga Total es:

$$H_t = h + h_g = 0,0011 \text{ m} + 0,0114 \text{ m}$$

$$H_t = 0,0125 \text{ m}$$

4.9.2. Desinfección del Líquido Cloacal

El sistema de desinfección será dimensionado a partir del caudal de diseño a 20 años, es decir, con el caudal demandado para el año 2040.

El caudal de diseño del sistema de desinfección será:

$$Q_d = Q_{D20} = 0,0218 \text{ m}^3/\text{s} = 1878,93 \text{ m}^3/\text{d}$$

Se le aplicará al líquido que ingresa a la cámara de contacto, según corresponda, tanto la dosis máxima como mínima de desinfectante propuesta por la norma y utilizada en la práctica:

Dosis máxima :

$$D \text{ máx} = 6,00 \text{ mg/l}$$

Dosis mínima:

$$D \text{ min} = 2,00 \text{ mg/l}$$

Se calcula el consumo diario máximo de desinfectante:

$$C \text{ máx.} = D \text{ máx} \times Q_d$$

$$C \text{ máx.} = 6,00 \text{ mg/l} \times 1878,93 \text{ l/d} = 11,27 \text{ kg/d}$$

El desinfectante utilizado para llevar a cabo la reducción de los patógenos, que sobrepasen el tratamiento en las lagunas, será una solución de hipoclorito de sodio, con una concentración del 10% p/v de cloro puro (0,1 kg/l).

A fin determinar la cantidad de hipoclorito de sodio a almacenar, se toma una dosis promedio y se define lo siguiente:

$$Q_d \cdot D_{\text{prom}} = q \cdot C = w$$

Donde, D_{prom} = Dosis promedio de desinfectante; q = Caudal de la solución de hipoclorito de sodio; C = Concentración de cloro puro en la solución y w = Peso de cloro puro necesario

Considerando:

$$D_{prom} = 4,00 \text{ mg/l}$$

$$C = 0,10 \text{ Kg/l}$$

$$q = (Q_d \times D_{prom}) / C = 3,13 \text{ lts/h}$$

$$w = Q_d \cdot D_{prom} = 4 \text{ mg/l} \times 1878,93 \text{ m}^3/\text{d} \times 1/1000 = 7,52 \text{ Kg/d}$$

Luego, definido un período de almacenamiento $T = 30$ días, es posible obtener el peso y volumen correspondientes a la solución de hipoclorito de sodio a almacenar en dicho período:

$$W = w \cdot T$$

$$V = W / C$$

$$W = 7,52 \text{ Kg/d} \times 30 \text{ días} = 225,47 \text{ Kg}$$

$$V = 225,47 \text{ Kg} / 0,1 \text{ Kg/l} = 2254,71 \text{ lts}$$

Para el almacenamiento de la solución desinfectante se colocarán 2 tanques de 1200 lts.

El dosificador a utilizar será una bomba dosificadora estándar de capacidad 6,0 lts/h y 10 bar de presión.

El hipoclorito de sodio se inyectará a la entrada de la Cámara de Cloración, más precisamente, en las proximidades del resalto hidráulico provocado por la canaleta parshall, para lograr una correcta mezcla de la solución en el volumen de líquido.

Eficiencia en la Remoción de Coliformes

A partir de la formulación, derivada de la Ley de Chick, realizada por Watson, se puede estimar la concentración necesaria de cloro para lograr una reducción del 99% de los coliformes fecales inmersos en el líquido afluente a la cámara de contacto:

$$D = \left(\frac{K}{T} \right)^{1/n}$$

Donde, D = Dosis de Cloro en mg/l; K = constante que depende del pH y la Temperatura; n = constante empírica, normalmente se toma $n=1$ en la práctica; T = tiempo de permanencia en la cámara de contacto.

K se aproxima a un valor de 9 para aguas residuales domésticas, cuyo pH es cercano al neutro y a temperaturas que rondan los 20°C.

T = 15 min

Por lo tanto:

D = 0,60 mg/l < Dosis mínima de 2 mg/l

Luego, considerando que la cantidad de coliformes en el líquido afluente es, $N_0 = 66.082$ NMP/100m, es posible definir la correspondiente cantidad de coliformes fecales en el efluente de la cámara de contacto:

$N = (1 - 0,99) \times N_0$

N = 661 NMP/100ml < 1000 NMP/100ml

Por lo que queda verificado que, para la dosis mínima suministrada, la remoción de los patógenos es suficiente, como para que su concentración en el líquido vertido en el canal pluvial esté por debajo de los 1000 NMP/100ml que exige la normativa vigente en su decreto 847/16.

4.9.3. Canal Parshall

4.9.3.1. Dimensiones de canal Parshall

Se ejecutará una canaleta Parshall con la finalidad de provocar un resalto hidráulico que permita una mejor mezcla del hipoclorito de sodio en el caudal afluente a la cámara de cloración. Se considera para su dimensionado un 60% de sumergencia.

El dimensionado se realiza siguiendo el Manual de Hidráulica “J. M. De Azevedo y Guillermo Acosta”.

A continuación, en la Tabla N° 4.15, se presentan los rangos de caudales en los que se recomienda operen de forma eficiente los canales Parshall, donde se resalta el ancho de garganta seleccionado para el presente proyecto.

Tabla N° 4.15.: Rangos de Caudales de operación en canales Parshall.

Ancho de Garganta W		Caudal Q (l/s)	
pulg	cm	Mínimo	Máximo
3"	7.6	0.85	53.8
6"	15.2	1.52	110.4
9"	22.9	2.55	251.9
1'	30.5	3.11	455.6
1 ¹ / ₂ '	45.7	4.25	696.2
2'	61.0	11.89	936.7
3'	91.5	17.26	1426.3
4'	122.0	36.79	1921.5
5'	152.5	62.8	2422.0
6'	183.0	74.4	2929.0
7'	213.5	115.4	3440.0
8'	244.0	130.7	3950.0
10'	305.0	200.0	5660.0

Fuente: J. M. De Azevedo y Guillermo Acosta, Manual de Hidráulica pág. 474

Ingresando en la Tabla N° 4.16 con el ancho de garganta, se obtienen las demás dimensiones del tipo de Parshall seleccionada. Además, en la Figura N° 4.5 se pueden observar las referencias a dichas dimensiones en un esquema general.

Tabla N° 4.16: Dimensiones típicas de medidores Parshall

W	A	B	C	D	E	F	G	K	N	
1"	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	61.0	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	30.5	45.7	7.6	11.4
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1 ¹ / ₂ '	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4'	122.0	183.0	179.5	152.5	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6'	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8'	244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10'	305.0	274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3

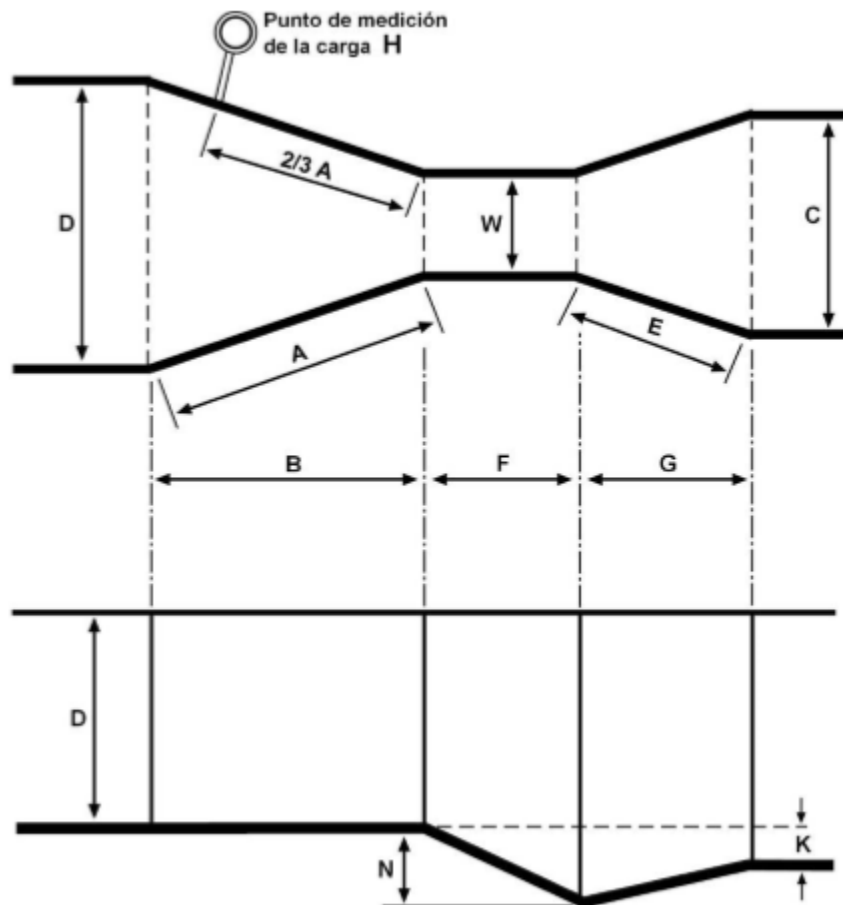
Fuente: J. M. De Azevedo y Guillermo Acosta, Manual de Hidráulica pág. 472

Tabla N° 4.17.: Tabla resumen: Dimensiones típicas de Parshall seleccionada.

Dimensiones (mm)	
W	152
A	621
B	610
C	394
D	403
E	610
F	305
G	610
K	76
N	114

Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 4.6: Dimensiones típicas de medidores Parshall



Fuente: J. M. De Azevedo y Guillermo Acosta, Manual de Hidráulica pág. 471

4.9.3.2. Mediciones en canal Parshall

La única medida de carga H necesaria para conocer el caudal, se hace en la sección convergente, en un punto que se localiza a 2/3 de la dimensión B o a 2/3 de A (Ver Figura Nº 4.5 (anterior)).

El aforador consiste en un Sensor ultrasónico de las variaciones de altura en cámara de aforo, sin contacto con el líquido cloacal. Éste además de enviar las señales al lugar de lectura debe estar enlazado a los dosadores de cloro, para regular las dosis a aplicar en función del caudal.

Según experimentos y ensayos realizados utilizando canales Parshall se han obtenido ecuaciones para calcular el caudal de tipo potencial:

$$Q = K \times H_a^n$$

Donde H_a es el tirante en la cresta en m; K y n son coeficientes de cálculo que dependen del ancho de la garganta (Ver Tabla Nº 4.18). Según las dimensiones de la canaleta se tiene:

$$K = 0,381$$

$$n = 1,58$$

Por lo tanto, es posible definir el valor de tirante de líquido a 2/3A que se espera al año de diseño, es decir, con un caudal Q a 20 años de $0,037 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$H_a = 0,23 \text{ m}$$

Tabla Nº 4.18: Valores de exponente "n" y coeficiente "K"

W		n	K	
S.I.	m.		unidades métricas	unidades inglesas
3"	0.076	1.547	0.176	0.992
6"	0.152	1.580	0.381	2.06
9"	0.229	1.530	0.535	3.07
1'	0.305	1.522	0.690	4.00
1 1/2'	0.457	1.538	1.054	6.00
2'	0.610	1.550	1.426	8.00
3'	0.915	1.566	2.182	12.00
4'	1.220	1.578	2.935	16.00
5'	1.525	1.587	3.728	20.00
6'	1.830	1.595	4.515	24.00
7'	2.135	1.601	5.306	28.00
8'	2.440	1.606	6.101	32.00

Fuente: J. M. De Azevedo y Guillermo Acosta, Manual de Hidráulica pág. 476

5. CONCLUSIÓN

Tomando en consideración la problemática planteada y los objetivos propuestos para la presente Practica Supervisada, se llega a la conclusión técnica de que, los Proyectos desarrollados le otorgarán a la localidad un saldo positivo respecto de la calidad de vida que llevan sus habitantes, consiguiendo un eficiente manejo de los efluentes cloacales y pluviales generados en la localidad, y su posterior tratamiento a fin de lograr cumplimentar con los estándares preestablecidos por la normativa vigente para su correcta asimilación por parte del ente receptor.

A impresión personal, reconozco la importancia de llevar a la práctica los conceptos adquiridos en los estudios realizados durante la carrera, y la adquisición de otros nuevos que hacen a la confección de un proyecto de licitación pública.

También es de destacar las enseñanzas y recomendaciones realizadas por los profesionales, y futuros colegas, que se encontraban a cargo de la supervisión de las tareas realizadas, a los cuales agradezco su predisposición y cordialidad.

6. BIBLIOGRAFÍA

Normas de Estudio y Criterios de Diseño del ENOHSa (Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento)

Apunte Cátedra Ingeniería Sanitaria, ing Alberto L. Bresciano, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina.

Manual de Hidráulica, J. M. De Azevedo y Guillermo Acosta.

Plan de ordenamiento urbano de localidad de Arroyito, Cba, Arg.

Métodos de aplicación de cloro, Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del Agua, Universidad de Salamanca., España.

Medidores de Flujo en canales abiertos, Universidad de San Carlos, Guatemala.

Manual de diseño para pequeños canales, Bureau of Reclamation

Entes de Consulta:

Secretaría de Servicios de la Provincia de Córdoba.

Secretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba.

Municipalidad de Tránsito.

Secretaría de Ambiente y Cambio Climático.

ANEXO I: PLANOS