

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

**CARRERA:
INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL**

**TEMA:
REDISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO COMBINADO Y DISEÑO
DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL BARRIO
SELVA ALEGRE, UBICADO EN LA PARROQUIA DE SANGOLQUÍ, CANTÓN
RUMIÑAHUI, PROVINCIA DE PICHINCHA.**

**AUTORES:
CABAY CABAY KLEBER MAURICIO
HERVAS JIMÉNEZ EDMUNDO ALEJANDRO**

**TUTORA:
VERÓNICA VALERIA YÉPEZ MARTÍNEZ**

Quito, diciembre de 2020


CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

Nosotros: Cabay Cabay Kleber Mauricio, con documento de identificación N° 1719881383 y Hervas Jiménez Edmundo Alejandro con documento de identificación N° 0503913451, manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud que somos autores del trabajo de titulación intitulado: REDISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO COMBINADO Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL BARRIO SELVA ALEGRE, UBICADO EN LA PARROQUIA DE SANGOLQUÍ, CANTÓN RUMIÑAHUI, PROVINCIA DE PICHINCHA, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente. En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en nuestra condición de autores nos reservamos los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribimos este documento en el momento que hacemos entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.



Cabay Cabay Kleber Mauricio

CI: 1719881383



Hervas Jiménez Edmundo Alejandro

CI: 0503913451

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el proyecto técnico, con el tema: REDISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO COMBINADO Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL BARRIO SELVA ALEGRE, UBICADO EN LA PARROQUIA DE SANGOLQUÍ, CANTÓN RUMIÑAHUI, PROVINCIA DE PICHINCHA, realizado por Cabay Cabay Kleber Mauricio y Hervas Jiménez Edmundo Alejandro, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerados como trabajo final de titulación.

Quito, diciembre de 2020.

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Verónica Valeria Yépez Martínez', with a stylized, cursive script.

Ing. Verónica Valeria Yépez Martínez

CI: 171128559-1

DEDICATORIA

Con infinito amor dedico este proyecto a mi familia por enseñarme a ser mejor día a día.
A mis padres, Efraín Hervas y Elina Jiménez, quienes, con su esfuerzo, amor y confianza, me han permitido conseguir hoy un sueño más.

Edmundo Hervas J.

Esta tesis la dedico con todo mi amor a mis padres, Hermenejildo Cabay y María Cabay.

Kleber Cabay C.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por permitirme alcanzar una meta más en la gran travesía de mi vida. A la Universidad Politécnica Salesiana que por medio de sus docentes han sabido transmitir el conocimiento para formarnos como profesionales. Al ingeniero Nelson Pedraza por su apoyo incondicional en el desarrollo de este proyecto. A la ingeniera Verónica Yépez en calidad de tutora y el doctor Christian Domínguez en calidad de lector del presente proyecto. Y a mi compañero de tesis Kleber Cabay.

Edmundo Hervas J.

A todas las personas que fueron parte de este logro, en especial al ingeniero Nelson Pedraza, técnico del GADMUR, quien incondicionalmente nos brindó en todo momento su ayuda técnica en el desarrollo de este proyecto, a mi tutora de tesis la ingeniera Verónica Yépez, a mi compañero de tesis Edmundo Hervas y a todas las personas y amigos que directa o indirectamente fueron parte de este proyecto.

Kleber Cabay C.

ÍNDICE

CAPÍTULO I

GENERALIDADES.....	1
1.1	Introducción 1
1.2	Objetivos y alcance 4
1.2.1	Objetivo general 4
1.2.2	Objetivos específicos..... 4
1.2.3	Alcance..... 4
1.3	Antecedentes 4
1.4	Línea base..... 5
1.4.1	Ubicación geográfica..... 5
1.4.2	Coordenadas 6
1.4.2.1	Coordenadas geográficas 6
1.4.3	Área de estudio..... 7
1.4.4	Distribución general del uso del suelo 8
1.4.5	Tipo de suelo 10
1.4.6	Topografía y relieve 11
1.5	Aspectos naturales..... 11
1.5.1	Características climáticas 11
1.5.2	Recursos hídricos 12
1.6	Evaluación del sistema de alcantarillado existente 14
1.6.1	Evaluación de conductos 15
1.6.2	Evaluación de pozos de revisión 16

1.6.3	Evaluación de sumideros.....	20
-------	------------------------------	----

CAPÍTULO II

	BASES DE DISEÑO.....	21
2.1	Parámetros de diseño.....	21
2.2	Periodo de diseño	21
2.3	Análisis poblacional	21
2.3.1	Población de diseño.....	22
2.3.2	Método aritmético	23
2.3.3	Método geométrico	24
2.4	Caudales de diseño	25
2.4.1	Caudal de aguas residuales.....	26
2.4.2	Caudal doméstico	26
2.4.2.1	Dotación.....	27
2.4.2.2	Coeficiente de retorno (k).....	28
2.4.2.3	Coeficiente de simultaneidad o mayoración (M)	28
2.4.3	Caudal de infiltración	30
2.5	Caudal pluvial	31
2.5.1	Coeficiente de escorrentía	31
2.5.2	Coeficiente de escorrentía ponderado	32
2.5.3	Estudio de la zona de drenaje	33
2.5.4	Periodo de retorno (t)	35
2.5.5	Tiempo de concentración (<i>TC</i>).....	36
2.5.6	Intensidad de lluvia	37

2.5.7	Caudal de diseño total	38
-------	------------------------------	----

CAPÍTULO III

CÁLCULOS Y DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO 39

3.1	Descripción del tramo de colector.....	39
3.1.1	Áreas de aportación.....	40
3.2	Consideraciones de diseño	40
3.3	Diseño hidráulico del colector combinado.....	42
3.4	Dimensionamiento de la sección y profundidad de los conductos.....	43
3.4.1	Dimensionamiento de la sección.....	43
3.4.1.1	Flujo en tuberías a sección llena.....	43
3.4.1.2	Flujo en tuberías a sección parcialmente llena	44
3.4.2	Profundidad de los conductos	48
3.5	Diseño de estructuras hidráulicas como pozos de salto y pozos de revisión	48
3.5.1	Pozos de revisión.....	48
3.5.2	Pozos de salto	49
3.6	Disposición del caudal de descarga.....	49

CAPÍTULO IV

DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES..... 50

4.1	Definición de agua residual.....	50
4.2	Características de las aguas residuales	50
4.2.1	Características físicas	50
4.2.1.1	Sólidos totales.....	50
4.2.1.2	Sólidos suspendidos totales	51

4.2.1.3	Sólidos sedimentables.....	51
4.2.1.4	Sólidos disueltos totales.....	51
4.2.1.5	Olores.....	52
4.2.1.6	Temperatura.....	52
4.2.1.7	Color.....	52
4.2.1.8	Turbiedad.....	52
4.2.1.9	pH.....	53
4.2.2	Características químicas.....	53
4.2.2.1	Demanda bioquímica de oxígeno (DBO).....	53
4.2.2.2	Demanda química de oxígeno (DQO).....	53
4.2.2.3	Dureza total.....	54
4.2.2.4	Alcalinidad.....	54
4.2.2.5	Tenso activos.....	54
4.2.2.6	Grasas y aceites.....	54
4.2.2.7	Nitrógeno.....	55
4.2.2.8	Metales pesados.....	55
4.2.3	Características microbiológicas.....	55
4.2.3.1	Coliformes totales.....	55
4.2.3.2	Coliformes fecales.....	56
4.3	Caracterización de aguas residuales domésticas.....	56
4.3.1	Características de descarga a un cuerpo de agua dulce.....	57
4.4	Tratamiento de agua residual.....	57
4.4.1	Procesos físicos.....	58

4.4.2	Procesos químicos	58
4.4.3	Procesos biológicos	59
4.5	Sistemas de la planta de tratamiento	59
4.5.1	Tratamientos preliminares.....	61
4.5.2	Tratamientos primarios	61
4.5.3	Tratamientos secundarios.....	62
4.5.4	Tratamiento terciario	62
4.6	Selección de tratamiento	63
4.7	Componentes de la planta de tratamiento	65
4.7.1	Separador de caudales	65
4.7.1.1	Diseño de separador con orificio rectangular con vertedero lateral en exceso.	67
4.7.2	Canal de entrada.....	72
4.7.2.1	Velocidad.....	73
4.7.3	Rejillas.....	74
4.7.3.1	Altura de la reja	74
4.7.3.2	Número de barras.....	75
4.7.4	Cámara de grasas.....	75
4.7.4.1	Diseño de la cámara de grasas	78
4.7.5	Tanque Imhoff.....	79
4.7.5.1	Cálculo del sedimentador	80
4.7.5.2	Área del sedimentador	80
4.7.5.3	Dimensionamiento del sedimentador	80
4.7.5.4	Volumen de la cámara de sedimentación	81

4.7.5.5	Cámara de digestión	84
4.7.5.6	Volumen de la cámara de digestión.....	84
4.7.5.7	Área de ventilación y cámara de natas	87
4.7.6	Lecho de secado de lodos.....	90
4.7.7	Filtro percolador.....	95
4.7.8	Tanque de purificación.....	100
4.7.8.1	Diseño del tanque de purificación	101

CAPÍTULO V

	IMPACTO AMBIENTAL.....	103
5.1	Antecedentes	103
5.2	Objetivos del estudio.....	103
5.3	Ubicación	104
5.4	Población.....	104
5.5	Descripción general del área de estudio.....	104
5.6	Área de influencia	105
5.7	Educación poblacional	105
5.8	Descripción biofísica.....	109
5.8.1	Flora	109
5.8.2	Fauna	109
5.8.3	Vulnerabilidad y amenazas	110
5.9	Aspectos socioeconómicos.....	111
5.10	Aspectos legales	112
5.11	Unidades que conforman el proyecto.....	112

5.12	Identificación y evaluación de impactos ambientales	113
5.13	Mitigación de los impactos	114
CAPÍTULO VI		
CANTIDADES Y PRESUPUESTOS.....		116
6.1	Cálculo de cantidades.....	116
6.2	Análisis de precios unitarios	116
6.3	Presupuesto total	116
CONCLUSIONES.....		117
RECOMENDACIONES.....		118
REFERENCIAS.....		119
ANEXOS.....		121
PLANOS.....		162

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Superficie de cobertura vegetal del cantón Rumiñahui</i>	8
Tabla 2 Factores climáticos tanto del área urbana como del área rural del cantón	11
Tabla 3 <i>División hidrográfica cantón Rumiñahui</i>	14
Tabla 4 <i>Porcentaje del tipo de material respecto al número de tramos</i>	15
Tabla 5 <i>Tramos de tubería con diámetros menores a 300 mm</i>	16
Tabla 6 <i>Número total de pozos en estado bueno y regular-malo</i>	16
Tabla 7 <i>Pozos con diámetros menores a 0.6 m</i>	18
Tabla 8 <i>Acometidas que se conectan a pozos</i>	19
Tabla 9 <i>Tasa de crecimiento urbano</i>	22
Tabla 10 <i>Análisis poblacional de la zona de proyecto</i>	22
Tabla 11 <i>Crecimiento poblacional, método aritmético</i>	24
Tabla 12 <i>Crecimiento poblacional, método geométrico</i>	25
Tabla 13 <i>Dotación media futura</i>	27
Tabla 14 <i>Coefficientes de retorno</i>	28
Tabla 15 <i>Caudal de infiltración</i>	30
Tabla 16 <i>Coefficientes de escorrentía</i>	32
Tabla 17 <i>Coefficientes de escorrentía</i>	34
Tabla 18 <i>Tipos de superficie y coeficientes de escorrentía en el área del proyecto</i>	35
Tabla 19 <i>Periodos de retorno para diferentes ocupaciones del área</i>	36
Tabla 20 <i>Velocidades máximas a tubo lleno y coeficientes de rugosidad recomendados</i>	41
Tabla 21 <i>Distancia máxima entre pozos de revisión</i>	42
Tabla 22 <i>Parámetros obtenidos del cálculo hidráulico</i>	46

Tabla 23 <i>Biodegradabilidad de un agua residual</i>	54
Tabla 24 <i>Aportes per cápita de los diferentes componentes de agua residual doméstica</i>	56
Tabla 25 <i>Aportes per cápita para aguas residuales domésticas</i>	57
Tabla 26 <i>Características físico-químico-biológico</i>	63
Tabla 27 <i>Factor de capacidad relativa</i>	85
Tabla 28 <i>Parámetro de diseño del tanque Imhoff</i>	89
Tabla 29 <i>Parámetros de diseño de un filtro percolador de flujo ascendente</i>	96
Tabla 30 <i>Nivel de educación por sexo</i>	106
Tabla 31 <i>Porcentaje de cobertura de servicios básicos</i>	107
Tabla 32 <i>Pobreza por necesidades básicas insatisfechas (NBI)</i>	107
Tabla 33 <i>Acceso a alcantarillado</i>	108
Tabla 34 <i>Aspectos legales</i>	112
Tabla 35 <i>Unidades que conforman el proyecto</i>	113
Tabla 36 <i>Indicadores ambientales</i>	114
Tabla 37 <i>Resumen del presupuesto referencial del rediseño de red de alcantarillado..</i>	117
Tabla 38 <i>Resumen del presupuesto referencial de la planta de tratamiento</i>	117

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 <i>Barrio Selva Alegre</i>	2
Figura 2 <i>Población aguas abajo del río Santa Clara</i>	2
Figura 3 <i>Ubicación geográfica del barrio Selva Alegre</i>	6
Figura 4 <i>Área de estudio en el barrio Selva Alegre</i>	7
Figura 5 <i>Cobertura de suelo cantón Rumiñahui</i>	9
Figura 6 <i>Orden del suelo</i>	10
Figura 7 <i>Hidrografía en el cantón Rumiñahui</i>	13
Figura 8 <i>Pozo con diámetro interno menor a 60cm</i>	17
Figura 9 <i>Ubicación del tramo colector</i>	39
Figura 10 <i>Parámetros hidráulicos para sección parcialmente llena</i>	44
Figura 11 <i>Procesos y componentes para depurar los residuos de alcantarillado</i>	60
Figura 12 <i>Corte longitudinal del separador con orificio rectangular con vertedero lateral de excesos</i>	66
Figura 13 <i>Corte transversal del separador con orificio rectangular con vertedero lateral de excesos</i>	67
Figura 14 <i>Vertedero lateral</i>	69
Figura 15 <i>Canal rectangular</i>	72
Figura 16 <i>Vista frontal y lateral de la rejilla</i>	74
Figura 17 <i>Cámara de grasas</i>	77
Figura 18 <i>Componentes de un tanque Imhoff</i>	79
Figura 19 <i>Dimensiones recomendadas para un tanque Imhoff</i>	81
Figura 20 <i>Esquema de sedimentador</i>	83

Figura 21 <i>Cámara de digestión</i>	86
Figura 22 <i>Vista en planta del tanque Imhoff</i>	88
Figura 23 <i>Esquema general de un filtro percolador de flujo ascendente</i>	96
Figura 24 <i>Tanque purificador</i>	101
Figura 25 <i>Área de estudio</i>	104
Figura 27 <i>Mapa del Ecuador, zona sísmica, valor del factor z</i>	110
Figura 28 <i>Grupos de ocupación</i>	111

RESUMEN

Se propone el rediseño del sistema de alcantarillado combinado y diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales para el barrio Selva Alegre, cumpliendo con la normativa establecida, esto con la finalidad de proporcionar una red de alcantarillado segura y confiable para la población, y garantizar una descarga libre de contaminantes al río Santa Clara.

Para el diseño del alcantarillado se realizan cálculos hidráulicos, estudios sociales e hidrológicos con la finalidad de obtener un caudal combinado máximo horario acumulado de $2.99m^3/s$, que es conducido hacia la planta depuradora a través de un colector. Para la planta de tratamiento de aguas residuales se diseñan unidades de pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario, conformada por las siguientes estructuras: separador de caudales, canal de ingreso, cribado mediante rejillas, desarenado-desengrasado, tanque Imhoff y filtro percolador de flujo ascendente. Para el tratamiento de lodos provenientes de las unidades depuradoras se diseñan un lechado de lodos y antes de su descarga final, un tanque purificador. Finalmente, se presenta un presupuesto referencial y planos de la red de alcantarillado y la planta de tratamiento.

Palabras clave:

Sangolquí, barrio Selva Alegre, río Santa Clara, alcantarillado combinado, planta de tratamiento de aguas residuales.

ABSTRACT

The present project proposes the redesign of the combined sewerage system and design of the wastewater treatment plant for the Selva Alegre district, located in the parish of Sangolquí, in compliance with the regulations established, this with the aim of providing a safe and reliable sewerage network for the population, and ensuring a without discharge of contaminants to the Santa Clara River.

For the design of the sewerage system, hydraulic calculations, social studies and hydrological studies are carried out in order to obtain a final accumulated maximum hourly combined flow of $2.99m^3/s$, that is carried to the treatment plant through a collector. For the wastewater treatment plant, pretreatment, primary treatment and secondary treatment units are designed, consisting of the following structures: Flow separator, inlet channel, screen by grating, de-greasing, Imhoff tank and upstream percolator filter. For the treatment of sludge are designed sludge drying tank and before final discharge a disinfection tank.

Also, a benchmark price and plans for the sewerage network and treatment plant are presented.

Keywords:

Sangolquí, Selva Alegre neighborhood, Santa Clara river, combined sewerage, wastewater treatment plant.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 Introducción

El barrio Selva Alegre se encuentra ubicado en la parroquia Sangolquí, cantón Rumiñahui, provincia de Pichincha (Figura 1); delimitado por los barrios: Carlos Gavilanes al sur, El Rancho al norte, San Rafael al oeste y el río Santa Clara al este (Figura 2). Tiene una población aproximada de 4000 habitantes (según Molina. M. presidente del barrio Selva Alegre.). Posee servicios básicos, agua potable, alcantarillado, energía eléctrica, distribución de gas doméstico, telefonía y recolección de basura. También, el barrio es conocido por ser un paradero gastronómico. Respecto al alcantarillado, la mayor parte de las casas disponen de este servicio, en tanto que, en las orillas colindantes al río Santa Clara, aproximadamente un 20% de todo el barrio no cuentan con este (GADMUR, 2019).

Figura 1

Barrio Selva Alegre



Elaborado por: Los autores a través de Google Earth 2019.

Figura 2

Población aguas abajo del río Santa Clara



Elaborado por: Los autores a través de Google Earth 2019.

En la actualidad, el barrio Selva Alegre cuenta con una red de alcantarillado que ha cumplido su vida útil. Las altas precipitaciones en el sector, la alta tasa de crecimiento poblacional, una superficie prácticamente impermeable y una escasa pendiente, hace que el actual sistema se encuentre en estado deficiente y sea muy propenso a inundaciones. Por este motivo, se considera que es necesario un rediseño de la red de alcantarillado.

Con el diseño de una nueva red de alcantarillado, considerando datos actuales, se puede implantar un diseño robusto, con ampliaciones que evite inundaciones, infiltraciones y satisfaga el crecimiento poblacional en años venideros.

La implementación de un tratamiento de aguas residuales, tiene justificación en conformidad con la Ley de Gestión Ambiental y el Reglamento a la Ley de Gestión Ambiental para la Prevención y Control de la Contaminación Ambiental, las mismas que dan como prioridad el impulso de proteger el medio ambiente y los recursos naturales, especialmente los ríos que son contaminados por los residuos sanitarios (Ministerio del Ambiente, 2017). El reglamento menciona que cada municipalidad será responsable de dar soluciones a los problemas de contaminación del agua, ocasionados por el abastecimiento, uso y deterioro de la calidad del agua; para lo cual, deberán realizar los respectivos planes maestros de intercepción y tratamiento de las descargas.

Con el diseño de la planta de tratamiento, se podrían reducir los niveles de contaminación de las aguas residuales originadas por la gran actividad comercial que se realiza en el barrio, ayudando de esta manera a proteger el medio ambiente y mejorar la calidad de vida de los pobladores, así como los habitantes de los sectores que se encuentran aguas abajo.

Además, con la implementación de una planta de tratamiento, se dará solución a los problemas de contaminación ambiental y servirá de iniciativa para los demás barrios.

1.2 Objetivos y alcance

1.2.1 Objetivo general

Rediseñar la red de alcantarillado combinado y diseñar una planta de tratamiento de aguas residuales en el barrio Selva Alegre.

1.2.2 Objetivos específicos

- Recopilar información técnica y socioeconómica del área de estudio.
- Evaluar el sistema de alcantarillado existente.
- Rediseñar la red de alcantarillado combinado.
- Diseñar la planta de tratamiento de aguas residuales.
- Realizar el estudio del impacto ambiental.
- Determinar el presupuesto.

1.2.3 Alcance

Los beneficiarios directos de este proyecto, son aproximadamente 4000 habitantes del barrio Selva Alegre e indirectamente las poblaciones que se encuentran aguas abajo del río Santa Clara, como la de Sangolquí y la Armenia.

1.3 Antecedentes

La red de alcantarillado del barrio Selva Alegre, lleva funcionando más de treinta años, por lo que se estima que cumplió su vida útil. Las recientes inundaciones son prueba de ello. El estudio de vulnerabilidad del cantón Rumiñahui realizado en el 2012, menciona que la mayoría de estas inundaciones, se producen debido al exceso de agua de escorrentía proveniente de fuertes lluvias. Además, la escasa pendiente del terreno y el cambio de permeabilidad del suelo en los últimos años, son los que provocan el colapso en el sistema de alcantarillado (Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, 2012). Si se suma a esto el crecimiento acelerado de la tasa poblacional del

3.15% anual en Sangolquí, (INEC, 2010) hace que el actual sistema de alcantarillado, sea muy vulnerable a inundaciones.

Otro de los problemas que existe, es la falta de tratamiento de sus aguas residuales, debido a que estas descargan directamente en el río Santa Clara. La alta actividad comercial que se genera, intensifica la descarga de cuerpos extraños al río, originando su contaminación y generando problemas de salubridad, como la propagación de roedores y mal olor. La contaminación del río no es un problema local, ya que sus aguas son arrastradas hacia aguas abajo, atravesando Sangolquí para luego unirse con el río San Pedro, afectando poblaciones como Sangolquí y la Armenia.

El río Santa Clara, es contaminado por los desechos de las diferentes poblaciones por donde atraviesa, sin embargo, la implementación de una planta de tratamiento en el barrio Selva Alegre, además de disminuir la contaminación en el río, será un incentivo de concienciación ambiental para los demás barrios.

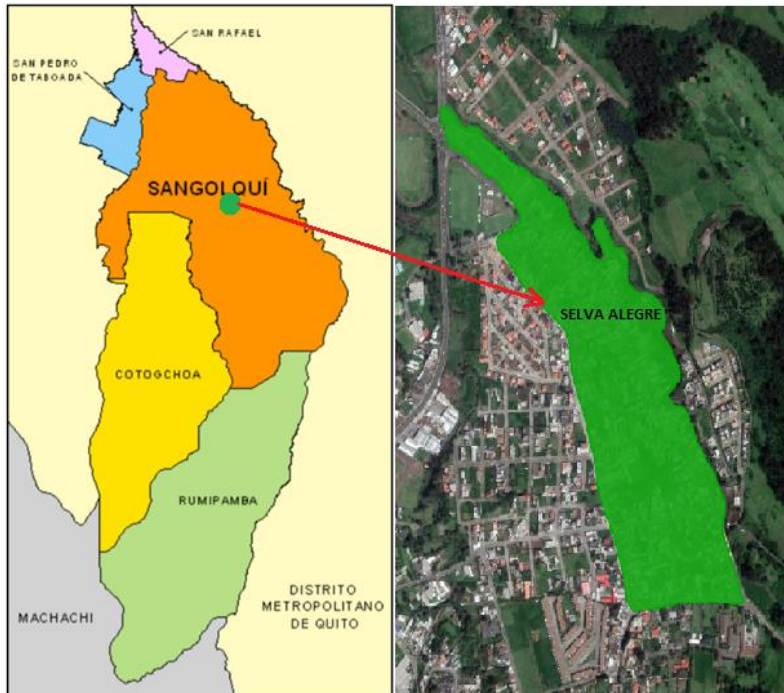
1.4 Línea base

1.4.1 Ubicación geográfica

El barrio Selva Alegre se encuentra ubicado al sur-este de la parroquia de Sangolquí (ver Figura 3), cantón Rumiñahui, provincia de Pichincha, a 2.94 Km de Sangolquí y 18.98 Km de la ciudad de Quito. El área de estudio está entre los 2510 msnm y 2560 msnm.

Figura 3

Ubicación geográfica del barrio Selva Alegre.



Nota: A la izquierda de la figura se muestra el mapa parroquial del cantón Rumiñahui y a la derecha el barrio Selva Alegre correspondiente a la parroquia Sangolquí. Elaborado por: Los autores a través de GADMUR,(2019), Google Earth 2019.

1.4.2 Coordenadas

1.4.2.1 Coordenadas geográficas

Latitud: 0°20'48.38"S

Longitud: 78°25'45.78"O

LÍMITES

Al Norte: barrio El Rancho.

Al Sur: barrio Carlos Gavilanes.

Al Este: río Santa Clara.

Al Oeste: barrio San Rafael.

1.4.3 Área de estudio

El área, está determinada respecto a la zona de servicio de alcantarillado, conformada por manzanas de geometría irregular, que en su mayoría poseen aceras y bordillos con calzadas de adoquín, dicha área, ha sido delimitada tomando como referencia planos bases proporcionados por la dirección de agua potable y alcantarillado del Gobierno Autónomo Descentralizado del Municipio de Rumiñahui (DAPAC GADMUR), los cuales tienen información actualizada de calles, manzanas urbanizadas y predios (ver Figura 4).

Figura 4

Área de estudio en el barrio Selva Alegre.



Elaborado por: Los autores.

1.4.4 Distribución general del uso del suelo

De la superficie total del cantón Rumiñahui (13 576.04 ha), el 37.19% del territorio (5 049.46 ha), lo ocupa el sector pecuario, seguido del sector agrícola, con el 0.35 % (47.86 ha). La superficie destinada a conservación y protección, corresponde al 25.06%, lo que equivale a 3402.17 ha (GADMUR, 2019).

Las tierras con uso agropecuario mixto, también ocupan una superficie considerable (ver Tabla 1). En este grupo, encontramos aquellas que por su estructura no resulta fácil diferenciarlos de otros cultivos, pudiendo estar en asociaciones como: pastos y cultivos, papa, haba, pasto cultivado con presencia de maíz; este uso representa el 1.35 % del total del cantón (GADMUR, 2019).

La superficie cantonal destinada a plantaciones forestales para uso de protección y producción, equivale al 6.96 %, existiendo dos especies forestales: eucalipto y pino. Respecto al uso antrópico dentro del cantón, este constituye el 25.06%, mientras que los cuerpos de agua corresponden al 0.11 % del territorio cantonal (GADMUR, 2019).

Tabla 1

Superficie de cobertura vegetal del cantón Rumiñahui.

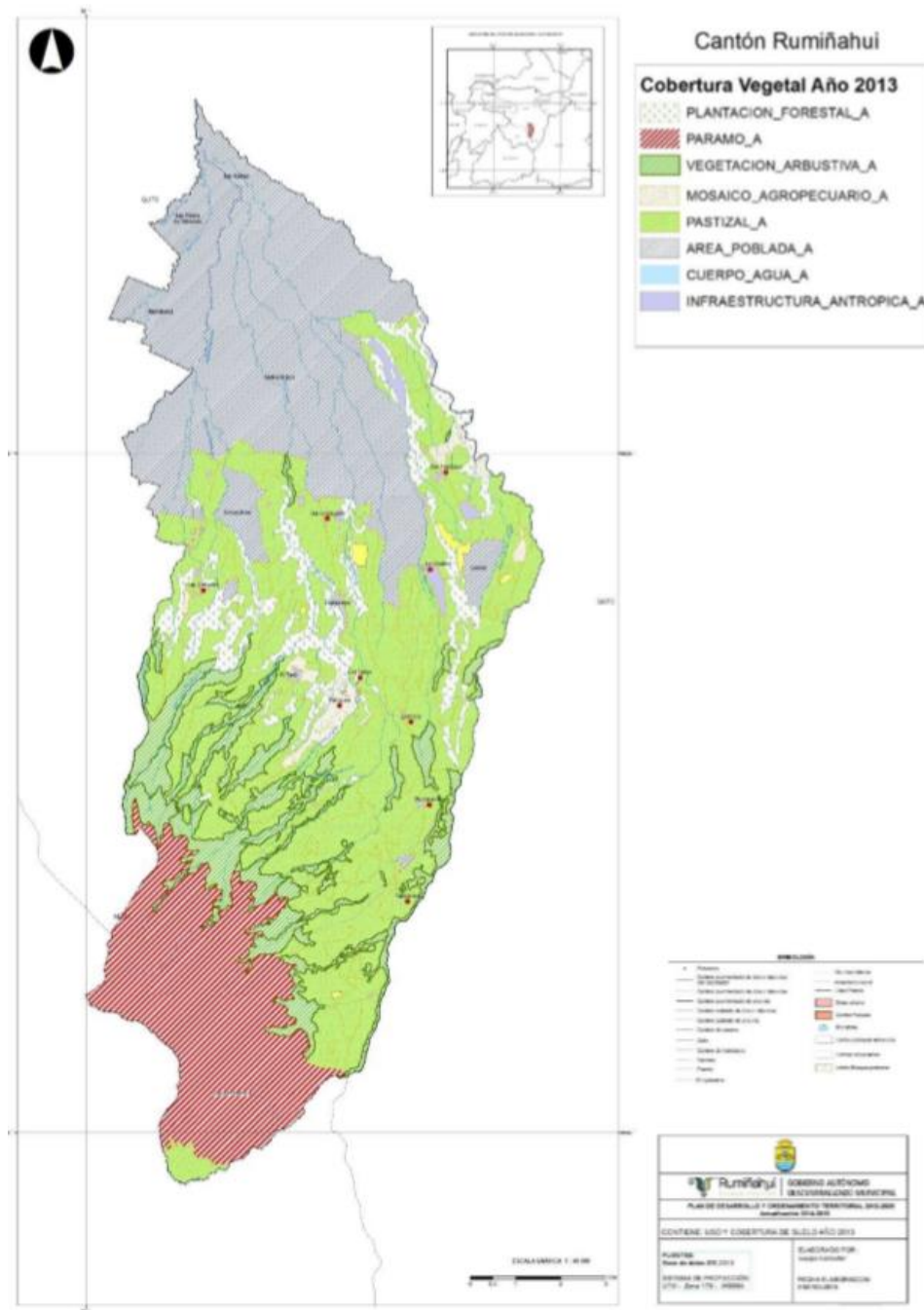
Superficie de Cobertura Vegetal del Cantón Rumiñahui		
Uso	Superficie (ha)	Porcentaje (%)
Agrícola	47.86	0.35
Agropecuario mixto	183.35	1.35
Agua	15.53	0.11
Antrópico	3932.13	28.96
Conservación y protección	3402.17	25.06
Pecuario	5049.46	37.19
Protección o producción	945.54	6.96
Total	13576.04	100

Fuente: GADMUR, (2019).

La parroquia de Sangolquí, así como el barrio Selva Alegre, se encuentran ubicados en la cabecera cantonal, la cual está cubierta por una área poblada, como se representa en la Figura 5.

Figura 5

Cobertura de suelo cantón Rumiñahui



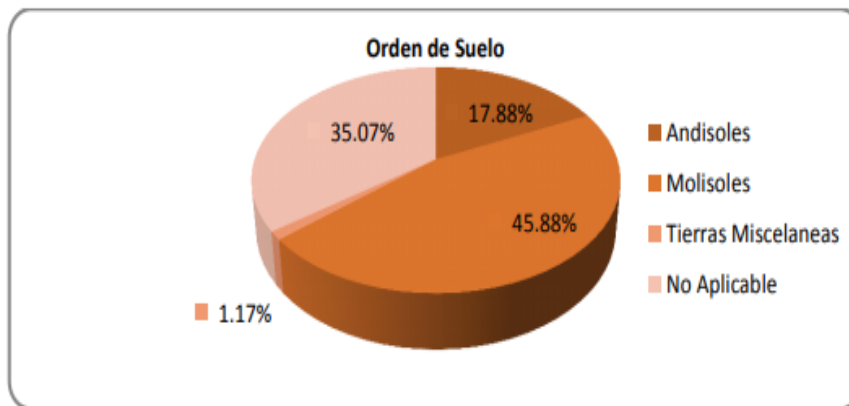
Fuente: GADMUR, (2019).

1.4.5 Tipo de suelo

Como se muestra en la Figura 6, el cantón Rumiñahui posee una diversidad de suelos, urbanizado y otro no intervenido. El suelo que predomina es el Molisoles en un 45.88%, en menor cantidad los suelos Andisoles en un 17.88%; la diferencia lo ocupa el sector urbanizado, bosques protectores en un 35.07% y un 1.17% la ocupan las tierras misceláneas.

Figura 6

Orden del suelo



Fuente: GADMUR, (2019).

El cantón Rumiñahui se encuentra ubicado en los valles de los Chillos, sus suelos están formados por depósitos volcánicos, relacionados a la formación de Cangagua y Chiche. Al estar rodeado de los volcanes Pasochoa y Sincholagua, estos han depositado suelos arenosos y franco arenosos en una gran superficie del cantón. En la parte central, donde posee poco relieve, predomina formaciones de Cangagua y Chiche de origen erosivo tectónico volcánico, y depósitos de Sinchilagua correspondiente a los Molisoles. En las zonas más altas, ubicadas al sur del cantón, su paisaje muestra unidades morfológicas de origen volcánico como: flujos de lava, flancos del volcán y vertiente de flujo de lava, correspondiente a los Andisoles (GADMUR, 2019).

1.4.6 Topografía y relieve

El cantón, en general, posee en una topografía llana y otra montañosa, esto principalmente por estar ubicada en las faldas del Sinchilagua y Pasochoa, en la parte baja predomina el llano, con pequeñas ondulaciones y presencia de quebradas.

1.5 Aspectos naturales.

1.5.1 Características climáticas

Rumiñahui se encuentra en la zona subtropical de tierras altas, con una temperatura que en el día oscila entre los 16 a 23 °C y en las noches baja hasta los 8 °C. La precipitación media anual es de 1000 mm (ver Tabla 2) siendo los meses más secos en junio, julio y agosto. Cabe mencionar, que los meses de mayor precipitación son abril y octubre, mientras que los más húmedos son septiembre y mayo; inclusive, en los meses de menor precipitación llueve considerablemente, lo que origina que el paisaje del cantón sea en su totalidad muy verde (GADMUR, 2019).

Tabla 2

Factores climáticos tanto del área urbana como del área rural del cantón

Áreas	Temperatura (°C)	Precipitación (mm)	Humedad (%)	Vientos (dirección)	Nubosidad (cielo cubierto)	Heliofanía (horas sol)
Urbana (Sangolquí)	15.45	1000	73.5	SE	5.4	171.6
Rural (Rumipamba, Cotogcocha)	11.6	1421	81	SE	6	sin dato

Fuente: (GADMUR, 2019)

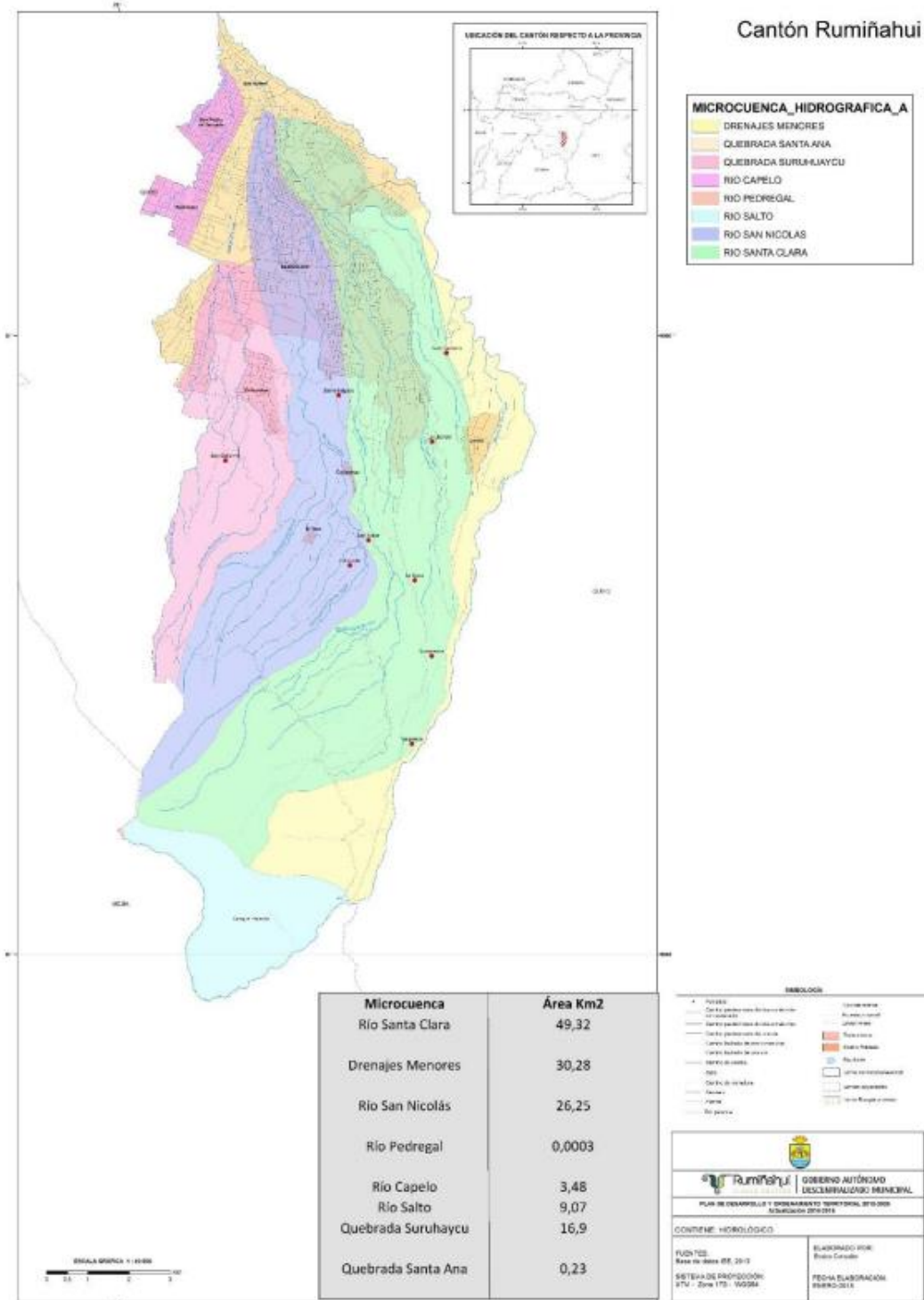
1.5.2 Recursos hídricos

Respecto a los recursos hídricos naturales (ver Figura 7), el cantón aporta al sistema hídrico del río Esmeraldas, subcuenca del río Guayllabamba, conformada por: río Santa Clara, San Nicolás, Capelo, el Salto y las quebradas Suruhaycu, Santa Ana y drenajes menores (GADMUR, 2019).

En la Tabla 3, se exponen las áreas de microcuencas de ríos, quebradas y drenajes menores que se encuentran dentro del cantón.

Figura 7

Hidrografía en el cantón Rumiñahui



Fuente: (GADMUR, 2019)

Tabla 3

División hidrográfica cantón Rumiñahui.

División hidrográfica cantón Rumiñahui	
Microcuenca	Área (Km2)
Río Santa Clara	49.32
Drenajes menores	30.28
Río San Nicolás	26.25
Río Pedregal	0.0003
Río Capelo	3.48
Río Salto	9.07
Quebrada Suruhaycu	16.9
Quebrada Santa Ana	0.23

Nota. Fuente: GADMUR, (2019).

1.6 Evaluación del sistema de alcantarillado existente

Para evaluar el sistema existente, se ejecutó un levantamiento catastral, los días 8, 9, 10 y 13 de enero del 2020, bajo la supervisión del ingeniero Nelson Pedraza (analista del Departamento de Agua Potable y Alcantarillado).

La información en campo se tomó mediante un registro escrito y fotográfico (ver Anexo A). El proceso de apertura de tapas de pozos de revisión como sumideros, se realizó con el manejo de herramienta menor. En los pozos se verificó información como: estado de las tapas, paredes, zócalo, fondo, escaleras y dimensiones de los mismos. En cuanto a la tubería: diámetros, profundidades de entrada y salida, tipo de material, dirección de flujo, anomalías de conexión, entre otros. Se realizó un plano catastral en donde se identifica claramente, la dirección de flujo en los conductos, ubicación de pozos y sumideros con su respectiva numeración (ver plano 01).

1.6.1 Evaluación de conductos

Al tratarse de una red antigua, gran parte de los conductos son de hormigón simple (HS) y pocos de policloruro de vinilo (PVC) (ver Anexo B). Las tuberías de sumideros, en su totalidad son de hormigón simple con un diámetro de 200 mm. En la Tabla 4, se muestra la clasificación de los tramos de tubería, respecto al tipo de material y sus porcentajes en relación al número total de tramos.

Tabla 4

Porcentaje del tipo de material respecto al número de tramos

Tipo De Material	N° Tramos	%
Hormigón simple (HS)	57	79%
Policloruro de vinilo (PVC)	9	13%
Material no identificado (NI)	5	7%
Dos materiales en un tramo (PVC-HS)	1	1%
Total tramos	72	

Nota: Los tramos de tubería con su respectivo material se encuentran identificados en el plano 01. Elaborado por: Los autores.

En cuanto al diámetro de tubería, el DAPAC indica que, el mínimo a emplear en sistemas de alcantarillado combinado será de 300 mm, sin embargo, en el sistema actual existen ciertos tramos con diámetros menores al recomendado (ver Tabla 5).

Tabla 5

Tramos de tubería con diámetros menores a 300 mm

Diámetros menores a 300mm		
Tramo	Diámetro (mm)	Calle
9 al 8	200	Pasaje 12
8 al 69	200	Pasaje 12
12 al 13	200	Juan Salinas
68 al 53	200	Juan Larrea
40 al 13	200	Mariano Ortega
40 al 39	200	Mariano Ortega
34 al 33	200	Pasaje 08

Nota: En el plano 01 se puede identificar los tramos con diámetros menores a 300mm.

Elaborado por: Los autores.

1.6.2 Evaluación de pozos de revisión

Los pozos del sistema actual, se encuentran en estado regular-malo, a excepción de los ubicados en la calle Francisco Guarderas y algunos pasajes (ver Anexo C y plano 01). En la Tabla 6, se presenta un resumen del estado de conservación, de la inspección realizada se obtiene que el 60% del sistema actual se encuentra en mal estado.

Tabla 6

Número total de pozos en estado bueno y regular-malo

Estado de conservación	Nº	%
Bueno	28	40%
Regular-malo	42	60%
Total	70	

Elaborado por: Los autores.

Los pozos N-6, N-14, N-21, N-22, N-67, N-68 y N-69 se encuentran tapados por la calzada, por lo que no es posible determinar su estado, al estar tapados y ubicados en un sector donde el

sistema se encuentra deteriorado, por lo que se infiere que también se encuentran en mala condición.

Como es evidente, el material que predomina en el sistema es hormigón simple, además, al tener el 60% del sistema en mal estado, se tiene una clara idea de la ineficiencia del sistema actual por el deterioro del material (hormigón simple).

La norma CPE INEN 05, (1992), señala que la abertura superior de los pozos será como mínimo 0.6 m. Las tapas de los pozos de revisión tienen un diámetro de 0.6 m y son de hierro fundido, sin embargo, algunos de los pozos en estado regular-malo, al no tener una estructura de hormigón, se encuentran deformados en la parte superior (ver Figura 8), reduciendo su diámetro considerablemente y dificultando la inspección y mantenimiento de estos.

Figura 8

Pozo con diámetro interno menor a 60cm



Elaborado por: Los autores.

En la Tabla 7, se muestran los pozos con abertura superior menor a 0.6 m.

Tabla 7

Pozos con diámetros menores a 0.6 m

N° Pozo	23	26	33	34	40	54	55	56	57	58	63	62	64	65	66
Diámetro (cm)	45	40	50	54	52	52	52	52	52	53	56	42	40	51	42

Elaborado por: Los autores.

Como regla general, los afluentes que ingresan directamente a los pozos de revisión, son únicamente caudales de sumideros y aportaciones de caudales sanitarios de los pozos anteriores. Por temas de mantenimiento, no es recomendable conectar acometidas domiciliarias directamente a un pozo, y si por casos extremos se lo hace, estos se los debe conectar al pie del pozo. A

continuación, se listan los pozos a los que directamente se conectan acometidas domiciliarias (Tabla 8).

Tabla 8

Acometidas que se conectan a pozos

Nº Pozos	Acometidas domiciliarias
1	jardín, hacienda, iglesia
11	lote 58
12	lote 09
13	lote 20
16	lote 41
25	Pasaje 10
33	lote 56
34	lote 36
35	lote 52
40	lote 43
42	lote 48
9	lote 5
45	lote 38
49	lote 82
53	lote 1
51	lote 84
60	lote 58
63	condominios
64	lote 1
65	lote 22, lote 43

Nota. La ubicación de pozos y acometidas se muestra en el plano catastral (plano 01)

Elaborado por: Los autores.

1.6.3 Evaluación de sumideros

El estado de sumideros varía de bueno a regular-malo, definiendo como bueno a los sumideros que se encuentran con rejillas y tienen paredes de un solo material (hormigón) y sin fisuras, y como regular-malo a los sumideros que no poseen rejillas de protección y las paredes se encuentran erosionadas o fisuradas. Se puede distinguir dos geometrías de los pozos de sumidero, una circular y otra rectangular, aunque todos cuentan con rejilla. Algunas de estas se encuentran empotradas y otras sin cadena de seguridad (ver Anexo D). Ciertos pozos no son de un solo material, pues estos son de adoquín en la parte superior. Se observa que los sumideros N°16, N°17, N°37 y N°39, se encuentran con sedimento o basura, lo que podría afectar el correcto funcionamiento de estos, además el sumidero N°11 ubicado en la calle Juan Salinas, se encuentra a desnivel con la calzada, esto provoca que los vehículos que circulan en la zona, tengan que realizar maniobras bruscas para evitarlo. En el sumidero N°20 se conecta una bajante del lote 01 y por el sumidero N°51 atraviesan dos mangueras negras de 1/2 pulgada.

CAPÍTULO II

BASES DE DISEÑO

2.1 Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño son proporcionados por instituciones autorizadas. La Dirección de Agua Potable y Alcantarillado del GAD Rumiñahui (DAPAC) tiene su propio método, el mismo hace referencia a lo establecido por la Empresa Metropolitana de Alcantarillado y Agua Potable de Quito (EMAAP-Q). Para el diseño de la planta de tratamiento, se aplicará la norma CPE INEN 5, el “Texto Unificado de Legislación Secundaria de Medio Ambiente 2017 (TULSMA)” y bibliografía técnica.

2.2 Periodo de diseño

El periodo de diseño establecido, debe ser menor a la vida útil de la red de alcantarillado y no debe existir saturación de la misma en el tiempo establecido, dicho esto la EMAAP-Q menciona que, para la evacuación de aguas residuales y pluviales en zonas urbanas, el periodo de diseño recomendable es de 25 años, de esta manera se podrá satisfacer la demanda tanto poblacional, de caudales, mantenimiento y duración de los materiales, sin la necesidad de ampliaciones.

2.3 Análisis poblacional

El cálculo de la población futura se rige a las normas urbanas, planes de desarrollo y planes de ordenamiento territorial de cada gobierno municipal, el mismo que determinan la ocupación, usos de suelo y las densidades máximas de población, El Plan de Ordenamiento Territorial del GADMUR establece una tasa de crecimiento poblacional para la zona urbana de Sangolquí igual al 24.36% (ver Tabla 9) y una densidad poblacional de 1420 hab/km², los resultados se obtuvo del censo realizado por el INEC en los años (2001-2010). En la actualidad el barrio Selva alegre posee 4000 habitantes según el presidente del barrio.

Tabla 9

Tasa de crecimiento urbano

Tasa de crecimiento poblacional urbana Rumiñahui 2001-2010		
	Variación poblacional	Tasa %
Hombres	8783	11.7
Mujeres	9503	12.66
Total		24.36

Fuente: GADMUR, 2019

El área del proyecto no abarca la totalidad del barrio, por lo que es necesario realizar un análisis poblacional de la zona de estudio, la empresa de Agua Potable y Alcantarillado del GADMUR ha proporcionado el número de medidores de consumo de agua potable y el número aproximado de personas beneficiadas por cada medidor, (ver Tabla 10).

Tabla 10

Análisis poblacional de la zona de proyecto

Análisis poblacional de la zona del proyecto		
Número de medidores	Hab/medidor	Total habitantes
561	4.5	2525

Fuente: Empresa de Agua Potable y Alcantarillado del GADMUR

2.3.1 Población de diseño.

Para la elaboración de un proyecto de alcantarillado es necesario conocer ciertos datos como: la población actual, la población futura, la tasa de crecimiento y el periodo de diseño.

Existen varios métodos para calcular la población, entre los más utilizados están:

- Método aritmético
- Método geométrico

La población actual del proyecto es de 2525 habitantes, con un periodo de diseño de 25 años y una tasa de crecimiento anual de 2.44 % anual.

2.3.2 Método aritmético

La ecuación 1, es aplicable cuando el crecimiento poblacional es constante.

$$Pd = Pa * (1 + r * t) \quad (1)$$

Donde:

Pd: población de diseño (hab.)

Pa: población actual (hab.)

r: tasa de crecimiento (hab./año)

t: periodo de diseño (años)

Al remplazar valores en la ecuación 1 se tiene una población de diseño de 4065 habitantes.

$$Pd = 2525 * (1 + 2.44\% * 25)$$

$$Pd = 4065 \text{ habitantes}$$

La Tabla 11 muestra el crecimiento poblacional que se obtiene al aplicar la ecuación 1, para un periodo de diseño (t) de 1 a 25 años.

Tabla 11

Crecimiento poblacional, método aritmético

Crecimiento poblacional, método aritmético			
Año	Población	Año	Población
2021	2587	2034	3388
2022	2648	2035	3449
2023	2710	2036	3511
2024	2771	2037	3572
2025	2833	2038	3634
2026	2895	2039	3696
2027	2956	2040	3757
2028	3018	2041	3819
2029	3079	2042	3880
2030	3141	2043	3942
2031	3203	2044	4004
2032	3264	2045	4065
2033	3326		

Elaborado por: Los autores.

2.3.3 Método geométrico

Este método supone que la tasa de crecimiento es proporcional a la población, esto significa que el incremento por unidad de tiempo es proporcional a la población para cada lapso de tiempo.

$$Pf = Pa * (1 + r)^n \quad (2)$$

Donde:

Pf: población futura (habitantes).

Pa: población actual (habitantes).

r : tasa de crecimiento geométrico de la población (adimensional).

n: periodo de diseño (años).

Al remplazar valores en la ecuación 2, tenemos una población futura de 4613 habitantes.

$$Pf = 2525 * (1 + 2.44\%)^{25}$$

$$P_f = 4613 \text{ habitantes}$$

La Tabla 12, presenta el crecimiento poblacional calculado al aplicar la ecuación 2, para un periodo de diseño (t) de 1 a 25 años.

Tabla 12

Crecimiento poblacional, método geométrico

Crecimiento poblacional método geométrico			
Año	Población	Año	Población
2021	2587	2034	3539
2022	2650	2035	3625
2023	2714	2036	3713
2024	2781	2037	3804
2025	2848	2038	3897
2026	2918	2039	3992
2027	2989	2040	4089
2028	3062	2041	4189
2029	3137	2042	4291
2030	3213	2043	4396
2031	3292	2044	4503
2032	3372	2045	4613
2033	3454		

Elaborado por: Los autores.

El barrio Selva Alegre es una zona turística, por lo que se prevé el crecimiento acelerado debido a su gran dinamismo.

Por lo expuesto anteriormente, se asume un valor de población futura igual al calculado por el método geométrico (4613 habitantes).

2.4 Caudales de diseño

El caudal de diseño para la red de alcantarillado combinado, tendrá aportaciones tanto residuales como pluviales, las mismas que se usarán para el dimensionamiento de la tubería, en el periodo de diseño establecido.

2.4.1 Caudal de aguas residuales

El caudal de aguas residuales descargado a la red de alcantarillado está conformado por:

- Caudal doméstico.
- Caudales especiales: industriales, comerciales, institucionales.
- Caudal por infiltración.
- Caudal por conexiones erradas.

Al considerar una aportación de caudal residual relativamente pequeño a comparación del caudal pluvial, la EMAAP (2009), recomienda un caudal mínimo de circulación de 1.5 lt/seg para flujos simultáneos en instalaciones domiciliarias, el cual, garantizará el cumplimiento de velocidades mínimas para una escasa pendiente.

2.4.2 Caudal doméstico

El caudal medio doméstico, es la cantidad de agua potable que cada persona necesita para satisfacer sus necesidades, como indica la ecuación 3, este caudal se consigue, al multiplicar la población futura por la dotación. Para el cálculo del caudal doméstico, se considera que, no toda el agua consumida es descargada a la red de alcantarillado, como se muestra en la ecuación 4.

Para la evaluación y descarga del agua residual a una red de alcantarillado es necesario considerar un efecto de simultaneidad de consumo doméstico (ver ecuación 5).

$$Q_{med} = \frac{P * D}{86400} \quad (3)$$

$$Q_{dom} = \frac{P * D * K}{86400} \quad (4)$$

$$Q_{MH} = \frac{P * D * K}{86400} * M \quad (5)$$

Donde:

Qmed: caudal medio diario (lt/s)

Qdom: caudal doméstico de aguas servidas (lt/s)

P: población aportante (habitantes)

D: consumo per-cápita de agua potable (lt/hab*día)

K: coeficiente de retorno de aguas residuales (adimensional)

QMH: caudal máximo horario (lt/s)

M: coeficiente de simultaneidad o mayoración de caudales (adimensional)

2.4.2.1 Dotación

Respecto a la demanda de agua que el ser humano necesita para cubrir sus necesidades, la CPE INEN 05 (1992), establece una dotación media futura (ver Tabla 13), que toma en consideración: la población futura a servir, el clima, el consumo de agua potable para industria, volumen contra incendios, riegos y jardines, limpieza de alcantarillado, etc.

Tabla 13

Dotación media futura

Población (habitantes)	Clima	Dotación Media Futura (lt/hab/día)
Hasta 5000	Frío	120-150
	Templado	130-160
	Cálido	170-200
5000 a 50000	Frío	180-200
	Templado	190-220
	Cálido	200-230
Más de 50000	Frío	200
	Templado	220
	Cálido	230

Fuente: CPE INEN 05, 1992.

Tomando en cuenta la población de diseño y el clima de Selva Alegre (templado) el CPE INEN 05 recomienda una dotación de 160 lt/hab/día, sin embargo, las especificaciones de las bases de diseño y las recomendaciones del DAPAC de Rumiñahui ha establecido una dotación mínima para sistemas de agua potable de 220 lt/hab/día, permitiendo un margen adecuado para futuras ampliaciones del proyecto, por lo que se toma este valor como referente para cálculos posteriores.

2.4.2.2 Coeficiente de retorno (k)

Solo un porcentaje del total del consumo de agua potable se convierte en aguas servidas, al no tener una información existente en el sector acerca de este coeficiente, la EMAAP-Q (2009), establece un rango que puede ser usado como guía para determinar que fracción es devuelta a la red de alcantarillado (ver Tabla 14).

Tabla 14

Coefficientes de retorno

Coeficiente de retorno de aguas servidas domésticas	
Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de retorno
Bajo y medio	0.7-0.8
Medio alto y alto	0.8-0.85

Fuente: EMAAP-Q, (2009).

Para el diseño se adopta un sistema de complejidad bajo y medio con un coeficiente de retorno igual a 0.8.

2.4.2.3 Coeficiente de simultaneidad o mayoración (M)

La base para determinar el caudal de diseño de un sistema de recolección es el caudal máximo horario (ecuación 6), este caudal se establece a partir del caudal medio diario, mediante el factor de mayoración de caudales (M).

$$Q_{MH} = M * Q_{md} \quad (6)$$

Donde:

Q_{MH} : caudal máximo horario (lt/s)

M: coeficiente de mayoración (adimensional)

Q_{md} : caudal medio diario (lt/s)

El coeficiente de mayoración (M), relaciona el caudal máximo instantáneo y el caudal medio diario, este coeficiente permite determinar las variaciones mínimas y máximas que puede afectar al caudal medio diario, la afectación de este coeficiente, disminuye cuando mayor es el volumen de residuo es decir cuanto mayor sea su población.

Para definir el factor de mayoración (M), se hace uso de las relaciones aproximadas de Harmon (ecuación 7) y Babbit (ecuación 8), válidas para poblaciones de 1000 a 100000 habitantes.

$$M = 1 + \frac{14}{(4 + P^{0.5})} \quad \text{Harmon} \quad (7)$$

$$M = \frac{5}{P^{0.2}} \quad \text{Babbit} \quad (8)$$

Donde:

M: factor de mayoración (adimensional)

P: población futura (habitantes)

$$M = 1 + \frac{14}{(4 + 4613^{0.5})} = 1.19 \quad (\text{Harmon})$$

$$M = \frac{5}{P^{0.2}} = 0.93 \quad (\text{Babbit})$$

Como resultado se tiene un coeficiente de mayoración de 1.19 con la ecuación de Harmon y 0.93 con la ecuación de Babbit.

La EMAAP-Q (2009), menciona que, en general el valor del coeficiente de mayoración debe ser mayor o igual a 1.5, al tener valores calculados inferiores al recomendado, se ha tomado el de 1.5.

2.4.3 Caudal de infiltración

El barrio Selva Alegre al encontrarse en la parte baja del valle, rodeada de montañas y ríos es propenso a que su suelo se sature, lo que puede ocasionar infiltración en las tuberías que no han sido correctamente unidas, esta infiltración dependerá del nivel de complejidad de la red y la capacidad de filtración del suelo, como se presenta en la Tabla 15.

Tabla 15

Caudal de infiltración

Nivel de complejidad del sistema	Caudal de infiltración		
	Infiltración alta (lt/s-ha)	Infiltración media (lt/s-ha)	Infiltración baja (lt/s-ha)
Bajo y medio	0.1-0.3	0.1-0.3	0.05-0.2
Medio alto y alto	0.15-0.4	0.1-0.3	0.05-0.2

Fuente: EMAAP-Q (2009).

Se elige un nivel de complejidad bajo y medio con una infiltración media al tener un porcentaje de zonas verdes, por tal razón se toma un valor de 0.1 lt/s-ha del área en estudio (ver ecuación 9).

$$Q_{INF} = 0.1 * \text{área} \quad (9)$$

Donde:

Q_{INF} : caudal de infiltración (lt/s).

área: área tributaria (hectáreas).

Debido a que el diseño es realizado con tubería PVC y juntas elasto-mericas, se considera un caudal de infiltración nulo.

2.5 Caudal pluvial

Para determinar el caudal instantáneo máximo proveniente de precipitaciones se aplica el método racional (ver ecuación 10), es aplicable para drenaje vial y urbano con áreas de aportación de hasta 200 hectáreas asumiendo las siguientes consideraciones:

- La intensidad de la lluvia es la misma en toda el área de drenaje y en todo el tiempo de duración, esto es válido si el área es pequeña y los tiempos de duración de lluvia son muy cortos.
- Asume una escorrentía del suelo totalmente uniforme, es decir que las condiciones del suelo, humedad, tipo de suelo, precipitación, etc., es la mismas en toda el área de drenaje.
- No considera tiempos de retención de la lluvia originado por tuberías, superficies, pozos, etc.
- Asume que el periodo de retorno de la precipitación y el coeficiente de escorrentía son los mismos, esto es verdad si es suelo es impermeable.

$$Q = \frac{C * I * A}{0.36} \quad (10)$$

Dónde:

Q: caudal (l/s).

C: coeficiente de escurrimiento (adimensional).

A: área de drenaje (hectáreas).

I: intensidad de lluvia (mm/hora)

2.5.1 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía determina la aportación neta de flujo, originado por la precipitación en una superficie de suelo. El valor de este coeficiente no es constante para toda el área, depende de variables hidrometeorológicas, características de filtración, morfológicas del suelo, ocupación y usos del suelo.

En la Tabla 16, se presenta los coeficientes de escorrentía recomendados por la EMAAP-Q, 2009 para una área urbana.

Tabla 16

Coefficientes de escorrentía

Coeficientes de escorrentía para un área urbana	
Descripción del área	Coeficiente de escorrentía
Negocios	
Centros	0.70 a 0.95
Barrios	0.50 a 0.75
Residencial	
Unifamiliar	0.30 a 0.60
Multi-unidades, contiguas	0.40 a 0.75
Departamentos	0.60 a 0.85
Industrias	
Livianas	0.50 a 0.80
Pesadas	0.60 a 0.90
Sin mejoras	0.10 a 0.30

Fuente: EMAAP-Q, 2009.

Selva Alegre es una zona en la que predominan viviendas Multi-unidades, contiguas, está cubierta por una superficie de rodadura impermeable (adoquinado), esto implica que el coeficiente de escorrentía se encuentre en un rango de 0.40 a 0.75.

2.5.2 Coeficiente de escorrentía ponderado

En general, las cuencas no son homogéneas en toda su superficie, para tener un valor cercano al real se determina un coeficiente ponderado (ecuación 11), que es igual al coeficiente de escorrentía para cada zona y multiplicarlo por su área de influencia y dividirlo para la superficie total del área a drenar.

$$C_{ponderado} = \frac{\sum(C_i * A_i)}{\sum A_i} \quad (11)$$

Donde:

Ci: coeficiente de esorrentía para cada zona, (adimensional).

Ai: área de cada zona (ha).

2.5.3 Estudio de la zona de drenaje

El barrio Selva Alegre está definido como una zona residencial multifamiliar densa, la mayoría de sus viviendas son de dos pisos y cuentan con un jardín en la parte posterior, al tratarse de un lugar turístico, muchas viviendas funcionan como paraderos de comida típica. Además, se puede evidenciar lo siguiente:

- Las vías de circulación están construidas de adoquín.
- Respecto a los espacios verdes destinados a parques, no se ha encontrado ninguno.
- Respecto a las instituciones, la escuela Gonzales Artiga tiene un espacio verde destinado a la recreación (cancha deportiva).

En la Tabla 17, se muestran los coeficientes de esorrentía máximos y mínimos de acuerdo al tipo de área drenada.

Tabla 17*Coefficientes de escorrentía*

Tipo de área drenada	Coefficiente de escorrentía mínimo	Coefficiente de escorrentía máximo
Zona comercial	0.7	0.95
Vecindarios, zonas de edificios, edificaciones densas	0.5	0.7
Zonas residenciales unifamiliares	0.3	0.5
Zonas residenciales multifamiliares espaciadas	0.4	0.6
Zonas residenciales multifamiliares densas	0.6	0.75
Zonas residenciales semiurbana	0.25	0.4
Zonas industriales espaciadas	0.5	0.8
Zonas industriales densas	0.6	0.9
Parques	0.1	0.25
Zonas deportivas	0.2	0.35
Estaciones e infraestructura vías de ferrocarril	0.2	0.4
Zonas suburbanas	0.1	0.3
Calles asfaltadas	0.7	0.95
Calles hormigonadas	0.7	0.95
Calles adoquinadas	0.7	0.85
Aparcamientos	0.75	0.95
Techados	0.75	0.1
Praderas (suelos arenosos con pendientes inferiores al 2%)	0.05	0.1
Praderas (suelos arenosos con pendientes intermedias)	0.1	0.15
Praderas (suelos arenosos con pendientes superiores al 7%)	0.15	0.2
Praderas (suelos arcillosos con pendientes inferiores al 2%)	0.13	0.17
Praderas (suelos arcillosos con pendientes)	0.18	0.22
Praderas (suelos arcillosos con pendientes superiores al 7%)	0.25	0.35

Fuente: Aparicio Mijares (1989).

En la Tabla 18, se presenta los tipos de superficie identificadas en el proyecto, sus áreas y coeficientes de escorrentía correspondientes.

Tabla 18

Tipos de superficie y coeficientes de escorrentía en el área del proyecto

Tipo de superficie	Área m²	C
Calles adoquinadas	27553.9	0.8
Vivienda multifamiliar densa	139413.2	0.65
Cancha deportiva	2211.3	0.2
Área total	169178.4	
COEFICIENTE PONDERADO		0.67

Elaborado por: Los autores.

El área de estudio se puede considerar como residencial de tipo multi-unidades contiguas con calles adoquinadas y asfaltadas, por lo tanto, se aplica la ecuación (11) y se obtiene un coeficiente de escurrimiento de 0.67.

2.5.4 Periodo de retorno (t)

La norma CPE INEN 05, (1992), recomienda para sistema de micro drenaje un periodo de retorno (T) entre 2 y 10 años. Para proyecto de alcantarillado de zonas residenciales la EMAAP-Q, (2009) recomienda usar un periodo de retorno de acuerdo a la Tabla 19, por lo que se adopta un tiempo de 5 años.

Tabla 19*Periodos de retorno para diferentes ocupaciones del área*

Tipo de obra	Tipo de ocupación del área de influencia de la obra	T (años)
Micro drenaje	Residencial	5
Micro drenaje	Comercial	5
Micro drenaje	Área con edificio de servicio publico	5
Micro drenaje	Aeropuertos	10
Micro drenaje	Ares comerciales y vías de transito intenso	10 a 25
Micro drenaje	Áreas comerciales y residenciales	25
Micro drenaje	Áreas de importancia especifica	50 a 100

Fuente: EMAAP-Q (2009).

2.5.5 Tiempo de concentración (T_C)

El tiempo de concentración hace referencia al tiempo que tarda la superficie en saturarse a causa de la precipitación hasta que se produzca escorrentía superficial, más el tiempo que tarda en recorrer una gota de agua del inicio al final de cada pozo consecutivo.

$$T_C = T_e + T_F \quad (12)$$

Donde:

 T_C : tiempo total de concentración (min). T_e : tiempo de entrada (min). T_F : tiempo de recorrido (min).

Para el tiempo de entrada (T_e) se hace uso de la fórmula propuesta por Kirpich (1940) (ver ecuación 13).

$$T_e = 0.0195 \left(\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right) \quad (13)$$

Donde:

 T_e : tiempo inicial de concentración (min).

L: máxima longitud de recorrido (m).

S: pendiente (%).

Para el estudio de alcantarillado los valores obtenidos por la ecuación de Kirpich son muy conservadores, la norma RAS, (2000), establece que, los tiempos de concentración para pozos de cabecera debe oscilar entre un mínimo de 10 minutos, el DAPAC del GADMUR recomienda un tiempo de 12 minutos, el cual ha sido adoptado con el fin de tener caudales pluviales conservadores.

El tiempo de recorrido (T_F), se lo calcula con la ecuación de Manning (ver ecuación 14) que está en función de la distancia recorrida y la velocidad de la partícula.

$$T_F = \frac{1}{60} * \frac{L}{V} \quad (14)$$

Donde:

T_F : tiempo de recorrido (min).

L: longitud del colector (m).

V: velocidad del flujo (m/s).

2.5.6 Intensidad de lluvia

La intensidad de lluvia viene dada por la identificación de un registro de lluvias medias máximas en el sector de estudio, para periodos de retorno definidos y duración de cada evento de precipitación, es decir se trabaja con datos estadísticos de curvas de intensidad-duración y frecuencia (IDF).

Para el cálculo de intensidad de lluvia se utiliza la ecuación presentada en el estudio hidrológico realizado por el Gobierno Autónomo de Rumiñahui.

$$I = \frac{212 * t^{0.123}}{T_c^{0.45}} \quad (15)$$

Donde:

I: intensidad de lluvias en (mm/ hora).

t: periodo de retorno (años).

T_c: tiempo de concentración (min).

2.5.7 Caudal de diseño total

El caudal de diseño está conformado por el caudal máximo instantáneo de aguas servidas, el caudal de infiltración, el caudal de aguas lluvias y el caudal comercial, no se ha tomado en cuenta el caudal industrial, puesto que en el área de estudio no existe.

CAPÍTULO III

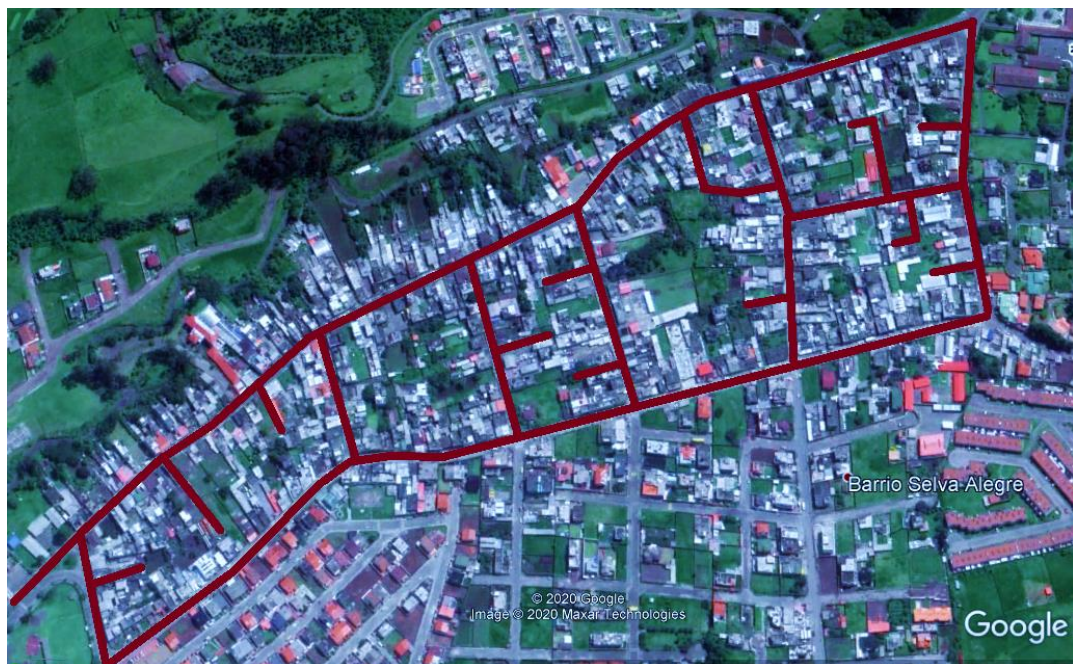
CÁLCULOS Y DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

3.1 Descripción del tramo de colector

La disposición de las tuberías y ubicación de los pozos, se realiza de tal manera que conformen una red que garantice su correcto funcionamiento acorde a la normativa. La identificación de cada tramo tiene como regla general la inclusión de: área de aportación, diámetro de tubería, longitud y pozos de revisión, en la Figura 9 se identifica la ubicación del tramo colector existente en la zona de estudio.

Figura 9

Ubicación del tramo colector



Elaborado por: Los autores a través de Google Earth 2019.

El proyecto consta de 68 tramos de tubería y 69 pozos de revisión, como se muestra en el plano 02, la red posee dos ramales principales, el primer ramal principal se encuentra en la Av. Juan Salinas, el cual inicia la recolección en el pozo N 04 ubicado en la intersección de la Av. Juan

de Salinas y Antonio Checa, colectando también aguas servidas y pluviales de las calles: Antonio Checa, Juan Castelos, Juan Larrea, Paraíso, Ramón Gonzales Artigas, Mariano Ortega, Nicolas Peña y Selva Alegre. El segundo ramal principal se encuentra en la Av. Francisco Guarderas, cuya cabecera es el pozo N 36 y recoge aguas servidas de las calles: Antonio Checa, Juan Larrea, Ramon Gonzales Artigas, Mariano Ortega y Nicolas Peña (ver plano 02).

3.1.1 Áreas de aportación

El área del proyecto se encuentra consolidada, por lo que las áreas de aportación para cada tramo de tubería están definidas por los linderos de cada predio ya construido, como se indica en el plano 03.

En el Anexo E se muestra la identificación de los tramos con los respectivos valores de áreas tributarias.

3.2 Consideraciones de diseño

En consideración a la topografía y a la existencia de viviendas ya consolidadas en el barrio, se ha estimado dos alternativas de diseño para el alcantarillado combinado, con el fin de cubrir la mayor parte de domicilios.

- **Alternativa 1:** Corresponde a un sistema de alcantarillado combinado igual al existente con dos puntos de descarga, la primera descarga está ubicada a la salida del pozo 11 (Pz-11) que se encuentra en la calle Juan Salinas, y la segunda descarga en el pozo 28 (Pz-28) localizado en la intersección de las calles Selva Alegre y Francisco Guarderas (ver plano 01).
- **Alternativa 2:** Consiste en una red de alcantarillado combinado que tiene un solo punto de descarga ubicado en el pozo 23 (Pz-23) que se encuentra en la intersección de las calles Selva Alegre y Francisco Guarderas (ver plano 02).

Las dos alternativas de alcantarillado sanitario antes mencionadas satisfacen las necesidades hidrosanitarias del barrio, sin embargo, la alternativa 1 posee un colector que conecta al pozo 11 y atraviesa subterráneamente edificaciones domiciliarias para luego descargar al río. Llevar a cabo esta alternativa involucraría expropiaciones de viviendas y además la implantación de dos plantas de tratamiento. La alternativa 2 involucra profundizar ciertos tramos para que sea posible descargar al pozo 23 y por consiguiente el diseño de una sola planta de tratamiento.

En consideración a los criterios técnicos, económicos y sociales, la alternativa 2 resulta ser la más viable para el diseño del presente proyecto.

Para el diseño hidráulico se toma en cuenta las siguientes consideraciones:

La velocidad mínima a utilizarse en sistemas combinados será de 0.6 m/s. Se deberá verificar el funcionamiento hidráulico del conducto utilizando el caudal medio diario de aguas servidas, al principio del periodo de diseño, en época seca (es decir, sin el caudal de escorrentía pluvial). Para alcanzar las velocidades de auto limpieza, bajo estas condiciones se puede recurrir a secciones transversales apropiadas (CPE INEN 05, 1992).

Las velocidades máximas admisibles y coeficientes de rugosidad de acuerdo a la CPE INEN 05 (1992), se muestran en la Tabla 20.

Tabla 20

Velocidades máximas a tubo lleno y coeficientes de rugosidad recomendados

Material	Velocidad Máxima m/s	Coefficiente de Rugosidad
Hormigón simple:		
Hasta 60cm de diámetro	4.5	0.013
Con 60cm de diámetro o mayores	6	0.013
Acero	9 o mayor	0.011
PVC	7.5	0.011

Fuente: (EMAAP-Q, 2009).

Los pozos de revisión fueron colocados en todo cambio de dirección y pendiente, las longitudes de separación entre estos cumplen con las requeridas por la CPE INEN 05 (1992), descrita en la Tabla 21.

Tabla 21

Distancia máxima entre pozos de revisión

Distancias máximas entre pozos de revisión	
Diámetro de Tubería (mm)	Distancia entre Pozos (m)
< 350	100
400-800	150
> 800	200

Fuente: CPE INEN 05 (1992).

3.3 Diseño hidráulico del colector combinado

Es importante mencionar que un sistema de alcantarillado debe estar diseñado con una condición normal de flujo parcialmente lleno, con una superficie de agua libre en contacto con la atmósfera. Se considera también que el escurrimiento es uniforme, es decir, la velocidad media que pasa por una determinada sección, es la misma en cualquier instante.

Para el diseño es importante determinar parámetros hidráulicos como caudal, velocidad, profundidad hidráulica y radio hidráulico, tanto para sección llena como para parcialmente llena (ver Anexo F).

3.4 Dimensionamiento de la sección y profundidad de los conductos

3.4.1 Dimensionamiento de la sección

3.4.1.1 Flujo en tuberías a sección llena

- CAUDAL

El caudal se determina mediante la siguiente ecuación (16):

$$Q = A * V \quad (16)$$

Donde:

Q: caudal (m^3/s).

A: área transversal (m^2).

V: velocidad de flujo (m/s).

- VELOCIDAD

Para calcular la velocidad se usa la ecuación de Manning (ecuación 17):

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{2/3} * I^{1/2} \quad (17)$$

Donde:

V: velocidad de flujo (m/s).

n: coeficiente de rugosidad de Manning (adimensional).

Rh: radio hidráulico (m).

I: gradiente hidráulica (m/m).

Los coeficientes de rugosidad de Manning correspondientes a cada material, se muestran en la Tabla 20.

- RADIO HIDRÁULICO

El radio hidráulico para flujo a sección llena es:

$$Rh = \frac{D}{4} \quad (18)$$

Donde

Rh: radio hidráulico (m).

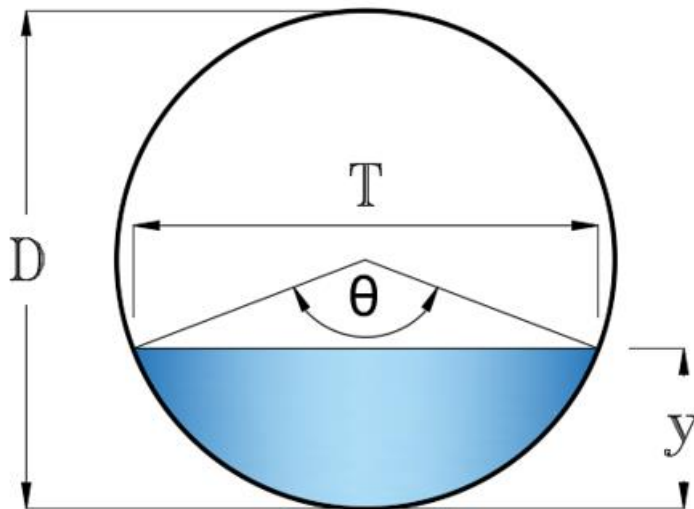
D: diámetro de la sección de tubería (m).

3.4.1.2 Flujo en tuberías a sección parcialmente llena

Los parámetros hidráulicos para sección circular parcialmente llena (ver Figura 10) se determinan mediante las siguientes fórmulas (ver ecuaciones 19 -24):

Figura 10

Parámetros hidráulicos para sección parcialmente llena



Elaborado por: Los autores.

Donde:

θ: ángulo que forma el centro de la circunferencia con las aristas de la superficie de flujo.

D: diámetro interno de la tubería.

y: profundidad hidráulica.

T: ancho superficial.

Ángulo (θ)

$$\theta = 2\arccos\left(1 - \frac{2y}{D}\right) \quad (19)$$

Perímetro mojado (P)

$$P = \frac{1}{2}\theta D \quad (20)$$

Área mojada (A)

$$\frac{D^2}{8}(\theta - \sin\theta) \quad (21)$$

Radio Hidráulico (R)

$$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right)D \quad (22)$$

Ancho superficial (T)

$$T = \left(\sin\frac{\theta}{2}\right)D \quad (23)$$

Profundidad Hidráulica (y)

$$y = \frac{D}{2}\left(1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)\right) \quad (24)$$

A fin de determinar el valor de la profundidad hidráulica (y), se calcula el valor K mediante la ecuación (19), la cual es llevada a términos de caudal como se muestra en la ecuación(25).

$$K = \frac{Q * n}{j^{\frac{1}{2}} * D^{\frac{8}{3}}} \quad (25)$$

Una vez determinado el factor K, se establece la relación entre la profundidad hidráulica y el diámetro (y/D) por medio del Anexo G, al igualar dicho valor con la relación y/D y reemplazando el diámetro adoptado, se tiene la altura hidráulica de flujo (y). (Chow, 2004, p. 613).

Los resultados del diseño hidráulico se muestran en la Tabla 22.

Tabla 22

Parámetros obtenidos del cálculo hidráulico

Calle	Tramo		J proyecto (m/m)	Q diseño (lt/s)	Diámetro (m)	V diseño (m/s)
Pasaje 03	Pz 63	Pz 64	1.0	12.30	0.30	1.05
Pasaje 03	Pz 64	Pz 58	2.0	31.96	0.30	1.78
Pasaje 04	Pz 65	Pz 66	1.0	7.07	0.30	0.87
Pasaje 04	Pz 66	Pz 42	2.8	43.09	0.30	2.19
Pasaje 02	Pz 57	Pz 2	6.1	22.17	0.30	2.30
Paraíso	Pz 47	Pz 48	1.9	19.20	0.30	1.49
Paraíso	Pz 48	Pz 49	2.6	44.40	0.30	2.13
Paraíso	Pz 49	Pz 50	4.5	69.17	0.30	2.93
Paraíso	Pz 50	Pz 7	10.6	81.69	0.30	4.16
Ramón Gonzáles	Pz 52	Pz 31	3.6	71.53	0.30	2.74
Ramón Gonzáles	Pz 52	Pz 79	1.0	153.14	0.40	2.06
Ramón Gonzáles	Pz 79	Pz 11	4.8	187.61	0.40	3.86
Pasaje 06	Pz 68	Pz 54	1.0	20.36	0.30	1.21
Mariano Ortega	Pz 53	Pz 54	3.9	91.78	0.30	3.03
Mariano Ortega	Pz 54	Pz 30	4.4	128.97	0.30	3.43
Nicolás Peña	Pz 55	Pz 27	5.1	42.09	0.30	2.68
Pasaje 07	Pz 67	Pz 53	1.0	22.02	0.30	1.23
Mariano Ortega	Pz 53	Pz 14	5.0	77.42	0.40	3.07
Pasaje 08	Pz 71	Pz 55	3.8	27.22	0.30	2.10
Nicolas Peña	Pz 55	Pz 16	4.9	54.27	0.30	2.84
Pasaje 09	Pz 69	Pz 17	5.6	17.05	0.30	2.14
Pasaje 10	Pz 81	Pz 82	1.0	22.63	0.30	1.25
Pasaje 10	Pz 82	Pz 19	1.0	36.13	0.30	1.42
Pasaje 11	Pz 70	Pz 21	3.7	29.85	0.30	2.13
Pasaje 01	Pz 56	Pz 38	0.7	28.44	0.30	1.18
Pasaje 05	Pz 80	Pz 46	1.0	10.57	0.30	0.97
Juan Larrea	Pz 43	Pz 45	2.9	57.41	0.30	2.39
Juan Larrea	Pz 45	Pz 46	3.9	150.60	0.40	3.40
Juan Larrea	Pz 46	Pz 34	2.3	183.04	0.40	2.93
Antonio Checa	Pz 4	Pz 3	1.0	53.85	0.30	1.59
Antonio Checa	Pz 3	Pz 2	2.3	133.55	0.30	2.70
Antonio checa	Pz 2	Pz 41	1.9	213.37	0.40	2.86
Antonio Checa	Pz 83	Pz 38	2.1	321.16	0.40	3.21
Antonio Checa	Pz 38	Pz 41	1.0	381.04	0.50	2.55
Juan Castelos	Pz 41	Pz 58	1.0	610.43	0.60	2.87
Juan Castelos	Pz 58	Pz 42	1.0	649.80	0.60	2.90
Juan Castelos	Pz 42	Pz 43	1.4	769.61	0.60	3.43

Calle	Tramo		J proyecto (m/m)	Q diseño (lt/s)	Diámetro (m)	V diseño (m/s)
Juan Larrea	Pz 43	Pz 44	1.0	827.94	0.70	3.11
Juan Larrea	Pz 44	Pz 6	4.1	887.76	0.70	5.44
Antonio Checa	Pz 4	Pz 5	4.6	48.21	0.30	2.69
Juan Salinas	Pz 5	Pz 6	3.2	173.49	0.30	3.24
Juan Salinas	Pz 6	Pz 7	1.6	1094.37	0.70	3.99
Juan Salinas	Pz 7	Pz 8	1.0	1175.26	0.80	3.40
Juan Salinas	Pz 8	Pz 9	1.0	1188.74	0.80	3.42
Juan Salinas	Pz 9	Pz 10	1.0	1206.12	0.80	3.42
Juan Salinas	Pz 10	Pz 11	1.0	1249.20	0.80	3.45
Juan Salinas	Pz 11	Pz 13	1.0	1430.52	0.90	3.59
Juan Salinas	Pz 13	Pz 14	1.0	1473.38	0.90	3.63
Juan Salinas	Pz 14	Pz 15	1.0	1561.53	0.90	3.66
Juan Salinas	Pz 15	Pz 16	1.0	1602.48	0.90	3.68
Juan Salinas	Pz 16	Pz 17	1.1	1677.92	0.90	3.86
Juan Salinas	Pz 17	Pz 18	1.1	1728.01	0.90	3.88
Juan Salinas	Pz 18	Pz 19	1.3	1826.62	0.90	4.20
Juan Salinas	Pz 19	Pz 20	1.4	1893.20	0.90	4.35
Selva Alegre	Pz 20	Pz 21	1.3	1888.28	0.90	4.23
Selva Alegre	Pz 21	Pz 23	2.1	1956.60	0.90	5.12
Francisco Guarderas	Pz 36	Pz 35	2.2	100.81	0.50	2.15
Francisco Guarderas	Pz 35	Pz 34	2.5	194.68	0.50	2.67
Francisco Guarderas	Pz 34	Pz 33	5.5	370.61	0.60	4.24
Francisco Guarderas	Pz 33	Pz 32	1.6	445.79	0.60	2.81
Francisco Guarderas	Pz 32	Pz 31	1.8	494.98	0.60	3.06
Francisco Guarderas	Pz 31	Pz 30	1.3	618.37	0.70	2.83
Francisco Guarderas	Pz 30	Pz 29	1.5	762.32	0.70	3.17
Francisco Guarderas	Pz 29	Pz 28	1.8	825.82	0.70	3.43
Francisco Guarderas	Pz 28	Pz 27	2.7	834.61	0.70	4.03
Francisco Guarderas	Pz 27	Pz 26	1.9	884.90	0.80	3.59
Francisco Guarderas	Pz 26	Pz 25	2.0	939.41	0.80	3.73
Francisco Guarderas	Pz 25	Pz 24	1.8	980.15	0.80	3.57

Calle	Tramo		J proyecto (m/m)	Q diseño (lt/s)	Diámetro (m)	V diseño (m/s)
Francisco Guarderas	Pz 24	Pz 23	1.9	1032.03	0.80	3.71

Elaborado por: Los autores.

3.4.2 Profundidad de los conductos

La profundidad de cada uno de los tramos de tubería, tanto aguas arriba como aguas abajo, se determina a través de las cotas de superficie, diámetro y pendiente adoptada.

Los pozos de cabecera tienen una profundidad de 1.2 metros, más el diámetro de la tubería de acuerdo a la CPE INEN 05, 1992.

El pozo número cuatro (Pz 04) ubicado en la Avenida Juan Salinas y Antonio Checa, tiene una profundidad de 1 metro, más el diámetro de la tubería, profundidad que fue recomendada por el DAPAC para evitar profundidades excesivas en tramos que se encuentran aguas abajo, esto en consideración de la escasa pendiente de la superficie del terreno.

3.5 Diseño de estructuras hidráulicas como pozos de salto y pozos de revisión

3.5.1 Pozos de revisión

Son estructuras de hormigón, de forma cilíndrica, que a nivel de la calzada lleva una tapa que generalmente es circular, permiten la ventilación y el acceso a la red de tuberías para su inspección y limpieza.

Los pozos de revisión son tomados de acuerdo a los proporcionados por el DAPAC, los cuales se dividen en 3 tipos (B1, B2, B3), como se muestra en el plano 04. El tipo de pozo a elegir, básicamente está en función del diámetro mayor de la tubería que conecta a cada uno de los pozos.

3.5.2 Pozos de salto

Los pozos de salto son estructuras que sirven para disminuir velocidades excesivas en los conductos. Al tratarse de una superficie de proyecto prácticamente llana, las velocidades en los conductos tienden a la mínima requerida, es por eso que ningún pozo de la red es de este tipo.

3.6 Disposición del caudal de descarga

El caudal sanitario que colecta el pozo final (PZ 23) ubicado en la intersección de las calles Francisco Guarderas y Selva Alegre, es conducido hacia la planta de tratamiento mediante un colector para posteriormente ser descargado en el río Santa Clara (ver plano 01PT). El colector tiene una base de 0.9 m y una altura de 1.0 m, el cálculo de este se muestra en el Anexo H.

CAPÍTULO IV

DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

4.1 Definición de agua residual

Son aquellas aguas que han sido utilizadas ya sea por actividades domésticas, comerciales, industriales o mineras, generalmente estos residuos son transportados por redes de alcantarillado y descargados en cuerpos de agua superficial. Los residuos sanitarios poseen características físicas, químicas y bacteriológicas, que son peligrosas para el ser humano y el medio ambiente, por lo que es necesario depurarlas antes de su descarga.

4.2 Características de las aguas residuales

Para la ejecución de un proyecto es importante conocer la naturaleza de las aguas residuales, esta determinará el tratamiento e infraestructura a implementar, además sus características brindan una perspectiva clara para la gestión de calidad medioambiental. Los estudios para un aprovechamiento poblacional y medio ambiental del agua son los siguientes:

- Físicos
- Químicos
- Biológicos

4.2.1 Características físicas

Las características físicas de interés más relevantes son sólidos totales, sólidos sedimentables, sólidos filtrables, olor, color, turbiedad y pH.

4.2.1.1 Sólidos totales

Los sólidos totales es la materia que se obtiene como residuo después de someter a una muestra de agua a temperaturas de evaporación entre 103 y 105°C (Metcalf & Eddy, 1995, Tomo

I), la masa fija y volátil obtenida es expresada en mg/l. Para su estudio se clasifican en sólidos en suspensión y sólidos disueltos.

4.2.1.2 Sólidos suspendidos totales

Son partículas sólidas cuyo peso específico es similar a la del agua, en consecuencia, permanecen en suspensión al movimiento del líquido, la remoción de estos sólidos es importante ya que acarrear consigo contaminantes y patógenos. Los sólidos en suspensión pueden ser de carácter sedimentable o diluido.

4.2.1.3 Sólidos sedimentables

La determinación de los sólidos sedimentables se realiza mediante un ensayo, introduciendo un litro de muestra en un cono IMHOFF, los sólidos separados en un tiempo de 2 horas se consideran como sólidos sedimentables. (Hernández et al., 2004).

Es importante conocer su concentración en mg/l debido a que su masa es la base para el diseño de infraestructura depuradora en el tratamiento primario.

4.2.1.4 Sólidos disueltos totales

Es la materia orgánica e inorgánica, invisible por secado y no se sedimentan con el tiempo, su intensidad en el agua define características como color, olor y sabor; su remoción se lo realiza mediante procesos físicos y químicos. Para su determinación se filtra una muestra homogénea o bien mezclada, por un filtro estándar de fibra de vidrio; posteriormente, el filtrado se evapora hasta que se seque en una placa seca a peso constante a 180 °C. El aumento del peso de la placa representa los sólidos totales disueltos (Manual de método analítico para determinar parámetros físico químicos, 1992).

4.2.1.5 Olores

El olor, cualquiera que sea este, indica la presencia de sustancias extrañas a diferencia del agua potable que es inodora, habitualmente los olores desprendidos de las aguas residuales indican la presencia de materia orgánica en descomposición y en menor cantidad materia inorgánica que desprende sulfuro de hidrógeno.

4.2.1.6 Temperatura

Las temperaturas de las aguas residuales normalmente tienden a sobrepasar a las que salen del grifo, esto sucede porque se evacuan residuos calientes propios de la actividad doméstica, dependiendo de la ubicación geográfica estas temperaturas bordean los 10°C a 21 °C. Conocer la temperatura es de suma importancia, ya que, sus efectos se ven reflejados en velocidades de reacciones químicas orgánicas e inorgánicas que afectan directamente a la vida acuática.

4.2.1.7 Color

El color del agua residual obedece a la presencia de material suspendido, disuelto, coloidal y sustancias químicas, los procesos abióticos y bioquímicos que descomponen la materia orgánica producen colores característicos, la intensidad de color no permite conocer una estimación del grado de contaminación, su tonalidad va desde un color amarillento, café claro, gris claro y gris oscuro o negro.

4.2.1.8 Turbiedad

La turbiedad indica la facilidad que tiene la luz de atravesar una sustancia líquida, esta resistencia indica la presencia materia coloidal y residual en suspensión.

4.2.1.9 pH.

Un parámetro importante en el agua potable como en la residual es la concentración del ion hidrógeno, ya que, la presencia adecuada de este ion, ayuda al desarrollo normal de la vida acuática por medio de procesos biológicos.

4.2.2 Características químicas

Las aguas servidas están constituidas casi en su totalidad por agua, y una minúscula parte de sólidos disueltos que pueden contener sustancias como metales pesados y sustancias carcinógenas, he ahí la importancia de realizar un análisis químico. A continuación, se mencionan algunos de los componentes y características químicas.

4.2.2.1 Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)

Es la cantidad de oxígeno que los microorganismos consumen durante la degradación de la materia orgánica por medios biológicos, el DBO se utiliza para medir el grado de contaminación y se expresa en miligramos de oxígeno diatómico por litro (mgO_2/l), para el análisis de contaminación normalmente se mide cinco días de reacción a una temperatura de 20°C (DBO5).

4.2.2.2 Demanda química de oxígeno (DQO)

Es la cantidad de oxígeno que se necesita para poder oxidar toda la materia biodegradable, se utiliza también para medir el grado de contaminación del agua, ya que, cuantifica la cantidad de concentración de materia orgánica, se expresa en miligramos de oxígeno por litro ($\text{mg O}_2/\text{l}$). El valor de DQO es más grande en relación al DBO su relación nos indica su carácter biodegradable como se puede ver en la Tabla 23.

Tabla 23

Biodegradabilidad de un agua residual

Criterios de biodegradabilidad según la relación DBO5/DQO	
DBO5/DQO	Carácter
> 0.4	Muy biodegradable
0.4 - 0.2	Biodegradable
< 0.2	No biodegradable

Fuente: Hernández et al., 2004

4.2.2.3 Dureza total

La dureza total se define como la suma de concentración de iones calcio y magnesio, expresados como carbonato de calcio, en mg/L (Aguinaga, 1996).

4.2.2.4 Alcalinidad

Se dice que el agua es alcalina cuando se encuentra la presencia de hidróxidos, carbonatos y bicarbonatos de elementos como el calcio, el magnesio, el sodio, el potasio o el amoníaco. Es importante controlar esta característica ya que su presencia ayuda a regular los cambios del pH producido por la adición de ácidos.

4.2.2.5 Tenso activos

Los tenso activos son contaminantes de carácter sintético que se originan con el uso de detergentes, jabones, champús, gel, etc.

4.2.2.6 Grasas y aceites

Son las grasas y aceites producidas por animales y vegetales, su compuesto químico se basa en ácidos grasos y hidrocarburos de petróleo, se puede distinguir del líquido por su baja densidad, sus moléculas no son biodegradables y tienen poca solubilidad con el agua.

4.2.2.7 Nitrógeno

El nitrógeno y fósforo son bioestimuladores que ayudan al crecimiento de protistas y plantas, esto es porque en el mayor de los casos el nitrógeno y fósforo son elementos nutritivos, pues sintetizan las proteínas.

4.2.2.8 Metales pesados

Los metales pesados son elementos de alta densidad, que en elevadas concentraciones son tóxicos para el ser humano, los más representativos son el níquel (Ni), manganeso (Mn), cadmio (Cd), zinc (Zn), cobre (Cu), plomo (Pb), cromo (Cr), hierro (Fe) y mercurio (Hg). Algunos de estos metales son necesarios para el desarrollo de la vida biológica.

4.2.3 Características microbiológicas

Las aguas residuales contienen abundantes microorganismos vivos como bacterias, virus, algas y protozoos, un indicador de contaminación es la presencia de bacterias coliformes, la cual revela la presencia de vertidos de origen humano a través de las heces. Es importante determinar la efectividad de remoción de la vida biológica, desde el punto de vista de salud pública estos microorganismos son causantes de enfermedades

4.2.3.1 Coliformes totales

Se define como todas las bacterias Gram en forma bacilar que fermentan la lactosa a temperatura de 36 y 37 °, produciendo ácido y gas CO₂ en 24 horas, aerobias o anaerobias facultativas, son oxidasa negativa, no forman esporas y presentan actividad enzimática de la B-galactodisina. (Andina et al., 2013)

4.2.3.2 Coliformes fecales

Organismos coliformes con las mismas propiedades fermentativas en un periodo de 24 h a $44.5\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 0.2\text{ }^{\circ}\text{C}$. (Andina et al., 2013), estas coliformes se encuentran en el intestino de las personas y animales por tanto su presencia indica presencia de heces fecales.

4.3 Caracterización de aguas residuales domésticas

Los residuos domésticos acarrear consigo características indeseables para las personas y el medio ambiente, el requerimiento obligatorio antes de una descarga a los cuerpos naturales es reducir su contaminación a tal grado que, cumpla con la normativa establecida por el organismo de control ambiental.

Para el diseño de un proyecto es imprescindible conocer las características de las aguas servidas a fin de determinar un proceso y grado de tratamiento, cuando no se dispone de datos experimentales de los componentes a tratar el CPE INEN 05, (1992) establece las diferentes aportaciones per cápita como se puede apreciar en la Tabla 24.

Tabla 24

Aportes per cápita de los diferentes componentes de agua residual doméstica

Componente	Aportes per cápita de los diferentes componentes del agua residual doméstica					
	DBO		DQO		NH3-N	
	g/(Hab.d)	%	g/(Hab.d)	%	g/(Hab.d)	%
Aguas grises	25.15	52	51.63	43	0.442	13.5
Lavadero de Cocina	9.2	19	18.8	16	0.074	2.3
Baños	6.18	13	9.08	8	0.043	1.3
Lavabo de baño	1.86	4	3.25	2	0.009	0.3
Lavado de ropa	7.9	16	20.3	17	316	9.8
Excretas	23.54	48	67.78	57	2.78	86.5
Contribución total	48.69	100	119.41	100	3.22	100

Fuente: CPE INEN 05, 1992

Para poblaciones que no dispongan de un sistema de alcantarillado, los aportes per cápita de aguas residuales domésticas en función de características químicas y bacteriológicas se detallan en la Tabla 25.

Tabla 25

Aportes per cápita para aguas residuales domésticas

Aportes per cápita para aguas residuales domésticas		
Parámetro	Intervalo	Valor Sugerido
DBO 5 días, 20 °C, g/(Hab.d)	36 -70	50
Sólidos en suspensión, g/(Hab.d)	60 -115	90
NH ₃ -N como N, g/(Hab.d)	7.4 -11	8.4
N Kjeldahl total como N, g/(Hab.d)	9.3 - 13.7	12
Coliformes totales, NMP/(Hab.d)	2*10 ⁸ -2*10 ¹¹	2*10 ¹¹
Salmonella Sp., #/(Hab.d)		10 ⁸
Nematodos intestinales, #/(Hab.d)		4*10 ¹¹

Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción

4.3.1 Características de descarga a un cuerpo de agua dulce

Los desechos tóxicos producidos por los municipios deben cumplir normas de calidad ambiental antes de ser descargados a los ríos, el texto unificado de legislación secundaria de medio ambiente (Ministerio del Ambiente, 2017), prohíbe la descarga directa de residuos a cuerpos de agua naturales o en cabeceras de captaciones de agua potable, la calidad del agua es fijada de acuerdo al uso y aprovechamiento siempre en concordancia con la norma nacional vigente en el país. El Anexo I muestra las características físicas, químicas y biológicas del agua depurada antes de ser descargada a un cuerpo de agua dulce.

4.4 Tratamiento de agua residual

Las aguas residuales antes de ser descargadas a los cuerpos hídricos naturales, deben ser sometidas a una serie de cambios, de tal manera que el nuevo vertido esté libre de contaminación, garantizando así el desarrollo de la vida acuática y que las poblaciones aguas abajo puedan

beneficiarse de los recursos naturales. Los procesos que se utiliza para reducir la contaminación se pueden clasificar en:

- Procesos físicos.
- Procesos químicos.
- Procesos biológicos.
- Proceso electroquímico.

4.4.1 Procesos físicos

Los procesos físicos se caracterizan por separar los sólidos que no se encuentran disueltos en el agua, es decir sólidos flotantes, suspendidos y sedimentables, estos procesos pueden clasificarse como:

- Desbastes por medio de rejillas.
- Desengrasado para retirar grasas y aceites.
- Sedimentación para eliminar partículas con densidades mayores a las del agua.
- Flotación para eliminar partículas suspendidas.
- Absorción para eliminar los micro contaminantes.

4.4.2 Procesos químicos

Para reducir la contaminación se necesitan procesos en los que intervienen productos químicos, los métodos químicos comúnmente adoptados en el tratamiento de las aguas residuales son:

- Floculación y coagulación para partículas difíciles de sedimentar.
- Intercambio iónico, para eliminar cobre, zinc, plomo, etc.
- Reducción.
- Oxidación química.

- Cloración.
- Neutralización para modificar el pH.

4.4.3 Procesos biológicos

Los procesos biológicos, tienen su principal aplicación en la eliminación de sustancias orgánicas biodegradables presentes en el agua residual, los métodos más comunes son:

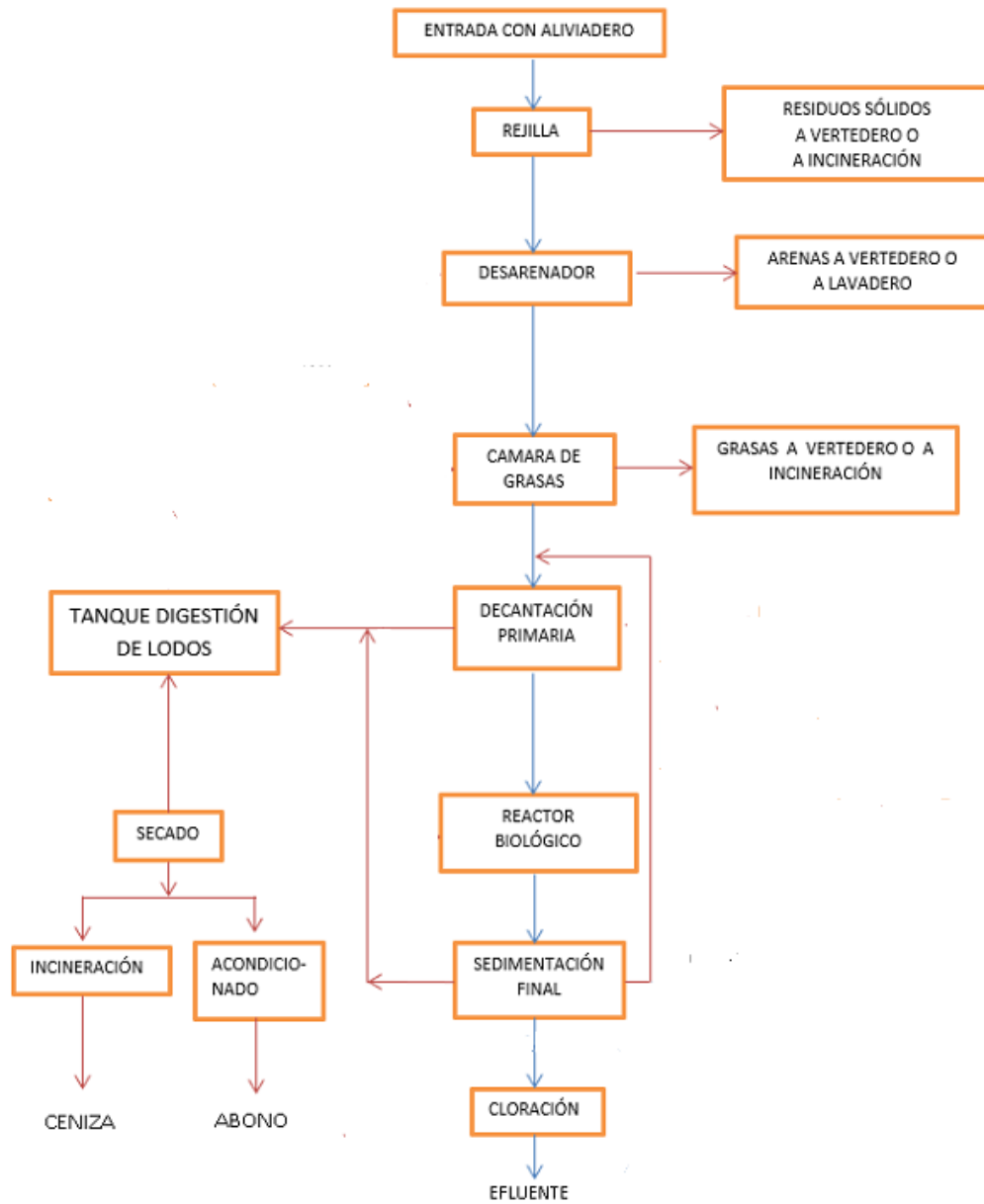
- Lodos activados
- Lechos bacterianos

4.5 Sistemas de la planta de tratamiento

Las plantas de tratamiento son operaciones que reducen el nivel de contaminación de aguas residuales, mediante procesos físico-químicos, biológicos o combinación de éstos, para eliminar la presencia de patógenos, estabilizar la materia orgánica y evitar la contaminación de cuerpos hídricos a fin de conservar la vida acuática. Son muchas las técnicas de tratamiento para reducir la contaminación, estas son divididas en función del grado de efectividad de remoción de contaminantes, los tratamientos pueden ser preliminares, primarios, secundarios y terciarios o avanzados. En la Figura 11, se resumen los procesos y componentes empleados para depurar los residuos en este proyecto.

Figura 11

Procesos y componentes para depurar los residuos de alcantarillado



Nota: La línea azul indica el recorrido del agua y la roja el recorrido de lodos.

Elaborado por: Los autores.

4.5.1 Tratamientos preliminares

Los tratamientos preliminares son imprescindibles en el proceso de descontaminación de aguas residuales, en este sistema se eliminan materiales muy grandes, partículas sedimentables, grasas y aceites, su funcionamiento se basa en principios físicos y mecánicos, la extracción de estos contaminantes permitirá que la planta no tenga problemas en su funcionamiento, ya que, se elimina materia que puede obstaculizar o dañar los diferentes procesos subsiguientes a este, los pretratamientos de uso más frecuente son los siguientes:

- Cribado
- Desarenado
- Trampa de grasas y aceites
- Tanque de homogenización

4.5.2 Tratamientos primarios

Los tratamientos primarios decantan la materia orgánica e inorgánica suspendida en tanques de forma rectangular o circular, el tiempo de retención en este tratamiento debe ser suficiente para que el agua permanezca en relativo reposo, consiguiendo así que las partículas de densidades específicas mayores a las del líquido decanten al fondo del recipiente. El Ministerio de Desarrollo Económico (2000), establece que la eficiencia de remoción para DBO es del 30 % al 40%, del DQO es de 30% al 40%, y de sólidos suspendidos totales es del 50 % al 65% , entre las principales estructuras para este tratamiento se encuentran:

- Fosa séptica
- Tanque rectangular (IMHOFF)
- Tanque circular en forma de cono

4.5.3 Tratamientos secundarios

Este proceso utiliza métodos biológicos para la degradación de material orgánico muy fino y material disuelto, reduciendo así la concentración de DBO, DQO, sólidos suspendidos y sólidos disueltos que no han sido eliminadas en el tratamiento primario, respecto a la eficiencia el Ministerio de Desarrollo Económico (2000), menciona que aproximadamente el 85% de la DBO y sólidos disueltos son eliminados en esta unidad. Los procesos más utilizados son los siguientes:

- Proceso de lodos activados
- Lagunas aireadas
- Filtros percoladores
- Biodiscos
- Lagunas de estabilización

4.5.4 Tratamiento terciario

Si el agua descargada del tratamiento secundario le hace falta mejorar su característica biológica es necesario un proceso más avanzado, generalmente se lo denomina terciario, su grado de eficiencia puede alcanzar la eliminación de 99 % de sólidos en suspensión y el mismo porcentaje en DBO, según Daniel Prats Rico y Joaquín Melgarejo (2006), los tratamientos terciarios clásicos son los siguientes:

- Sistema de Coagulación-Floculación.
- Filtración (filtros de arena, sílex, por gravedad, a presión...).
- Desinfección (mediante cloración y/o ultravioletas).

El tratamiento terciario también puede llegar a eliminar una fracción elevada de virus y bacterias presentes en el afluente. Además, este tratamiento reduce la turbiedad del agua residual

hasta niveles muy bajos, lo que asegura la eficacia del proceso de desinfección que se efectúa después de la filtración. (Prats & Melgarejo, 2006)

4.6 Selección de tratamiento

El objetivo de este proyecto es proponer un sistema de tratamiento de aguas residuales para el barrio Selva Alegre, esta selección debe satisfacer necesidades técnicas, económicas y financieras, para dar solución a la parte técnica se recogen muestras del líquido contaminado a la salida de la red de alcantarilla para poder caracterizarlas en laboratorio (ver Anexo J). Los parámetros de estudio a analizar en laboratorio son: la demanda bioquímica de oxígeno, demanda química de oxígeno, sólidos totales, sólidos suspendidos, sólidos disueltos, coliformes totales, coliformes fecales, tensoactivos, grasas, aceites y pH. En la Tabla 26, se muestran los resultados obtenidos:

Tabla 26

Características físico-químico-biológico

Características físico-químico-biológico				
Parámetro	Unidad	Método	Resultado	
Demanda Bioquímica de Oxígeno 5	mg/l	AAA-PE-A010/SM 5510 D	278	
Demanda Química de Oxígeno	mg/l	AAA-PE-A011/SM 5520 D	349	
Aceites y Grasas	mg/l	AAA-PE-A001/SM 5520 C	22.4	
Coliformes totales	NMP/100 ml	PEEMi/LA/29 Standart Methods 9221B	1.1 x 10 ⁸	
Coliformes fecales	NMP/100 ml	PEEMi/LA/29 Standart Methods 9221E	1.1 x 10 ⁸	
pH 20°C	-----	PEE/LA/10 INEN ISO 10523	6.88	
Sólidos totales	mg/l	Standard Methods 2540 B	474	
Sólidos disueltos totales	mg/l	Standard Methods 2540 C	368	
Tensoactivos	mg/l	Standard Methods 5540 C	10.55	

Elaborado por: Los autores.

Dependiendo de la concentración y diversidad de contaminantes presentes en el agua, se puede optar por uno o más tratamientos para cumplir con el objetivo, para seleccionar los métodos, en el Anexo K, se detallan la eficiencia de remoción de contaminantes en cada unidad procesadora.

Con lo que respecta al DBO y DQO se encontraron concentraciones de 278 mg/l y 349 mg/l respectivamente, con la implementación de una unidad de tratamiento primario se podrá eliminar del 30 % al 40 % de su concentración, esto significa que 166.8 mg/l de DBO y 209.4 mg/l de DQO no han sido eliminadas, el Ministerio del Ambiente (2017), menciona que, la concentración máxima para descargas en cuerpos de agua dulce es de 100 mg/l en DBO y 250 mg/l en DQO (Anexo I), se concluye que un tratamiento primario no es suficiente para que el agua residual tratada sea vertida en un río de agua dulce (río Santa Clara). Los sólidos suspendidos en la red se ubican en 106 mg/l y la unidad de tratamiento depura del 50% al 65% de materia en suspensión significa esto que 37.1 mg/l no ha sido eliminada, cumpliendo con la normativa que establece un máximo de 100 mg/l.

La cantidad de grasas y aceites encontrada es de 22.4 mg por cada litro de residuo. El Ministerio del Ambiente (2017) fija una concentración máxima en 0.3 mg/l de estas sustancias antes de ser vertidas a los ríos (ver Anexo I), en consecuencia es necesario una trampa de grasas, con la que se puede eliminar estos componentes.

La presencia de 10.55 mg/l en tenso activos, 166.8 mg/l de DBO y 226.85 mg/l de DQO que no han sido eliminados en el tratamiento primario, inducen a implementar un proceso de filtro percolador de flujo ascendente para eliminar los tenso activos y que reduzca del 60% al 80% la demanda química y bioquímica de oxígeno, así se tendrá una cantidad de 33 mg/l de DBO y 45.37 mg/l de DQO no tratada, pero si podrá ser descargado a un cuerpo de agua dulce.

La cantidad de organismos coliformes encontrados son de 1.1×10^8 NMP/100 ml, para la eliminación de estos patógenos es necesario un tanque de purificación.

La concentración de pH es de 6.88 lo que se puede considerar un líquido neutro, por lo cual no es necesario un tratamiento específico.

Se puede concluir que es preciso implantar una trampa de grasas, un tanque sedimentador primario, un filtro percolador y un área de purificación, de esta manera se tendrá la seguridad que la descarga del efluente final no es nociva para el ser humano y el medio ambiente.

NOTA: Para que una planta depuradora funcione correctamente es necesario construir estructuras de uso obligatorio que no necesariamente reducen un contaminante, pero son fundamentales para que la planta tenga un buen desempeño, entre ellas están:

- Caja de alivio
- Tratamiento primario (rejillas)
- Trampa de grasas
- Tanque de tratamiento de lodos

Una vez seleccionados los métodos de tratamiento a realizar, se procede al diseño de la planta de tratamiento como se muestra en el Anexo L.

4.7 Componentes de la planta de tratamiento

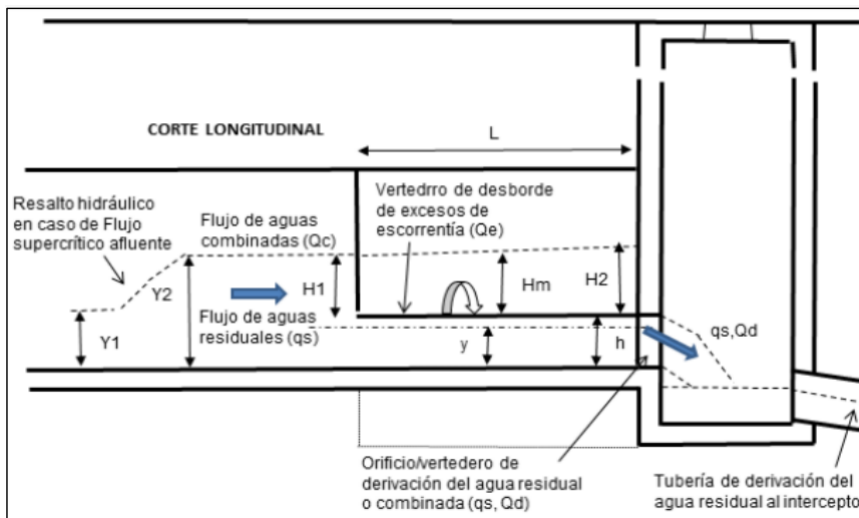
4.7.1 Separador de caudales

El separador de caudales es una estructura hidráulica cuyo objetivo es dividir un caudal existente, cuando ocurren lluvias torrenciales el caudal combinado está conformado casi en su totalidad por agua lluvia y una pequeña parte de residuo sanitario, tratar este caudal no sería viable técnica ni económicamente, ya que el residuo se encuentra en estado diluido y para controlar estos caudales será necesario estructuras muy grandes, mientras no haya precipitaciones, un pozo

separador conducirá únicamente el caudal sanitario a la planta de tratamiento, y en presencia de lluvia el caudal excedente será descargado por un aliviadero ubicado a un costado del pozo, en la Figura 12 proporcionado por la EPMAPS se observa el mecanismo y funcionamiento del recorrido cuando hay únicamente residuo sanitario y caudal combinado.

Figura 12

Corte longitudinal del separador con orificio rectangular con vertedero lateral de excesos

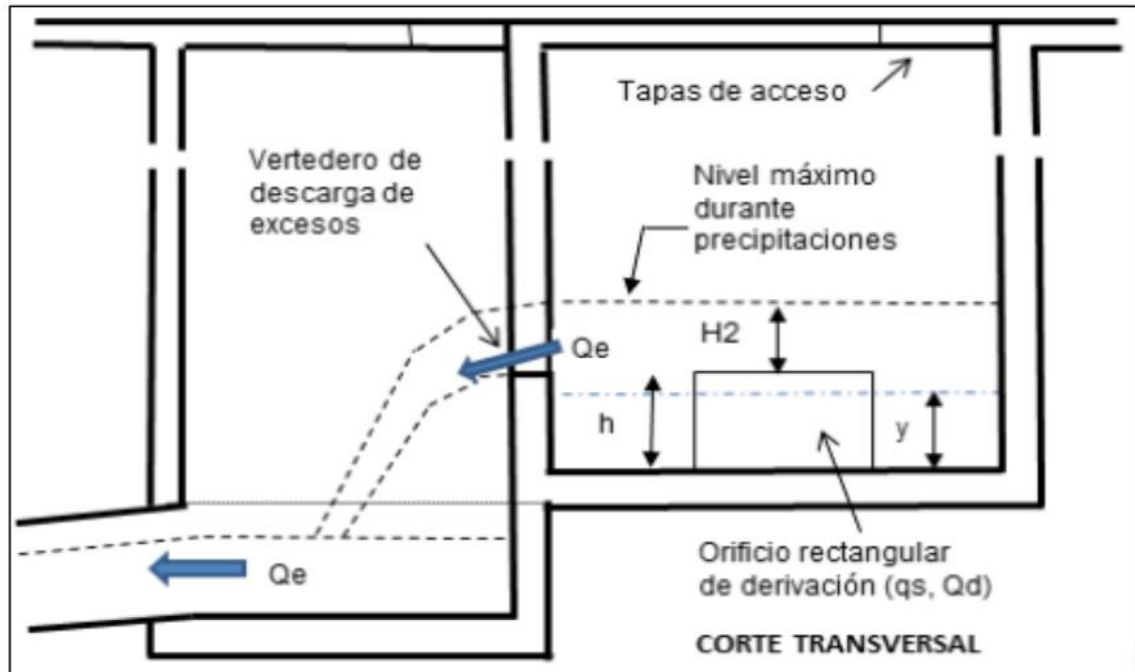


Fuente: EMAAP-Q, 2009

El caudal derivado es depositado en otra estructura para ser descargado al río más próximo o dirigido a la red de alcantarillado, dependiendo del caudal y su utilización existen varios tipos de estructuras que tienen la misma finalidad, entre las principales están: vertederos de descarga lateral (con ventana o sin ventana), sifones de alivio, orificios fijos, etc. En la Figura 13 se observa el corte transversal de un separador de caudales con orificio rectangular y con un aliviadero de exceso lateral.

Figura 13

Corte transversal del separador con orificio rectangular con vertedero lateral de excesos



Fuente: EMAAP-Q, (2009).

4.7.1.1 Diseño de separador con orificio rectangular con vertedero lateral en exceso.

El máximo caudal que ingresa al separador, está conformado por la combinación del caudal pluvial y el caudal máximo horario (ver ecuación 26), y en ausencia de lluvia el caudal está dado por la ecuación(27).

$$Q_{max} = Q_{MH} + Q_{pluvial} \quad (26)$$

$$Q_{max} = Q_{MH} \quad (27)$$

Dónde:

Q_{max} : caudal máximo combinado transportado por la alcantarilla (m^3/s)

Q_{medio} : caudal medio diario sanitario (m^3/s)

$Q_{pluvial}$: caudal pluvial (m^3/s)

Se puede concluir que el diseño del separador de caudales está sujeto a dos escenarios, uno para tiempos lluviosos y otra para tiempos secos.

Escenario 1: El flujo únicamente proviene de residuo sanitario.

La altura del caudal de flujo sanitario es menor a la altura del vertedero lateral (ver ecuación 28).

$$Y \leq h \quad (28)$$

El orificio rectangular de salida de flujo se comporta como un vertedero de contracción lateral, para su dimensionamiento se aplica la ecuación de Francis (ecuación 29) y su comportamiento hidráulico en el separador se muestra en la Figura 14.

$$Q_{dis} = m * (b - 0.2h) * h^{1.5} \quad (29)$$

Donde:

Q_{dis} : caudal de diseño (m^3/s)

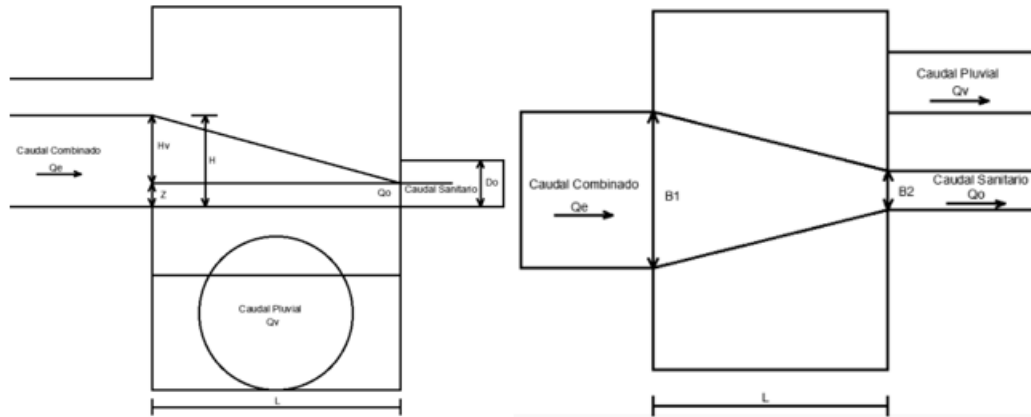
m : coeficiente de contracción lateral (adimensional)

b : ancho del orificio rectangular (m)

h : altura de la lámina de agua (m)

Figura 14

Vertedero lateral



Elaborado por: Los autores.

Escenario 2: Caudal combinado de aguas lluvias y sanitarias.

La altura del caudal de flujo sanitario supera a la altura del vertedero lateral

$$Y > h \quad (30)$$

Para la descarga lateral se aplica la ecuación de vertedero de pared delgada. (Krochin,

S.(1987)

$$Q_{dis} = \frac{2}{3} * Cd * (b * h) * \sqrt{2 * g} * \frac{(H + h)^{\frac{3}{2}} - H^{\frac{3}{2}}}{h} \quad (31)$$

$$Cd = 0.67 * (1 + 0.15 * k) \quad (32)$$

$$k = \frac{2h + b}{2 * (h + b)} \quad (33)$$

$$Qe = M * B * H^{\frac{3}{2}} \quad (34)$$

Para flujo supercrítico

$$M = \left(1.794 + \frac{0.0133}{H}\right) * \left(1 + 0.55 * \left(\frac{H}{H+z}\right)^2\right) \quad (35)$$

Si el caudal en exceso es menor que el caudal derivado, se aplica la ecuación (36).

$$Qe = \frac{2 * M * L * (H2^{2.5} - H1^{2.5})}{5 * (H2 - H1)} \quad (36)$$

$$M = \left(1.794 + \frac{0.0133}{Hm}\right) * \left(1 + 0.55 * \left(\frac{Hm}{Hm+h}\right)^2\right) \quad (37)$$

$$E1 = (h + H1) + \frac{Qc^2}{2 * g * (B * (h + H1))^2} \quad (38)$$

$$E2 = (h + H2) + \frac{Qd^2}{2 * g * (B * (h + H2))^2} \quad (39)$$

$$E1 = E2 \quad (40)$$

Si el caudal combinado es mayor que el caudal derivado se aplica la ecuación (41), aplicable para vertedero frontal no sumergido.

$$Qe = M * L * H^{1.5} \quad (41)$$

Donde:

B: ancho del canal (*m*)

L: longitud del vertedero frontal de excesos (*m*)

b: ancho del orificio rectangular de derivación (*m*)

Cd : coeficiente de descarga del orificio (adimensional)

E1: energía al inicio del vertedero lateral (*m*)

E2: energía al final del vertedero lateral (*m*)

g: gravedad (9.81 *m/s*²)

H : altura de la lámina de agua sobre el vertedero (m)

h : altura del orificio rectangular de derivación (m)

M : coeficiente de descarga del vertedero frontal (adimensional)

m : coeficiente de descarga 1.8 (*adimensional*)

Q_{dis} : caudal sanitario derivado sin que se produzcan desbordes para $y=h$ (m^3/s)

y : calado de la cámara principal (m)

$Y1$: calado de agua sobre el vertedero, punto inicial (m)

$Y2$: calado de agua sobre el vertedero, punto final (m)

Ym : calado medio de agua sobre el vertedero (m)

z : altura de la lámina de agua bajo el vertedero (m)

Qe : caudal excedente (m^3/s)

A continuación se presenta los datos y los resultados obtenidos en el cálculo del separador de caudales, el ejemplo de cálculo se encuentra en el Anexo L.

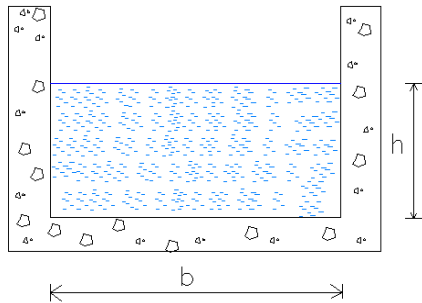
DATOS	RESULTADOS
Caudal combinado (Qe)= 2988.52 l/s	Caudal vertido (Qv)=2969 l/s
Caudal sanitario (Qo)= 16.2 l/s	Caudal separado (Qo)= 16.2 l/s
Caudal pluvial (Qv)= 2972,32 l/s	Ancho al inicio ($B1$)= 0.9m
Rugosidad (n)= 0.014	Ancho al final ($B2$)= 0.3m
Pendiente del canal (s)= 1. %	Long de transición (L)= 1.6m
	Altura del aliviadero (z)= 0.05m

4.7.2 Canal de entrada

El canal de entrada a la planta de tratamiento debe ser de forma rectangular y de hormigón como se detalla en la Figura 15.

Figura 15

Canal rectangular



Elaborado por: Los autores.

Para calcular la altura de la lámina de agua (h), se utiliza la ecuación de Manning (ecuación 42) que es remplazada en la ecuación (43).

$$K = \frac{Q_{dis} * n}{b^{8/3} * S^{1/2}} \quad (42)$$

$$h = 1.6624 * K^{0.74232} * b \quad (43)$$

Dónde:

K : coeficiente de Manning (adimensional)

b : ancho del canal (m)

Q_{dis} : caudal de diseño (m^3/s)

n : coeficiente de rugosidad de Manning para hormigón (adimensional)

S : pendiente del canal (m/m)

4.7.2.1 Velocidad

Para canales de hormigón se recomienda que la velocidad de acercamiento no sea mayor a 2.5 m/s y como valor mínimo 0.6 m/s para función de auto limpieza. Para el cálculo de velocidades se utilizará la fórmula de Manning (ecuación 44).

$$v = \frac{1}{n} * R_H^{2/3} * S^{1/2} \quad (44)$$

$$R_H = \frac{b * h}{b + 2h} \quad (45)$$

Dónde:

v : velocidad del flujo (m/s)

R : radio hidráulico (m)

h : altura de la lámina de agua (m)

b : ancho del canal (m)

S : pendiente del canal (m/m)

A continuación se presentan los datos y los resultados obtenidos en el cálculo del canal de entrada, el ejemplo de cálculo se encuentra en el Anexo L.

DATOS

Caudal máximo horario (QMH)= 16.2 l/s

Ancho del canal (b)= 0.3m

Borde libre (t)= 0.2m

Coefficiente de rugosidad (n)= 0.014

Pendiente del canal (S)= 1.5%

RESULTADOS

Altura del canal (h+t) = 0.25m

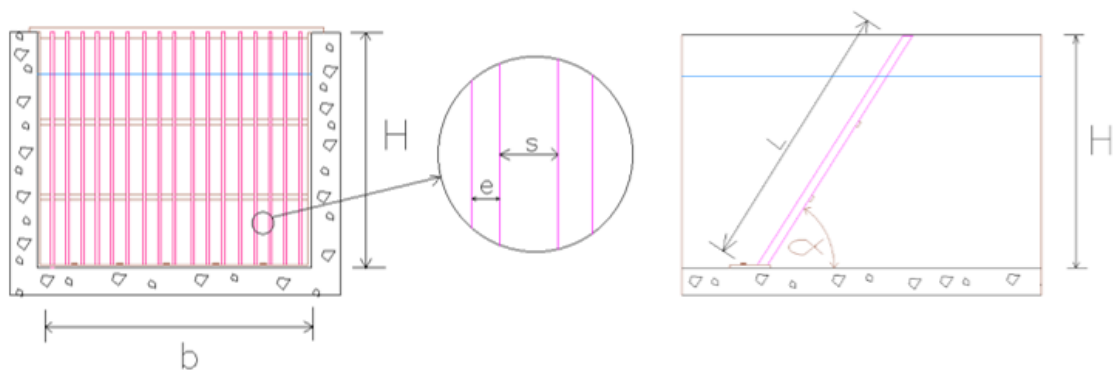
Velocidad (v) = 0.99m/s

4.7.3 Rejillas

Por lo general las aguas residuales acarrean materiales muy grandes como palos, fundas, animales muertos, etc, el ingreso de estos sólidos puede afectar el rendimiento de la planta de depuración, con el objetivo de evitar obstrucciones de tuberías o canales se utiliza rejas, mallas o cribas, se recomienda que el espesor y ancho de las barras sea de 1 y 5 cm respectivamente, una inclinación de 20 a 80 grados con la horizontal y la separación entre rejillas de 2.5 a 5 cm, como se observa en la Figura 16.

Figura 16

Vista frontal y lateral de la rejilla



Elaborado por: Los autores.

4.7.3.1 Altura de la reja

La altura de la reja es igual a la del canal.

$$L = \frac{H}{\text{sen } \alpha} \quad (46)$$

Donde:

L : longitud de la barra (m)

H : altura de la rejilla (m)

α : ángulo de las rejas con la horizontal (grados)

4.7.3.2 Número de barras

$$n = \left(\frac{b}{e + S} \right) - 1 \quad (47)$$

Donde:

n : número de barra (m)

b : ancho el canal (m)

e : espesor del canal (m)

S : espacio entre barras (m)

A continuación se presenta los datos y los resultados obtenidos en el cálculo de rejillas, el ejemplo de cálculo se encuentra en el Anexo L.

DATOS

Ancho del canal (b)= 0.3m

Angulo de inclinación(α)= 60°

Altura (H)= 0.25m

Espesor de las barras(e)= 0.01m

Espacio entre barras (s)=0.025m

RESULTADOS

Número de barras (n)= 8 barras

Longitud de las barras (L)= 0.29m

4.7.4 Cámara de grasas

Por efecto de la actividad comercial y doméstica, las aguas residuales acarrear consigo aceites y grasas, estos contaminantes pueden afectar negativamente al proceso de depuración, ya que por su naturaleza de atracción, dificulta la decantación de la materia orgánica llevándolos a la superficie, además perturba el proceso de digestión de lodos debido a su naturaleza de oxidación produciendo déficit de oxígeno para la proliferación de microorganismos filamentosos en el proceso de lodos activados.

A continuación se listan los criterios de diseño de trampa de grasas para aguas residuales provenientes de cocina y lavanderías que establece la UNATSABAR (2003).

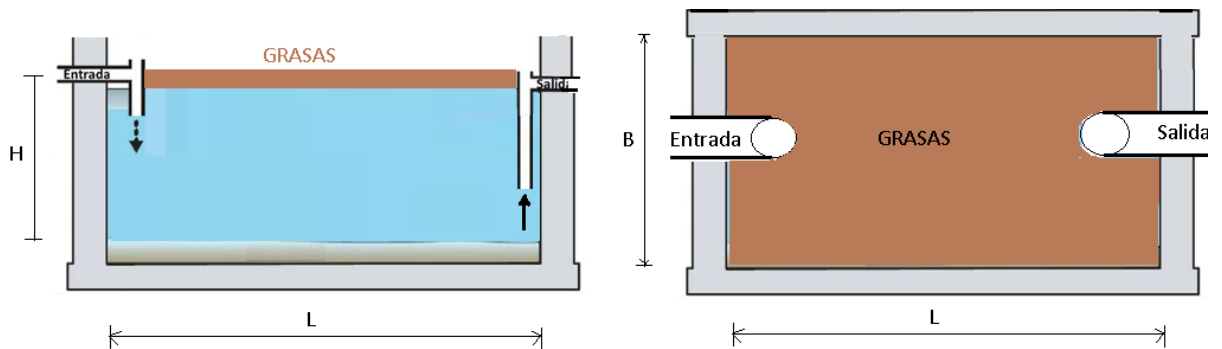
- La relación largo:ancho del área superficial de la trampa de grasas, deberá estar comprendido entre 2:1 a 3:2
- La profundidad no deberá ser menor a 0.80 m.
- El ingreso a la trampa de grasas se hará por medio de codo de 90° y un diámetro mínimo de 75 mm, la salida será por medio de una tee con un diámetro mínimo de 75 mm
- La parte inferior del codo de entrada deberá prolongarse hasta 0.15 m por debajo del nivel de líquido
- La diferencia de nivel entre la tubería de ingreso y de salida, deberá ser no menor a 0.05 m.
- La parte superior del dispositivo de salida deberá dejar una luz libre para ventilación de no más de 0.05 m por debajo del nivel de la losa del techo.
- La parte inferior de la tubería de salida deberá estar a no menos de 0.075 m ni más de 0.15 m del fondo.
- El espacio sobre el nivel del líquido y la parte inferior de la tapa deberá ser como mínimo 0.30 m.
- La trampa de grasa deberá ser de forma tronco cónica o piramidal invertida con la pared del lado de salida vertical. El área horizontal de la base deberá ser de por lo menos 0.25x0.25 m por lado o de 0.25 m de diámetro. Y el lado inclinado deberá tener una pendiente entre 45° a 60° respecto a la horizontal.

- Se podrá aceptar diseños con un depósito adjunto para almacenamiento de grasas, cuando la capacidad total supere los 0.6 m^3 o donde el establecimiento trabaje en forma continua por más de 16 horas diarias.
- La trampa de grasa y el compartimento de almacenamiento de grasa estarán conectados a través de un vertedor de rebose, el cual deberá estar a 0.05 m por encima del nivel de agua.
- El volumen máximo de acumulación de grasa será de por lo menos $1/3$ del volumen total de la trampa de grasa

Según Romero (2008), el tiempo mínimo de concentración para la eliminación de grasas y aceites de caudales superiores a 20 l/s es cinco minutos, en la Figura 17 se muestra la estructura convencional de este tipo.

Figura 17

Cámara de grasas



Elaborado por: Los autores.

4.7.4.1 Diseño de la cámara de grasas

Cálculo de la relación largo y ancho

$$L = \frac{3}{2} * B \quad (48)$$

Cálculo del volumen útil

$$Vol = B * L * H \quad (49)$$

Tiempo de retención hidráulica

$$TR = \frac{Vol}{Qdis} \quad (50)$$

Donde:

L: longitud de la cámara de grasas (m)

B: ancho de la cámara de grasas (m)

Vol: volumen de la cámara de grasas (m^3)

Qdis: caudal de diseño (m^3/s)

TR: tiempo de retención hidráulica (s)

A continuación se presenta los datos y los resultados obtenidos en el cálculo de la trampa de grasas, el ejemplo de cálculo se encuentra en el Anexo L.

DATOS	RESULTADOS
Caudal de diseño (QMH)= 16.2 l/s	Longitud del tanque(L)= 1.82
Ancho asumido (B)= 1.2m	Volumen útil (vol)= 4.97 m^3
Relación largo/ancho = 1.5 m/m	Tiempo de retención (TR)= 5.11 min
Profundidad (H) = 2.3m	

4.7.5 Tanque Imhoff

El tanque IMHOFF es una estructura utilizada en el tratamiento primario para la eliminación de sólidos sedimentables, cuyo principio se basa en el tiempo de retención de las aguas residuales, en este proceso también se decanta material orgánico, reduciendo de esta manera la concentración de DBO y procesos biológicos.

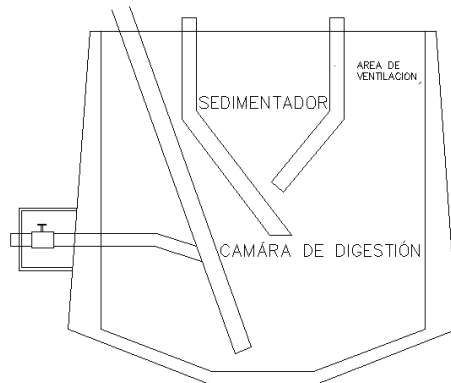
El tanque Imhoff se divide en tres compartimientos como se muestra en la Figura 18.

- Cámara de sedimentación.
- Cámara de digestión de lodos.
- Área de ventilación y acumulación de grasas.

Durante su funcionamiento el material decantado en la cámara de sedimentación resbala por una pared inclinada para caer a la cámara de digestión de lodos a través de una ranura con traslape, el lodo depositado en el fondo es expulsado por medio de bombas hacia un lecho de secado para un posterior aprovechamiento como abono o mejoramiento del suelo, los gases y partículas que no son sedimentadas pasan a un área de ventilación y acumulación de grasas para su posterior eliminación.

Figura 18

Componentes de un tanque Imhoff



Elaborado por: Los autores.

4.7.5.1 Cálculo del sedimentador

La Secretaría Nacional de Agua (SENAGUA, 2016) establece que para diseñar un tanque Imhoff se lo haga de acuerdo a los siguientes parámetros:

- El área del sedimentador tendrá una carga superficial igual a $24 \text{ m}^3/(\text{m}^2 * \text{día})$.
- El tiempo de retención hidráulica es de 1 a 1.5 horas.
- El fondo del tanque es de forma de V, la pendiente de los lados con respecto a la arista central oscila entre el 67% y 80%.
- En la arista central se dispondrá una abertura de 0.15 a 0.20 m esto con el fin para el paso de sólidos a decantar.
- El borde libre será entre 0.3 a 0.6 m.
- El espesor de las paredes del sedimentador será de 0.25 m.

4.7.5.2 Área del sedimentador

$$A_s = \frac{Q_{dis}}{C_s} \quad (51)$$

Donde:

A_s : área de la cámara de sedimentación (m^2)

Q_{dis} : caudal de diseño ($\frac{\text{m}^3}{\text{hora}}$)

C_s : carga superficial ($\frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{hora}}$)

4.7.5.3 Dimensionamiento del sedimentador

$$A_s = L * b \quad (52)$$

$$L = \frac{A_s}{b} \quad (53)$$

Donde:

A_s : área de la cámara de sedimentación (m^2)

b : ancho del sedimentador (m)

L : largo del sedimentador (m)

4.7.5.4 Volumen de la cámara de sedimentación

$$V_s = Q_{dis} * TRH \quad (54)$$

Donde:

V_s : volumen de la cámara de sedimentación (m^3)

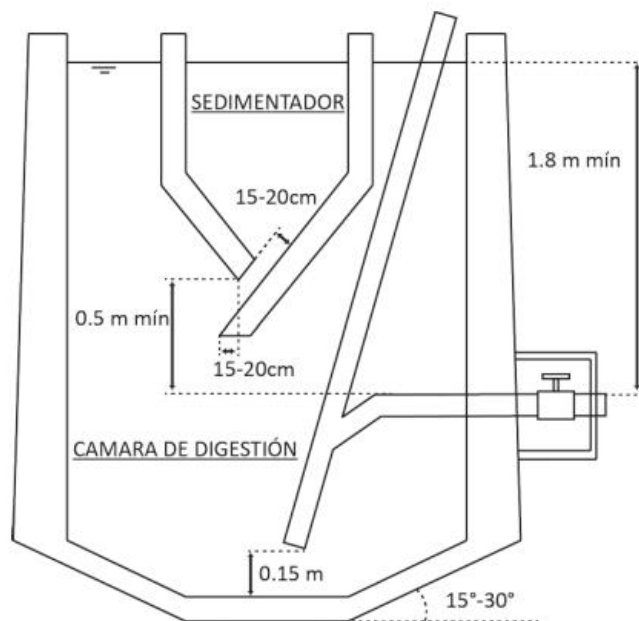
Q_{dis} : caudal de diseño ($\frac{m^3}{hora}$)

TRH : tiempo de retención hidráulica (*horas*)

En las Figuras 19 y 20 se muestra las dimensiones recomendadas para un tanque Imhoff.

Figura 19

Dimensiones recomendadas para un tanque Imhoff



Fuente: Ministerio de Desarrollo Económico (2000)

A continuación, se presentan las fórmulas para el diseño del sedimentador:

$$h_1 = \frac{b}{2} * tg(\beta) \quad (55)$$

$$V_1 = \frac{b}{2} * L * h_1 \quad (56)$$

$$h_2 = \frac{V_s - V_1}{W * L} \quad (57)$$

Dónde:

h_1 : altura de pared inclinada (m)

b : ancho del sedimentador (m)

β : ángulo con la horizontal ($grados$)

V_1 : volumen del fondo de sedimentador (m^3)

L : largo del sedimentador (m)

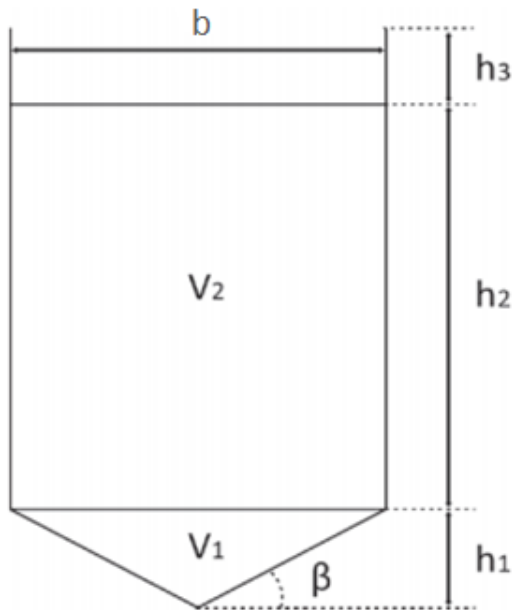
h_1 : altura de pared inclinada (m)

h_2 : altura de cuerpo de sedimentador (m)

h_3 : borde libre (m)

Figura 20

Esquema de sedimentador



Elaborado por: Los autores.

A continuación se presenta los datos y los resultados obtenidos en el cálculo de la cámara de sedimentación, el ejemplo de cálculo se encuentra en el Anexo L.

DATOS

Caudal de diseño (Q_{dis}) = 16.2 l/s

Área de carga superficial (C_s) = $24 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$

Tiempo de retención hidráulica (TRH) = 2 horas

Relación largo/ancho = 1:5

Inclinación de la base sedimentación (β) = 50°

RESULTADOS CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN

Área del sedimentador (A_s) = 58.32 m^2

Ancho del sedimentador (b) = 3.41m

Largo del sedimentador (L) = 17.01m

Volumen de la cámara de sedimentación (V_s)= $116.64m^3$

Altura de la pared inclinada(h_1) = 2.03m

Altura del cuerpo del sedimentador (h_2) = 0.99m

4.7.5.5 Cámara de digestión

La SENAGUA, (2016) señala que el volumen mínimo de la cámara de digestión debe ser de 3000 litros, y cumplan las siguientes especificaciones:

- El volumen de la cámara de digestión debe ser diseñada para un tiempo de almacenamiento de lodos de 60 días.
- El volumen del digester es el resultado de la depuración del 50% de los sólidos volátiles con una densidad de 1.05 kg/l y el contenido promedio de sólidos del 12.5% (al peso)
- El volumen de la cámara de digestión de lodos debe satisfacer la demanda de producción de lodos de 60 litros por habitante por año.
- El fondo del tanque es de forma piramidal, con paredes inclinadas con un ángulo de 30 a 45 grados con respecto a la horizontal.
- La altura máxima de lodos estará a 0.50 m por debajo del sedimentador.
- La tubería de remoción de lodos debe estar a 15 cm del fondo y el tubo de extracción tendrá un diámetro mínimo de 200 mm.
- La carga hidráulica para la remoción de lodos será de por lo menos 1.80 m sobre la tubería de salida.

4.7.5.6 Volumen de la cámara de digestión

El volumen de la cámara de digestión se calcula mediante la ecuación (58), donde se adopta una contribución de lodos de 60 litros por habitante por año, además de un factor de capacidad relativa en función de la temperatura mensual, como indica la Tabla 27.

Tabla 27

Factor de capacidad relativa

Factor de capacidad relativa	
Temperatura	Factor de capacidad relativa (fcr)
5	2
10	1.4
15	1
20	0.7
>25	0.5

Fuente: Organización Panamericana de la Salud (2005)

$$Vd = \frac{60 * Pobl * fcr}{1000} \quad (58)$$

Donde:

Vd: volumen de la cámara de digestión (m^3)

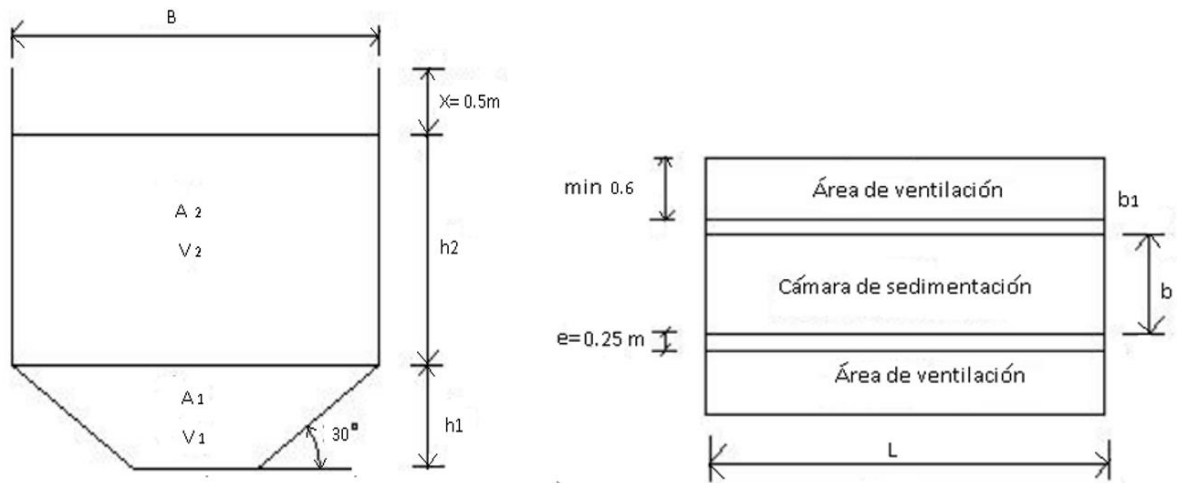
Pobl: población (*hab*)

fcr: factor de capacidad relativa (adimensional)

En la Figura 21 se presenta un esquema de la cámara de digestión.

Figura 21

Cámara de digestión



Elaborado por: Los autores.

$$A_T = L * (b + 2b_1 + 2e) \quad (59)$$

Área de la cámara de ventilación

$$A_L = L * 2b_1 \quad (60)$$

Relación de áreas $\frac{A_T}{A_L} > 30\%$

$$h_1 = \frac{B}{2} * tg(\gamma) \quad (61)$$

$$V_1 = \frac{1}{3} * h_1 * B * L \quad (62)$$

$$V_2 = Vd - V_1 \quad (63)$$

$$h_2 = \frac{V_2}{B * L} \quad (64)$$

Donde:

A_L : área de la cámara de ventilación (m^2)

h_1 : altura de la pared inclinada (m)

V_1 : volumen del fondo de la cámara (m^3)

B : ancho de la cámara de digestión (m)

γ : ángulo con la horizontal (*grados*)

L : longitud de la cámara (m)

V_d : volumen de la cámara de digestión (m^3)

h_2 : altura del cuerpo de la cámara (m)

V_2 : volumen del cuerpo de la cámara (m^3)

La SENAGUA, (2016) establece que, para la expulsión de lodos sedimentados en la cámara de digestión, se utilice una tubería con diámetro mínimo de 20 cm colocada a una altura de 15 cm por encima del fondo del tanque y una carga hidrostática mínima de 1.5 m.

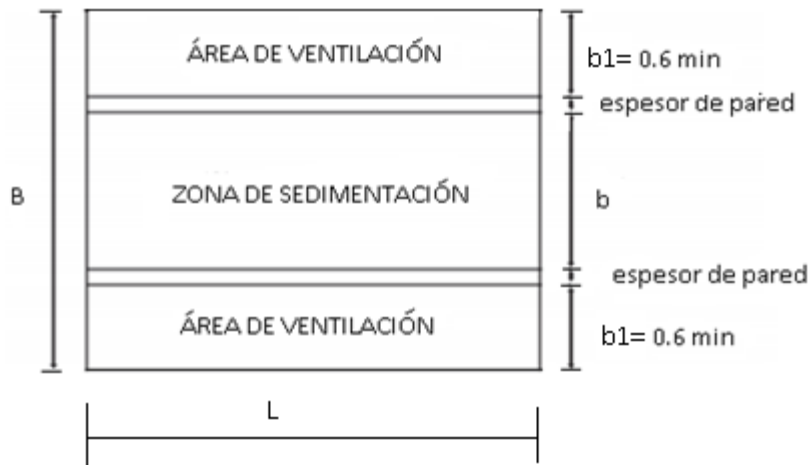
4.7.5.7 Área de ventilación y cámara de natas

La SENAGUA, (2016) define las siguientes características para su diseño:

- Un volumen mínimo de 1500 litros
- La separación mínima entre la pared de ventilación y la pared del sedimentador es de 0.6 m
- La superficie libre total por lo menos debe ser el 30% del área total del tanque.
- EL borde libre tendrá una altura mínima de 30 cm.

Figura 22

Vista en planta del tanque Imhoff



Elaborado por: Los autores.

$$A_V = 2b_1 * L \quad (65)$$

A_V : área de ventilación (m^2)

b_1 : ancho del área de ventilación (m)

L: longitud del tanque Imhoff (m)

Comprobación de la relación de área mayor al 30%

$$\frac{A_V}{A_T} * 100 > 30\% \quad (66)$$

Para el dimensionamiento del tanque Imhoff el Ministerio de Desarrollo Económico (2000) establece los siguientes parámetros de diseño (ver Tabla 28).

Tabla 28*Parámetro de diseño del tanque Imhoff*

Parámetro de diseño del tanque Imhoff	
Compartimiento del sedimentador	
Relación longitud- ancho	2:1 a 5:1
Pendiente	1.25:1 a 1.75:1
Abertura de las ranuras	15 a 30 cm
Proyección de las ranuras	15 a 30 cm
Baffle de espuma:	
encima de la superficie	45 a 60 cm
debajo de la superficie	15 cm
Tasa de desbordamiento superficial	25 a 40 (m ³ /m ² /d)
Tiempo de retención (horas)	2 – 4 h
Área de ventilación del gas	
Área superficial (% del total)	15 - 30
Ancho de la abertura	45 a 75 cm
Cámara de digestión de lodos	
Volumen (litros / cápita)	55 a 100
Tubería de recolección de lodos (mm)	200 a 300
Profundidad debajo de la ranura hasta la superficie superior del lecho de lodos	30 a 90 cm
Profundidad del tanque (desde la superficie del agua hasta el fondo del tanque) (m)	7 a 10 cm
Capacidad de almacenamiento de lodo	6 meses

Fuente: Ministerio de Desarrollo Económico (2000)

A continuación se presenta los datos y los resultados obtenidos en el cálculo del tanque dijestor y área de ventilación, el ejemplo de cálculo se encuentra en el Anexo L.

DATOS

Factor de capacidad relativa(fcr) = 1

Contribución de lodos= 60 lit

Población futura (Pobl)= 4613 habitantes

Espesor de las paredes(e)= 0.25m

Espacio de área de ventilación(B1) = 1m

Inclinación del fondo del tanque (γ)= 50°

RESULTADOS DEL TANQUE DIGESTOR

Volumen de la cámara de digestión(V_d) = 276.78 m^3

Ancho de la cámara de digestión (B)= 5.92m

Área total del tanque (A Total)= 101 m^2

Área de ventilación (A_{ven})= 34.15 m^2

Altura de la pared inclinada(h_1) = 1.71m

Altura del cuerpo de la cámara de digestión (h_2) = 2.18m

4.7.6 Lecho de secado de lodos

El lecho de sacado de lodos es fundamental en una planta de tratamiento cuyo método es relativamente fácil y económico ya que el proceso es natural dependiendo únicamente de la temperatura del medio ambiente y dimensiones del tanque.

Para el dimensionamiento del tanque de secado de lodos el CPE INEN-005 precisa las siguientes características:

- Para los lodos digeridos anaeróbicamente su masa se calcula considerando una reducción de sólidos volátiles del 50 y 55%.
- La gravedad específica de los lodos varían de 1.03 a 1.04.
- La concentración de lodos (Cs) del tratamiento primario varían del 8 al 12%, mientras que en procesos biológicos incluidos primarios es del 6 al 10% en sólidos.
- El área del depósito se determina considerando una profundidad de lecho que varía entre 20 y 30 cm.
- Periodos de operación de 4 a 6 hora.

- El periodo de remoción de lodo seco comprende de 1 a 2 semanas mediante limpieza manual y 1 a 2 días para limpieza mediante maquinaria pesada pequeña.
- Periodo de preparación y mantenimiento 1 y 2 días.

Cuando no se dispongan de la cantidad de sólidos en suspensión en mg/l se puede usar contribuciones per cápita, la Organización Panamericana de la Salud, (2005), recomienda la contribución de $90 \text{ gr } S_{sus}/\text{hab} * \text{día}$ y aplicar la siguiente ecuación (ecuación 67):

$$Msoli = \frac{\text{Población} * \text{contribución per cápita}(\text{gr}S_{sus}/\text{hab} * \text{día})}{1000} \quad (67)$$

Lodos del tratamiento primario:

Masa de sólidos

$$Msoli = Q_{med} * SST * \%SS \quad (68)$$

Donde:

Msoli: masa de solido suspendido (*kg/dia*)

Q_{med}: caudal medio (*l/dia*)

SST: concentración de sólidos suspendidos (*mg/l*)

%SS: porcentaje de remoción de sólidos (%)

Volumen de lodo diario

$$Vld = \frac{Msoli}{\rho_{lodo} * Cs} \quad (69)$$

Donde:

Vld: volumen de lodos diarios (*m³/dia*)

ρ_{lodo}: densidad del lodo (*kg/l*)

Cs: concentración de sólidos (%)

Volumen de lodos del tratamiento primario

$$Vl_{primario} = Vld * Td \quad (70)$$

Donde:

Vl : volumen de lodos extraídos del tanque digestor (m^3)

Vld : volumen de lodos diarios (m^3)

Td : tiempo de digestión de lodos (*días*)

Lodos del tratamiento secundario:

Masa de sólidos disueltos, SDT

$$Msd = Q_{med} * SDT * \%SS \quad (71)$$

Volumen de lodos tratamiento secundario

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{lodo} * Cs * \rho_{agua}} \quad (72)$$

Msd : masa de sólidos disueltos extraída del tratamiento secundario ($kg/día$)

Vld : volumen diario de lodos ($m^3/día$)

Cs : concentración de sólidos disueltos (%)

ρ_{agua} : densidad del agua (kg/l)

Volumen de lodos tratamiento secundario

$$Vl_{secundario} = Vld * Td \quad (73)$$

Donde:

$Vl_{secundario}$: volumen de lodos extraídos del tratamiento secundario (m^3)

Vld : volumen de lodos diarios (m^3)

Td : tiempo de digestión de lodos (*días*)

Dimensionamiento del lecho de secado

Volumen total de lodos

$$V_{total} = V_{l_{primario}} + V_{l_{secundario}} \quad (74)$$

Altura

$h=0.4$ cm recomendado por el CPE-INEN 005

Área por unidad

$$A = \frac{V}{h + N} \quad (75)$$

Donde:

A : área del lecho de secado (m^2)

h : altura mínima (m)

N : número de unidades (u)

Ancho del tanque de secado

$$L= 6 \text{ metros}, B = \frac{A}{L}$$

Relación de longitudes

$$\frac{L}{B} < 1.5$$

A continuación se presenta los datos y los resultados obtenidos en el cálculo de la cámara de lechado de lodo, el ejemplo de cálculo se encuentra en el Anexo L.

VOLUMEN DE LODOS TRATAMIENTO PRIMARIO

DATOS

Caudal de diseño (Q_{dis}) = 16.2 l/s

Sólidos suspendidos (S_s) = 106 mg/l

% de remoción tratamiento primario = 65 %

Densidad del lodo (ρ_{lodo})= 1,04 kg/l

Concentración de sólidos (Cs)= 8 %

Tiempo de digestión de lodos (Td)= 28 días

RESULTADOS

Masa de sólidos (M_{sol})= 96,43 kg $\frac{Ss}{dia}$

Volumen de lodo diario (V_{ld})= 1.16 m³/dia

Volumen de lodo del tratamiento primario (V_{l_{primario}})=32.48m³

VOLUMEN DE LODOS TRATAMIENTO SECUNDARIO

DATOS

Caudal de diseño (Q_{dis}) = 16.2 l/s

Sólidos suspendidos (Ss) = 37.1 mg/l

% de remoción tratamiento secundario = 85 %

Densidad del lodo (ρ lodo) = 1.04 kg/l

Concentración de sólidos (Cs) = 8 %

Tiempo de digestión de lodos (Td)= 28 días

RESULTADOS

Masa de sólidos (M_{sol})= 4.33 kg Ss/día

Volumen de lodo diario (V_{ld})= 0.53 m³/dia

Volumen de lodo del tratamiento secundario(V_{l_{secundario}})= 14.88m³

Volumen total de lodos (V_{total})= 47.37 m³

Número de unidades = 4

Altura de lechado de lodos=0.40m

Longitud adoptada del lecho de secado=5m

Ancho del tanque de secado(B)= 5.92m

4.7.7 Filtro percolador

El filtro percolador es un sistema depurador biológico, que consiste en un lecho de material granular poroso en el que se introducen los microorganismos que no fueron eliminados en tratamientos anteriores, el lecho filtrante puede ser piezas de material plástico o piedras de distintos tamaños, de la máxima capacidad en área y en volumen, el tamaño oscila entre 2.5 a 10 cm, alrededor de este lecho se encuentran adheridas bacterias que descomponen las aguas residuales conforme se filtra al interior del lecho, a medida que transcurre el tiempo, la masa bacteriana gana peso y es desprendida del material filtrante por fuerza hidráulica para pasar a un clarificador donde serán extraídos los lodos.

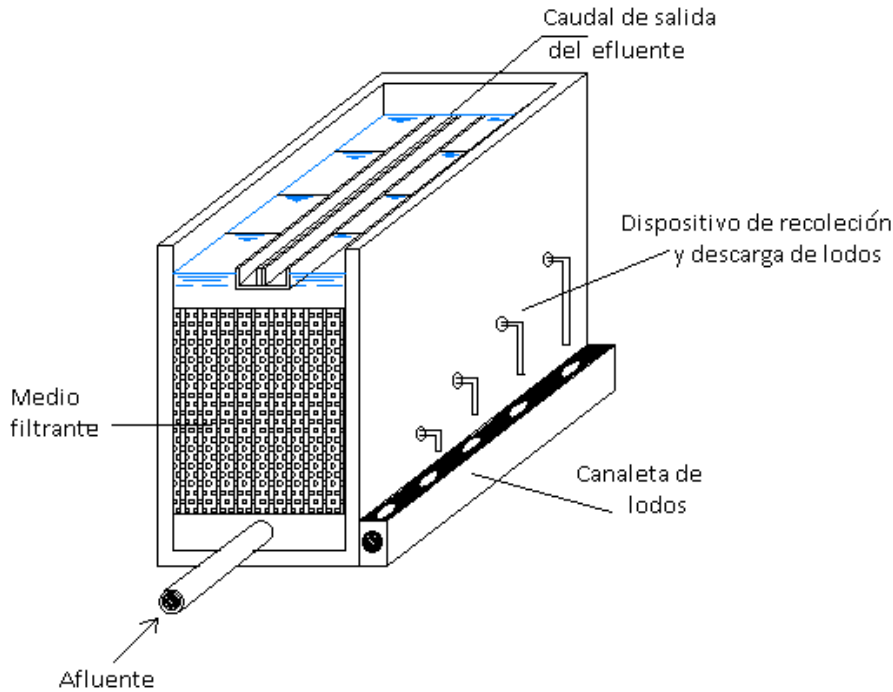
Para el diseño del percolador son necesarios los siguientes parámetros:

- Demanda bioquímica de oxígeno
- Caudal del afluente

El filtro consta de cuatro partes principales (ver Figura 23).

Figura 23

Esquema general de un filtro percolador de flujo ascendente



Elaborado por: Los autores.

En la Tabla 29 se muestra un resumen de los parámetros de diseño de un filtro percolador anaeróbico de flujo ascendente. (Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2015)

Tabla 29

Parámetros de diseño de un filtro percolador de flujo ascendente

Parámetros de diseño	Rango de valores como una función del gasto		
	Q promedio	Q máximo diario	Q máximo horario
Medio de empaque	Piedra	Piedra	Piedra
Altura del medio filtrante (m)	0.8 a 3.0	0.8 a 3.0	0.8 a 3.0
Tiempo de resistencia hidráulica (horas)	5 a 10	4 a 8	3 a 6
Carga hidráulica superficial (m ³ /m ² d)	6 a 10	8 a 12	10 a 15
Carga orgánica volumétrica (kg DBO/m ³ d)	0.15 a 0.50	0.15 a 0.50	0.15 a 0.50
Carga orgánica en el medio filtrante (kg DBO/m ³ d)	0.25 a 0.75	0.25 a 0.75	0.25 a 0.75

Fuente: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, (2015)

La geometría del filtro puede ser construida de forma cilíndrica o rectangular con una anchura y diámetro de 2 a 8 metros

Cálculo del área superficial del filtro

$$A = \frac{Q_{dis}}{CHS} \quad (76)$$

Donde:

A : caudal de diseño (m^2)

Q_{dis} : caudal de diseño (l/s)

CHS : carga hidráulica superficial ($m^3/m^2 * dia$)

Dimensionamiento del filtro percolador

$$L = \sqrt{A} \quad (\text{Cuadrado}) \quad (77)$$

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \quad (\text{Circular}) \quad (78)$$

Donde:

L : longitud (m)

A : área superficial (m^2)

D : diámetro superficial (m)

Cálculo del volumen del lecho filtrante

$$V = \frac{Q_{dis} * S_o}{COV} \quad (79)$$

Donde:

V : volumen del lecho filtrante (m^3)

S_o : DBO en el afluente ($kg DBO/m^3$)

COV : carga orgánica volumétrica ($kg DBO/m^3 d$)

Cálculo de la altura del lecho filtrante

$$hm = \frac{V}{A} \quad (80)$$

Donde:

hm : altura media (m)

V : volumen del lecho filtrante (m^3)

A : área superficial (m^2)

Cálculo de la altura total del filtro

$$H = hm + b + d \quad (81)$$

Donde:

H : altura total (m)

hm : altura media (m)

b : altura de borde libre (m)

d : altura debajo del dren (m)

Cálculo del volumen total del filtro

$$Vt = A * H \quad (82)$$

Donde:

Vt : volumen total del filtro (m^3)

A : área superficial (m^2)

H : altura total (m)

Revisión de la carga orgánica volumétrica

$$COV = \frac{Qdis * S_o}{Vt} \quad (83)$$

Donde:

COV : carga orgánica volumétrica ($kg\ DBO/m^3\ d$)

Q_{dis} : Caudal de diseño (l/s)

S_o : DBO en el afluente ($kg\ DBO/m^3$)

V_t : volumen total del filtro (m^3)

Tiempo de retención hidráulica

$$TRH = \frac{V}{Q_{dis}} \quad (84)$$

Donde:

TRH : tiempo de retención hidráulica ($días$)

V : volumen del lecho filtrante (m^3)

Q_{dis} : caudal de diseño (l/s)

Cálculo de la eficiencia de remoción del filtro anaerobio

$$E = 100[1 - 0.87(TRH^{-0.5})] \quad (85)$$

Donde:

E : eficiencia (%)

TRH : tiempo de retención hidráulico ($días$)

Concentración de DBO esperado en el efluente final.

$$DBO_{ef} = S_o - \frac{E S_o}{100} \quad (86)$$

DBO_{ef} : concentración de DBO descargada al cuerpo de agua dulce (kg /m^3)

E : eficiencia, en (%)

S_o : DBO en el afluente ($kg\ DBO/m^3$)

En los planos 01PT, 02PT, 03PT y 04PT se presentan los planos y la implantación correspondiente a la planta de tratamiento diseñada en el presente capítulo.

A continuación se presenta los datos y los resultados obtenidos en el cálculo del filtro percolador, el ejemplo de cálculo se encuentra en el Anexo L.

DATOS:

$$\text{Caudal de diseño (Qdis)} = 16.2\text{l/s} = 1399.68 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$\text{Concentración de DBO5 (So)} = 166.8 \text{ mg/l} = 0.1668\text{kg/m}^3$$

$$\text{Carga orgánica (CHS)} = 9 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{día})$$

$$\text{Carga orgánica volumétrica (COV)} = 0.5 \text{ kg de DBO m}^3/\text{dia}$$

$$\text{Altura debajo del dren (b)} = 0.5\text{m}$$

$$\text{Altura del borde libre (d)} = 0.75\text{m}$$

RESULTADOS

$$\text{Área superficial del filtro (A)} = 155.6 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud del filtro percolador (L)} = 12.5\text{m}$$

$$\text{Volumen del filtro (V)} = 472.5 \text{ m}^3$$

$$\text{Altura del lecho filtrante (hm)} = 3\text{m}$$

$$\text{Altura total del filtro (H)} = 4.25\text{m}$$

$$\text{Volumen total del filtro (Vt)} = 661.3 \text{ m}^3$$

$$\text{Carga orgánica volumétrica (COV)} = 0.35 \text{ kg de DBO m}^3/\text{dia}$$

4.7.8 Tanque de purificación

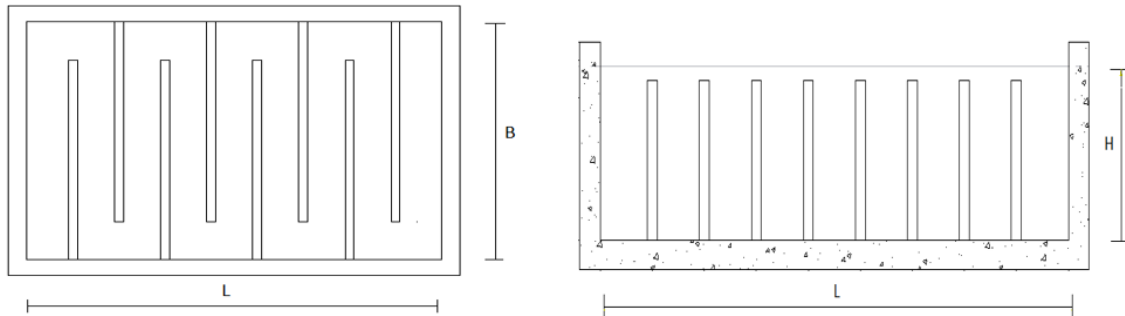
Los tanques de purificación son estructuras hidráulicas que normalmente se encuentran ubicada a la salida del efluente en la planta de tratamiento, su principal función es mezclar un agente desinfectante con el agua, esto con la finalidad de eliminar patógenos antes de su descarga

al río. Existen varios tipos de desinfectantes como los rayos UV, el cloro y ozono, siendo el cloro el más usado en este tipo de tratamientos.

El tanque purificador se ha de diseñar para un caudal de (16.2 l/s) y un periodo de retención hidráulica de 12 minutos. El tanque purificador contiene pantallas internas de hormigón con la finalidad de garantizar la mezcla del desinfectante con el agua (Figura 24). Además, la colocación del cloro se hará mediante un sistema de cierre automático.

Figura 24

Tanque purificador



Elaborado por: Los autores.

4.7.8.1 Diseño del tanque de purificación

El diseño del tanque purificador se calcula con el caudal máximo horario (16.2 l/s) y un periodo de retención hidráulica de 12 minutos considerando una relación de largo y ancho de 1.5 (ver ecuación 87, 88 y 89).

Cálculo de relación largo y ancho

$$L = \frac{3}{2} * B \quad (87)$$

Cálculo del volumen útil

$$Vol = B * L * H \quad (88)$$

Tiempo de retención hidráulica

$$TR = \frac{Vol}{Qdis} \quad (89)$$

A continuación se presenta los datos y los resultados obtenidos para el tanque purificador, el ejemplo de cálculo se encuentra en el Anexo L.

DATOS

Caudal de diseño = 16.2 l/s

Ancho del tanque = 3 m

Relación L /B= 1.5

Profundidad (H) = 1 m

Tiempo de retención > 10 min

RESULTADOS

Longitud del tanque purificador(L)= 4.5m

Volumen útil (Vol)= 13.5m³

Tiempo de retención hidráulica (TR)= 13.8 min

CAPÍTULO V

IMPACTO AMBIENTAL

Uno de los componentes más importantes dentro de las fases de ejecución de un proyecto de ingeniería, es el estudio del impacto ambiental. Que tiene como objetivos, la búsqueda de medidas de prevención, mitigación, remediación y compensación, implementando criterios técnicos y favorables en la construcción y operación del sistema de alcantarillado del barrio Selva Alegre con un sistema de tratamiento de aguas residuales. Cabe aclarar que este capítulo se desarrolla de manera independiente a la del proyecto.

5.1 Antecedentes

El cantón Rumiñahui posee un sin número de ríos y quebradas, que han sido contaminados por el crecimiento poblacional en el sitio. Los caudales domésticos e industriales son descargados de forma directa a los cuerpos de agua más cercanos, provocando impactos negativos al medio ambiente. En efecto, la falta del manejo del tratamiento de las aguas residuales en el barrio Selva Alegre ha generado contaminación del aire, con malos olores y proliferación de vectores de enfermedades que han puesto en riesgo la salud de los moradores.

5.2 Objetivos del estudio

Realizar una adecuada gestión ambiental en todas las fases de ejecución del proyecto de construcción y operación de los sistemas de alcantarillado. Incorporando la opinión técnica y económica de la comunidad, dentro del área de influencia del proyecto.

Describir todas las condiciones ambientales que podrían afectar al proyecto, con base en la normativa ambiental vigente.

Elaborar los estudios definitivos de impacto ambiental a partir del plan de manejo

conforme a la ley, con el fin de minorar los impactos negativos que se genera en el medio ambiente por la construcción de infraestructuras.

5.3 Ubicación

El Barrio Selva Alegre se encuentra ubicado al sur-este de la parroquia de Sangolquí, con coordenadas:

- Latitud: 0°20'48.38"S
- Longitud: 78°25'45.78"O

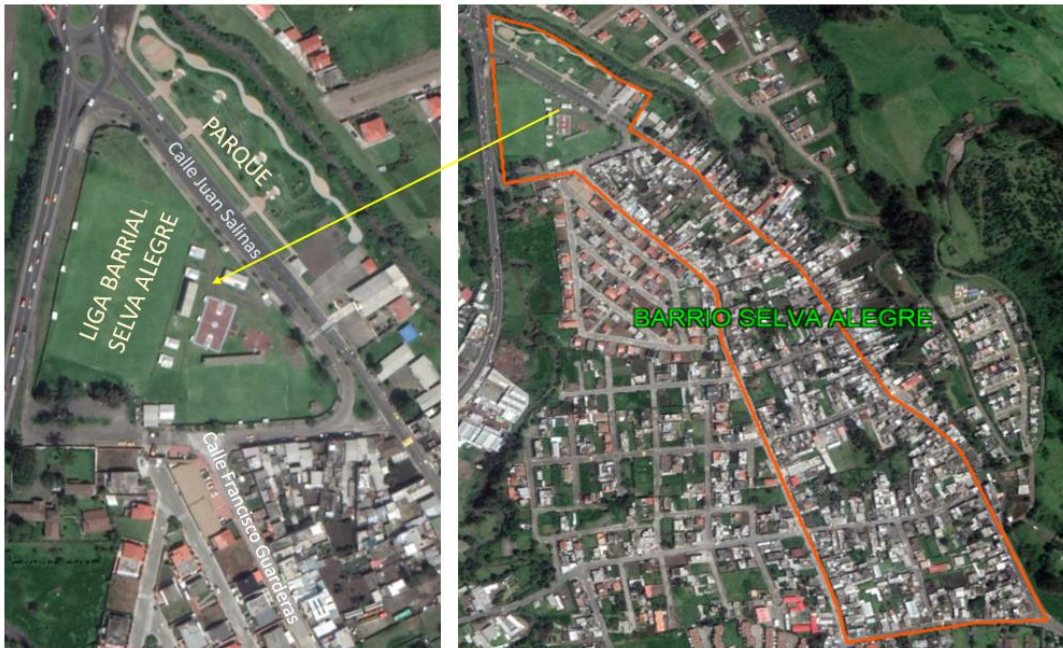
5.4 Población

La población actual del barrio Selva Alegre es de 4000 habitantes, según el presidente del barrio.

5.5 Descripción general del área de estudio

Figura 25

Área de estudio



Elaborado por: Los autores a través de Google Earth 2019.

El barrio Selva Alegre cuenta con escasa vegetación natural en su zona, la flora y fauna nativa ha sido reducida y afectada por el crecimiento poblacional. Sin embargo, cuenta con lotizaciones empleadas al deporte, que favorecen al proyecto en especial, tal es el caso del parque que rodea la iglesia Católica Santo Hermano Miguel y la Liga Barrial Selva Alegre, los mismos que se encuentran ubicados en lados opuestos de la calle Francisco Guarderas (ver Figura 25).

Otro factor ambiental importante característico del sector, es su clima subtropical, el cual es placentero para todo tipo de personas.

5.6 Área de influencia

El terreno en el sector del barrio Selva Alegre es plano con irregularidades severas en su superficie, el estrato del suelo es apto para la agricultura y la ganadería, pero al estar ubicado en una zona rural, solo el 10% de la población se dedica a este oficio. El sistema de alcantarillado en la actualidad abastece aproximadamente en un 70% de la densidad población del barrio. En tanto que, el 20% que pertenece a las orillas colindantes al río Santa Clara, descargan sus desechos sólidos directamente al cuerpo de agua, causando los mismos daños irreversibles en el sistema natural. (GADMUR, 2019)

5.7 Educación poblacional

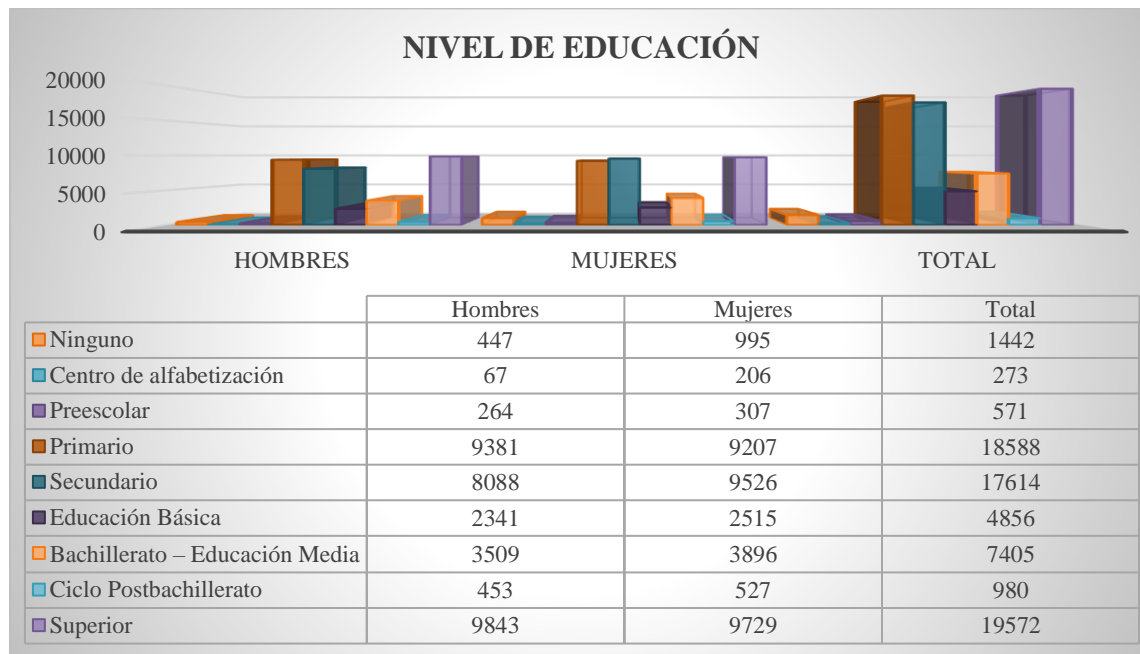
A lo largo de los años, la humanidad ha sido la causante de la transformación del ecosistema a través de su asentamiento, las necesidades básicas como servicios públicos de agua potable y alcantarillado mal planificados han provocado la degradación ambiental.

El desarrollo sustentable y el bienestar humano es de gran importancia para el presente capítulo, es por ello que es necesario conocer el nivel de educación que tiene la población del cantón Rumiñahui. De acuerdo con el censo 2010, la tasa de analfabetismo en la parroquia de

Sangolquí tiene un nivel bajo de analfabetismo y una tasa alta de educación superior como se presenta en la Tabla 30.

Tabla 30

Nivel de educación por sexo

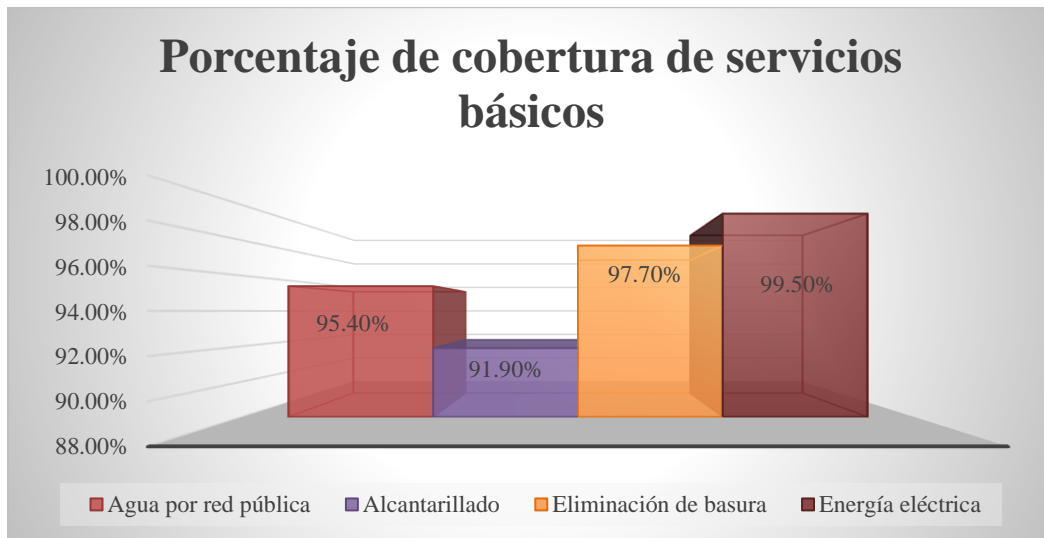


Fuente: Secretaría Nacional De Gestión de Riesgos, 2012

Los servicios básicos de la parroquia de Sangolquí cubren en gran porcentaje a su población, como por ejemplo agua potable, alcantarillado, energía eléctrica y eliminación de basura que se presentan en la Tabla 31.

Tabla 31

Porcentaje de cobertura de servicios básicos

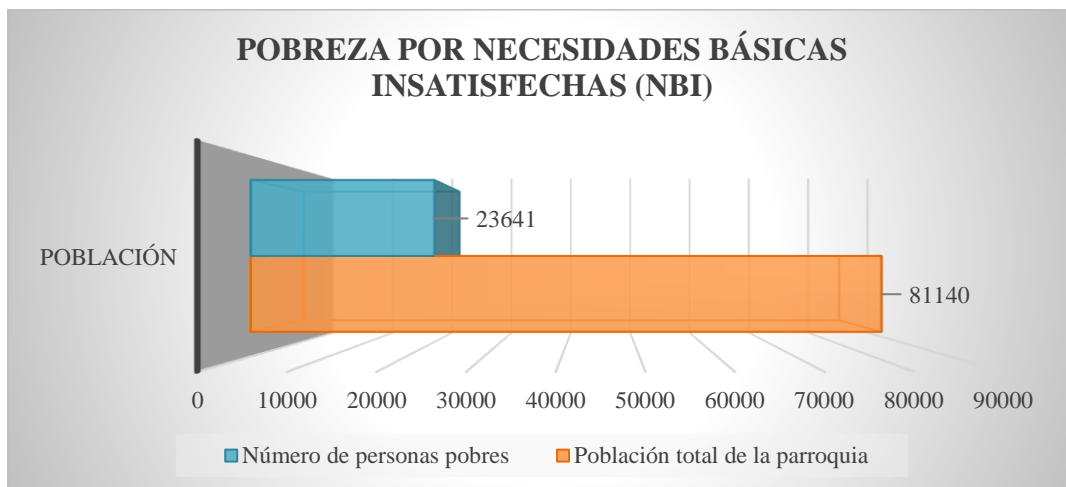


Fuente: Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, 2012

Por el contrario, el 31% de pobreza abarca el cantón Rumiñahui, es decir este porcentaje de personas están limitadas a empleo y necesidades básicas(ver Tabla 32). Aunque Sangolquí a logrado salir de la pobreza como lo registra el censo del 2010 con tan solo un 29%.

Tabla 32

Pobreza por necesidades básicas insatisfechas (NBI)

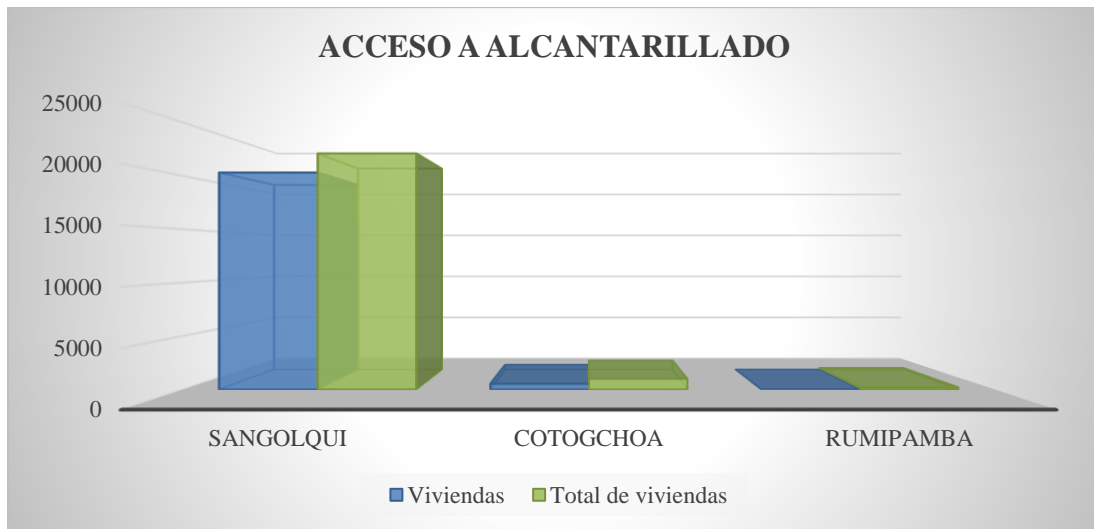


Fuente: Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, 2012

Según el GADMUR, (2019), se refleja un abastecimiento de alcantarillado del 89.5% del total de viviendas del cantón Rumiñahui (ver Tabla 33). Desde otra perspectiva, la parroquia de Sangolquí muestra gran cobertura en este sistema básico con un indicador del 91.9% en comparación con la parroquia de Cotogchoa y Rumipamba que presentan tan solo un 54.1% y 7.4% respectivamente.

Tabla 33

Acceso a alcantarillado

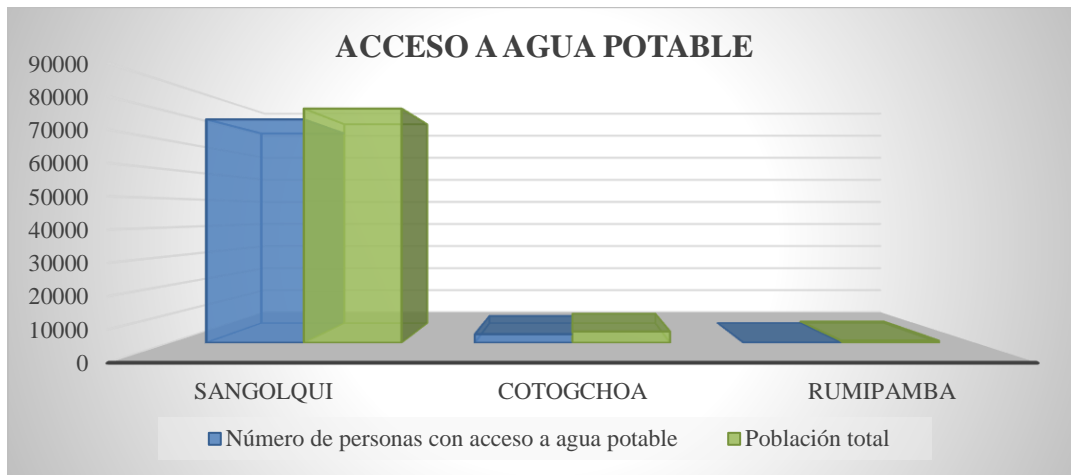


Fuente: Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos (2012)

De la misma forma, la accesibilidad de agua potable en el cantón Rumiñahui cubre una población de 93.8% en su red pública, con 95.4% en la parroquia de Sangolquí (ver Tabla 34). Sin embargo, la parroquia de Rumipamba cuenta con un porcentaje bajo de cobertura de agua potable, aproximadamente de 9.9% los mismos se abastecen de agua a través de vertientes, acequias y ríos.

Tabla 34

Acceso a agua potable



Fuente: Secretaría Nacional De Gestión de Riesgos (2012)

5.8 Descripción biofísica

El presente proyecto se preocupa por la interacción de la población con el medio ambiente, es por ello, que se busca compensar el efecto negativo que ha causado la población al entorno biofísico.

5.8.1 Flora

La flora del cantón Rumiñahui conserva especies típicas del callejón interandino, entre ellos cultivos de aguacate, tomate, maíz, alverja, guabo, magnolias y una gran variedad de cítricos. Además, comprende grandes extensiones de vegetación como son arrayanes, achupallas, suro, cedrillo, orquídeas, bromelias y alisos.

5.8.2 Fauna

Su clima característico, forma un ecosistema que alberga especies relacionadas a la ganadería como el ganado vacuno, bovino, porcino, caballar, mular, caprino, asnal y en el sector urbano el zorro colorado, comadreja andina, cóndor andino, tórtola, mirlo, gallinazo negro y en los pajonales del Pasochoa el lobo del páramo.

5.8.3 Vulnerabilidad y amenazas

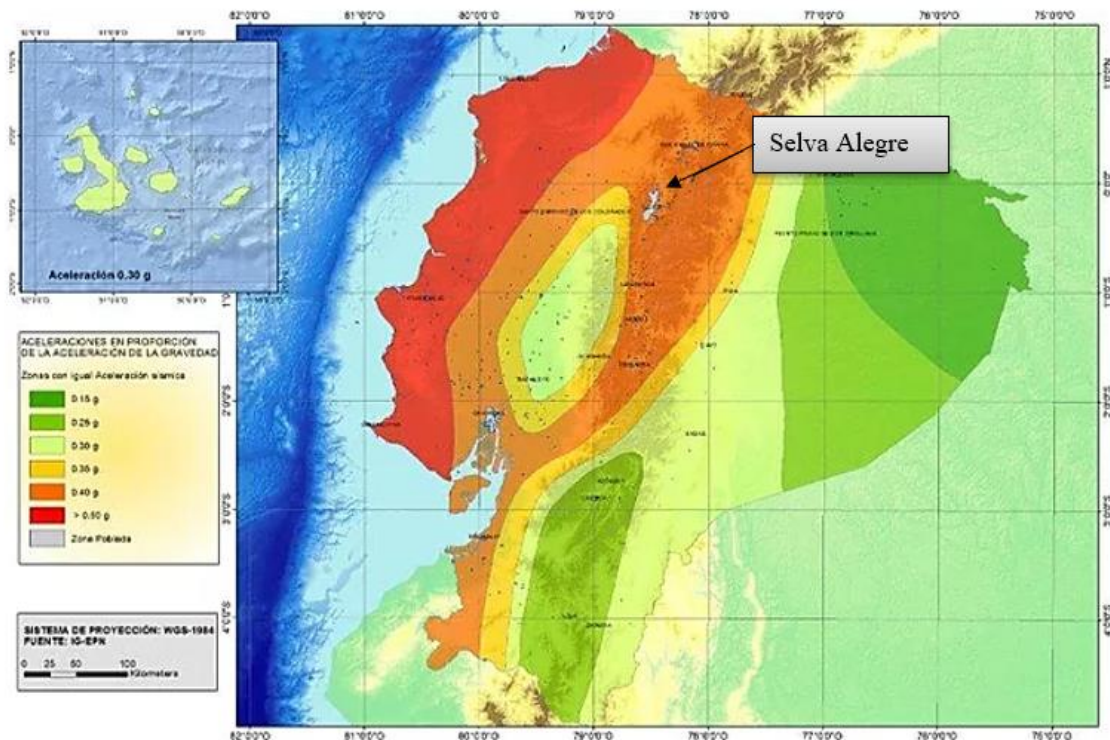
El barrio Selva Alegre, comprende varios escenarios de riesgos y amenazas, donde la comunidad fue notablemente afectada.

Desde junio del 2009 a octubre del 2011, el Cuerpo de Bomberos del cantón reporto la ocurrencia de inundaciones, ocurriendo al menos 70 eventos de estos.

En función con el mapa de zonificación de peligro sísmico el barrio Selva Alegre se encuentra ubicado en la zona V (ver Figura 27), con características de peligro sísmico alto para el mismo. El sismo que ha traído consecuencias graves para el barrio, fue el 9 de agosto de 1983, calculado aproximadamente a unos 20 km de profundidad.

Figura 26

Mapa del Ecuador, zona sísmica, valor del factor z



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción-NEC (2008)

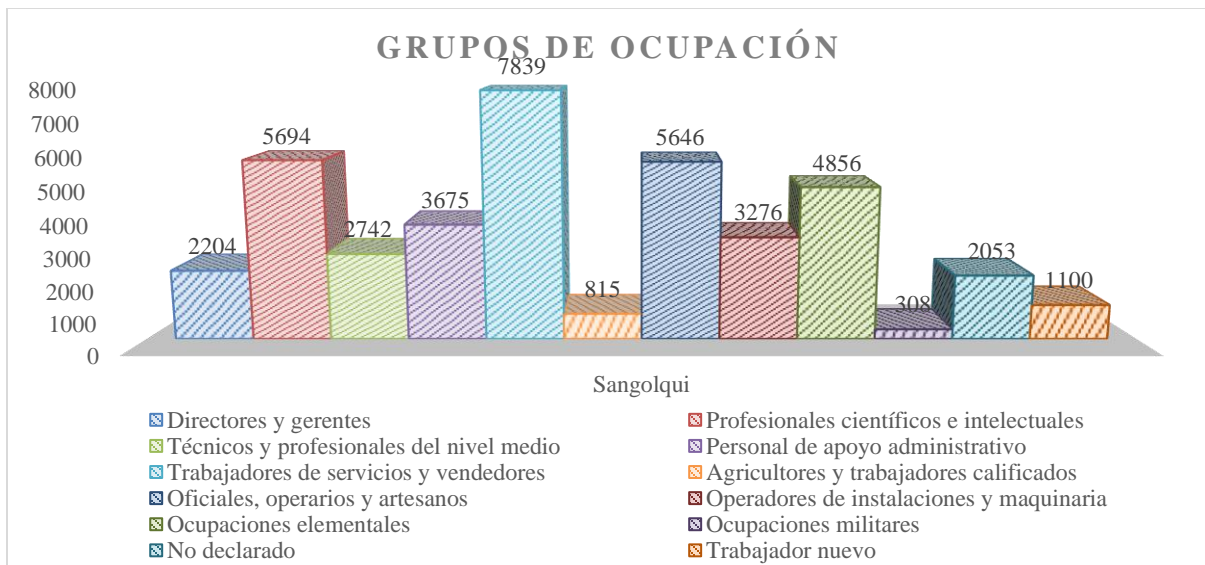
5.9 Aspectos socioeconómicos

La población del cantón Rumiñahui presenta una economía activa, su población se dedica al comercio al por mayor y menor, construcción, enseñanza, administración pública y defensa (Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, 2012). Además de ser fuertemente potenciales de microempresas manufactureras o al menos tienen la capacidad de solventar los gastos básicos.

Según el GADMUR, (2019), los habitantes del cantón trabajan a partir de los 10 años donde el 56.66% son hombres y el 43.34% mujeres, en su mayoría son trabajadores de servicios y vendedores como se presenta en la Figura 28.

Figura 27

Grupos de ocupación



Fuente: Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos (2012)

5.10 Aspectos legales

Los aspectos legales en la ejecución de un proyecto tratan sobre las normas y requisitos que se deben acatar en la construcción de una obra civil, en la Tabla 34, se menciona los marcos legales establecidos por la Constitución de la República de Ecuador, la Ley de Gestión del Ambiente y ley reformaría al código penal.

Tabla 35

Aspectos legales

MARCO LEGAL	DOCUMENTO	INTERES
Constitución de la República Ecuador	Suplemento R.O. No. 449- octubre 20, 2008	Dotar a la población el derecho a vivir en un ambiente sano y ecológicamente equilibrado que garantice el buen vivir, libre de contaminación.
Ley de Gestión del Ambiente	R. O.245, Julio 30 de 1999	Todo proyecto será evaluado antes de su ejecución, con el objetivo de disminuir impactos ambientales.
Ley reformaría al código penal	R. O.2 enero 24, 2000	De presentarse contravenciones ambientales, serán sancionados.

Elaborado por: Los autores.

5.11 Unidades que conforman el proyecto

En el presente se describirá las unidades que podrían generar impactos ambientales en el momento de su construcción, mantenimiento y operación. Se considera realizar una lista del tipo de unidades que depende el mismo, las que están incluidas en la Tabla 35.

Tabla 36

Unidades que conforman el proyecto

Unidades	
A. Construcción	B. Operación/ Mantenimiento
A1. Campamento	B1. Operación del sistema de alcantarillado
A2. Señalización de vías	B2. Mantenimiento del sistema
A3. Cierre parcial de vías	
A4. Excavación	
A5. Operación de maquinaria	
A6. Emisión de polvo y ruido	
A7. Transporte de materiales	
A8. Disposición de materiales de desalojo	
A9. Cierre de la obra	

Elaborado por: Los autores.

5.12 Identificación y evaluación de impactos ambientales

Para identificar y evaluar los impactos ambientales negativos y positivos que se presentaran durante la ejecución del proyecto, en la Tabla 37 se plantea una matriz que comprende los indicadores ambientales susceptibles a ser afectados por las unidades que conforman el proyecto.

Tabla 37*Indicadores ambientales*

IMPACTOS	INDICADOR AMBIENTAL	UNIDADES	EFEECTO	INTERES
Agua	Contaminación drenajes	A1, A4, A8	Directo	Media
	Calidad del agua	A1, A4, A8, B1	Directo	Media
Aire	Generación de ruido	A4, A5, A6, A7, B1	Directo	Media
	Emisión de partículas y polvo	A1, A4, A5	Directo	Alta
	Emisión de gases	A1, A4, A5, A8, B1	Directo	Alta
	Generación de olores	A4, B1		Alta
Suelo	Intervención en el uso del suelo	A1		Baja
	Calidad del suelo	A1, A8		Alta
Espacio publico	Alteración, ocupación del espacio publico	A3		Media
Comunidad	Accidentes automovilísticos	A1, A2, A3, A4, A5, A7		Baja
	Alteración del transito	A3, A4		Media
	Interferencias en servicios públicos	A4		Alto
	Daños a edificaciones	A4	Directo	Media
Salud y seguridad	Generación de riesgos sanitarios	A1, A4, B2		Alto

Elaborado por: Los autores.

5.13 Mitigación de los impactos

Se propondrá medidas de mitigación en base a la construcción y operación del sistema de alcantarillado y planta de tratamiento del barrio Selva Alegre con el propósito de eliminar, reducir o minimizar los impactos ambientales negativos generados por los mismos.

Las medidas identificadas para el control de impactos ambientales son las siguientes:

- Conocer la topografía de la zona y el volumen exacto de excavación con el propósito de no afectar físicamente al suelo en el momento de la excavación. Además, se deberá controlar las partículas de polvo con la dispersión de agua.

- Se debe elegir equipos y maquinarias que sean poco ruidosos, además se debe efectuar mantenimiento adecuado a los equipos que se van a utilizar.
- De existir la presencia de animales nativos en la zona del proyecto, se los deberá desplazar temporalmente.
- Antes de iniciar la obra se debe realizar una capacitación a los trabajadores y población sobre el lugar e indicar que es un área protegida.
- Garantizar que el material de construcción llegue a escombreras autorizadas.
- Plantear sitios para el ingreso de maquinarias a la construcción con la finalidad de evitar el tráfico en las calles del área de construcción.
- Dotar de equipos de protección al personal de la obra.

CAPÍTULO VI

CANTIDADES Y PRESUPUESTOS

6.1 Cálculo de cantidades

El cálculo de cantidades se realiza en base los planos elaborados, en donde se identifican las diferentes actividades a realizar en la red de alcantarillado y en la planta de tratamiento, con las que se estima superficies, pesos, volúmenes, unidades, etc.

6.2 Análisis de precios unitarios

El análisis de precios unitarios comprende cuatro componentes, mano de obra, equipo, materiales y transporte, que sumado y multiplicado por el costo indirecto se establece el costo unitario de cada rubro.

6.3 Presupuesto total

Al multiplicar este costo unitario por las cantidades calculadas de cada actividad, se obtiene el costo total aproximado del proyecto.

En el Anexo M, se expone el presupuesto referencial de la red de alcantarillado y planta de tratamiento con un monto de \$ 770,925.62 y \$184,272.87 respectivamente, con un total de \$ 955,198.49. En la Tabla 37 y 38 se presenta un resumen de presupuestos.

Tabla 38*Resumen del presupuesto referencial del rediseño de red de alcantarillado*

DESCRIPCIÓN	TOTAL (\$)
MOVIMIENTO DE TIERRAS	264738.78
TUBERIAS ALCANTARILLADO	373995.68
POZOS DE REVISIÓN	42898.64
CONEXIONES DOMICILIARIAS	18516.41
ROTURA Y REPOSICION DE PAVIMENTOS	66849.68
SEGURIDAD INDUSTRIAL Y MITIGACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL	3188.30
TRABAJOS VARIOS	738.12
MONTO	770925.61

Elaborado por: Los autores.

Tabla 39*Resumen del presupuesto referencial de la planta de tratamiento*

DESCRIPCIÓN	TOTAL (\$)
TRABAJOS PRELIMINARES	1390.09
SEPARADOR DE CAUDALES	2017.5271
CANAL DE ENTRADA Y REJILLAS	492.5795
TRAMPA DE GRASAS	1951.4078
TRATAMIENTO PRIMARIO	54008.35
LECHO DE SECADO DE LODOS	42666.26
FILTRO PERCOLADOR DE FLUJO ASCENDENTE	49483.138
TANQUE PURIFICADOR	16088.408
SEGURIDAD INDUSTRIAL Y MITIGACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL	1537.53
TUBERIAS Y ACCESORIOS	14637.58
MONTO	184272.87

Elaborado por: Los autores.

CONCLUSIONES

Con la evaluación del sistema de alcantarillado existente se logró obtener información técnica y operacional, con la que se comprobó que gran parte de la red actual se encuentra trabajando de forma deficiente.

La evaluación previa ha servido como base para el rediseño, pues al haber conductos y pozos de revisión en buen estado de conservación, se ha logrado la optimización de los mismos, lo que conlleva a un menor empleo de recursos.

Una vez identificado las deficiencias presentes en el sistema de alcantarillado actual, mediante el rediseño de una nueva red de alcantarillado combinado, se logró satisfacer las necesidades hidrosanitarias del barrio Selva Alegre acorde con lo estipulado en las normas vigentes en el estado ecuatoriano.

Técnicamente, la planta de tratamiento propuesta tratará caudales de aguas residuales hasta el año 2045 de acuerdo con la práctica de ingeniería generalmente aceptada. El afluente pasará por procesos como: pretratamientos, decantación primaria mediante un tanque Imhoff, tratamiento secundario con un filtro percolador de flujo ascendente, lechado de lodos secados al ambiente y tanque de purificación, para finalmente ser descargado al cuerpo de agua dulce.

Los análisis realizados al agua residual del barrio Selva Alegre, dieron lugar a un tipo de tratamiento secundario, garantizando así que la descarga del efluente final hacia el río Santa Clara cumpla con la legislación ambiental ecuatoriana.

Con la planta de tratamiento propuesta se pretende minimizar la contaminación generada por las descargas directas de agua residual, dado que estos afluentes presentan un impacto negativo a la población y al medio ambiente.

En base a los diferentes planos elaborados, se determinó el presupuesto referencial de la red de alcantarillado y la planta de tratamiento, presentándose un monto total de \$ 955,198.49.

RECOMENDACIONES

Previo a la ejecución del proyecto, es importante la socialización del mismo con personal capacitado antes y durante la construcción.

Verificar los niveles de las tuberías ya que esto garantiza el buen funcionamiento hidráulico diseñado.

A fin de evitar filtraciones a la red de alcantarillado, es importante que la instalación de juntas elasto-mericas las realice un personal capacitado.

Realizar campañas de concientización dirigidas a los pobladores del barrio Selva Alegre para desarrollar interés acerca de la importancia del recurso agua y los beneficios de su ahorro, así también como los beneficios en el cuidado del medio ambiente.

Integrar en la ejecución del proyecto todas las normas de construcción vigentes en el Ecuador, con la finalidad de obtener estructuras de buena calidad.

Dar seguimiento a los manuales de mantenimiento de los sistemas y equipos, para garantizar su correcto funcionamiento.

REFERENCIAS

- Aguinaga, S. (1996). *Manual De Procedimientos Analíticos Para Aguas y Efluentes*. 174.
- Andina, J., Rojas, M., Romeu-álvarez, B., & Heydrich-pérez, M. R. M. (2013). Bacterias indicadoras de contaminación fecal en la evaluación de la calidad de las aguas: revisión de la literatura. *Revista CENIC : Ciencias Biológicas*, 44(3), 24–34.
- Aparicio Mijares, F. J. (1989). Fundamentos De Hidrología De Superficie. In *Journal of Chemical Information and Modeling* (Vol. 53, Issue 9).
- Chow, V. Te. (2004). *Hidraulica de Canales Abiertos*.
- CPE INEN 05. (1992). *NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES*.
- EMAAP-Q. (2009). *Normas de diseño de sistemas de alcantarillado para la EMAAP-Q*.
- GADMUR. (2019). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento territorial Cantòn Rumiñahui 2012-2025*. 374.
- Hernández, A., Hernández, A., & Galán, P. (2004). *MANUAL DE DEPURACIÓN URALITA* (p. 429). www.parainfo.es
- Metcalf, & Eddy. (1995). *Ingeniería de Aguas Residuales. Volimen I*.
- Ministerio de Desarrollo Económico. (2000). Reglamento Técnico Del Sector De Agua Potable Y Saneamiento Basico Ras-2000. *Reglamento Técnico Del Sector De Agua Potable Y Saneamiento Basico, E*, 150. http://www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/010710_ras_titulo_e_.pdf
- Ministerio del Ambiente. (2017). *Texto unificado de legislación secundaria de medio ambiente*. 1–407.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción-NEC. (2008). Cargas Sismicas Diseño Sismo Resistente.

Design and Optimization of Metal Structures, 27–32.
<https://doi.org/10.1533/9781782420477.27>

Organización Panamericana de la Salud. (2005). Guía Para el Diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización. *Publicaciones Estadísticas y Geográficas. SINA*, 130(November), 92. <https://doi.org/10.3390/w10020099>

Prats, D., & Melgarejo, J. (2006). *Desalación y reutilización de aguas. Situación en la provincia de Alicante*.

Romero, J. (2008). *Tratamiento de aguas residuales, teoría y principios de diseño* (pp. 17-19,57,61,634,640).

Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2015). Manual de Agua Potable , Alcantarillado y Saneamiento “Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente.” In *Libro 29*.

Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos. (2012). Análisis de Vulnerabilidad Cantón Rumiñahui. *Plan de Ordenamiento Territorial Rumiñahui, 1*.

SENAGUA. (2016). *Normas para estudio de sistemas de abastecimiento de agua potable y disposición de aguas residuales, para poblaciones mayores a 1000 habitantes*. (Issue 6). http://www.agua.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/04/norma_urbana_para_estudios_y_disenos.pdf

UNATSABAR. (2003). *Especificaciones Técnicas para el Diseño de Trampa de Grasa*. 11.

ANEXOS

Anexo A

Hoja de registro catastral

**PROYECTO: CATASTRO DE LA RED DE ALCANTARILLADO
BARRIO SELVA ALEGRE, PARROQUIA DE SANGOLQUÍ, CANTÓN RUMIÑAHUI**

ANEXO					
FORMULARIO No.	26				
Cota tapa	2525.99 msnm				
H pozo	2.6 m				
Preparado por:	Ing. Nelson Pedraza				
Hoja No.	26	de	66		
Archivo:					
Fecha:	jueves, 9 de enero de 2020				
Realizado Por:	Cabay Kleber y Hervas Edmundo				

Pozo No.	ESTADO DEL MATERIAL					
	DIAMETRO (m)	NO	MATERIAL	B	R	M
26	0.4			x		
Tapa						
Paredes	Ladrillo enlucido					x
Zócalo	Hormigón					x
Fondo	Hormigón					x
Escalera	No existe					
Estado General						x
Diámetro Pozo b (m)						1

ALCANTARILLADO		
Sanitario	Pluvial	Combinado
		x

N° Flujo	Descripción	Diámetro (mm)	Altura (m)	Material (tipo)	SUMIDEROS																
					No.	DESC.	TIPO		UBICACION CALLE	MATERIAL	ESTADO				TAPA		POZO SUMIDERO		POZO DE REJILLA		
						Calzada	Vereda	B			R	M	O	LONG	ANCH	GEOMETRIA	DIAM	PROF	LONG	ANCH	ALT
1	Col.Pz-25	500	2.60	HS	1	Sum-36	x		Juan de Salinas	HA y Adoquin	x	x			0.54	0.38	Circular	0.54	0.70		
2	Col.Sum-36	200	1.17	HS	2	Sum-37	x		Juan de Salinas	HA	x				0.54	0.38	Circular	0.54	0.84		

CALLE: Juan de Salinas	ZONA: Sangolquí	TIPO DE CALZADA: Adoquinado	VEREDA: Hormigón	OBSERVACIONES:
---------------------------	--------------------	--------------------------------	---------------------	----------------

DETALLE POZO N° 26

**ALCANTARILLADO DEL BARRIO SELVA ALEGRE
CATASTRO DEL SISTEMA EXISTENTE**

REVISÓ

Ing. Marco masabanda PHD

APROBÓ

Ing. Nelson Pedraza

Elaborado por: Los autores.

Anexo B

Material, diámetro y longitud de tubería

Tramo	Material	Diámetro (mm)	Longitud (m)
1 al 2	HS	300	11.68
2 al 3	HS	300	69.04
3 al 4	HS	400	135.64
4 al 5	HS	500	63.7
5 al 6	HS	500	34.83
6 al 7	HS	300	30.19
7 al 69	HS	400	23.85
9 al 8	PVC	200	42.96
8 al 69	HS	200	2.99
69 al 10	HS	400	50.98
10 al 11	HS	500	18.71
12 al 13	HS	200	64.58
13 al 14	HS	250	68.91
15 al 16	PVC	250	34.97
16 al 17	PVC	250	14.08
14 al 21	NI		78.91
18 al 19	PVC	250	69.6
19 al 20	PVC	250	16.43
21 al 22	HS	500	58.64
22 al 23	HS	500	52.98
23 al 24	HS	500	77.25
24 al 25	HS	500	13.59
25 al 26	HS	500	70.08
26 al 27	HS	600	110.81
27 al 28	HS	600	3.56
66 al 01	NI	300	61.11
65 al 66	NI	250	59.08
65 al 64	HS	300	30.56
64 al 63	HS	400	108.71
63 al 62	HS	400	16.12
69 al 70	NI		65.98
70 al 53	HS	250	93.96
68 al 53	HS	200	52.65
68 al 04	HS	250	73.06
54 al 55	HS	250	46.54
55 al 56	HS	250	21.21
56 al 57	HS	250	34.58
57 al 58	HS	250	34.26
58 al 05	HS	350	6.05

Tramo	Material	Diámetro (mm)	Longitud (m)
53 al 47	PVC	400	63.55
52 al 51	HS	250	16.17
51 al 50	HS	250	5.55
50 al 49	HS	250	51.89
49 al 48	HS	250	25.71
48 al 47	HS	250	4.42
47 al 46	PVC	400	50.7
46 al 45	PVC	400	17.53
46 al 44	HS	300	19.26
67 al 10	HS	250	48.4
67 al 42	HS	300	65.8
42 al 41	HS	300	68.76
40 al 13	HS	200	91.47
40 al 39	HS	200	71.66
34 al 33	HS	200	32.99
33 al 21	HS	250	52.56
33 al 32	HS-PVC	250	68.92
62 al 61	HS	500	6.12
61 al 59	HS	500	91.57
60 al 59	HS	250	6.2
59 al 45	HS	500	75.73
45 al 44	HS	600	3.15
44 al 43	HS	600	61.94
43 al 41	HS	600	85.02
41 al 39	HS	700	107.31
39 al 38	HS	700	51.86
38 al 35	NI	700	65.76
37 a 36	PVC	250	46.19
35 al 32	HS	700	28.69
32 al 31	HS	800	35.12
31 al 30	HS	800	59.08
30 al 29	HS	800	82.43
29 al 28	HS	800	89.72

Simbología:

HS: Hormigón Simple.

PVC: Policloruro de Vinilo.

NI: Material No Identificado.

HS-PVC: Dos materiales en un Tramo.

Nota: Ver plano catastral (plano 01). Elaborado por: Los autores.

Anexo C

Estado de conservación de pozos de revisión

Nº Pozo	Bueno	Regular-Malo	Nº Pozo	Bueno	Regular-Malo
1		x	36	x	
2		x	37	x	
3		x	38	x	
4		x	39	x	
5		x	40		x
6		x	41	x	
7		x	42		x
8		x	43	x	
9	x		44		x
10		x	45	x	
11		x	46		x
12		x	47	x	
13		x	48	x	
14		x	49	x	
15	x		50	x	
16	x		51	x	
17	x		52	x	
18	x		53		x
19	x		54		x
20	x		55		x
21		x	56		x
22		x	57		x
23		x	58		x
24		x	59	x	
25		x	60		x
26		x	61	x	
27		x	62		x
28	x		63		x
29	x		64		x
30	x		65		x
31	x		66		x
32	x		67		x
33		x	68		x
34		x	69		x
35	x		70		x

Nota: En el plano catastral (plano 01) se identifica la ubicación de los pozos de revisión.

Elaborado por: Los autores.

Anexo D

Estado de los sumideros de la red de alcantarillado

N°	Estado		Rejilla	Cadena de seguridad
	Bueno	Regular-Malo		
Sum-1	x		x	No
Sum-2	x		x	Si
Sum-3	x		x	Si
Rej-4	x		x	Empotrado
Rej-5	x		x	Empotrado
Rej-6	x		x	Empotrado
Rej-7	x		x	Empotrado
Rej-8	x		x	Empotrado
Rej-9	x		x	Empotrado
Rej-10		x	x	Empotrado
Rej-11		x	x	Empotrado
Sum-12		x	x	Si
Sum-13		x	x	Si
Sum-14		x	x	No
Sum-15		x	x	Si
Sum-16		x	x	No
Sum-17	x		x	No
Sum-18	x		x	No
Sum-19	x		x	No
Sum-20	x		x	Si
Sum-21	x		x	Si
Sum-22	x		x	Si
Sum-23	x		x	Si
Sum-24	x		x	Si
Sum-25	x		x	Si
Sum-26	x		x	Si
Sum-27	x		x	Si
Sum-28	x		x	No
Sum-29	x		x	Si
Sum-30		x	x	No
Sum-31		x	x	No
Sum-32		x	x	Si
Sum-33	x		x	Si
Sum-34	x		x	Si
Sum-35	x		x	Si
Sum-36	x		x	No
Sum-37	x		x	Si

N°	Estado		Rejilla	Cadena de seguridad
	Bueno	Regular-Malo		
Sum-38		x	x	No
Sum-39		x	x	Empotrado
Rej-40	x		x	Empotrado
Rej-41	x		x	Empotrado
Rej-42	x		x	Empotrado
Rej-43	x		x	Empotrado
Rej-44	x		x	Empotrado
Rej-45	x		x	Empotrado
Sum-46	x		x	No
Sum-47	x		x	No
Rej-48	x		x	Empotrado
Rej-49	x		x	Empotrado
Rej-50	x		x	Empotrado
Sum-51		x	x	Si
Sum-52		x	x	Si
Sum-53		x	x	Si
Rej-54	x		x	Empotrado
Rej-55	x		x	Empotrado
Sum-56	x		x	No
Rej-57	x		x	Empotrado
Rej-58	x		x	Empotrado
Sum-59	x		x	No
Sum-60	x		x	No
Rej-61	x		x	Empotrado
Rej-62	x		x	Empotrado
Sum-63	x		x	Si
Sum-64	x		x	No
Sum-65	x		x	No
Sum-66	x		x	No
Rej-67	x		x	Empotrado
Rej-68	x		x	Empotrado
Sum-69	x		x	Si
Sum-70	x		x	No
Sum-71	x		x	Si
Sum-72	x		x	Si
Sum-73	x		x	Si
Sum-74	x		x	No
Sum-75		x	x	No
Sum-76		x	x	Si
Sum-77		x	x	No
Sum-78		x	x	Si
Sum-79		x	x	Si

N°	Estado		Rejilla	Cadena de seguridad
	Bueno	Regular-Malo		
Sum-80		x	x	Si
Sum-81		x	x	Si
Sum-82		x	x	Si
Sum-83		x	x	Si
Sum-84		x	x	Si
Sum-85		x	x	No
Sum-86	x		x	No
Sum-87	x		x	No
Rej-88	x		x	Empotrado
Rej-89	x		x	Empotrado
Sum-90		X	x	Si
Sum-91		X	x	No
Sum-92		X	x	Si
Sum-93		X	x	Si
Sum-94		X	x	No
Sum-95		X	x	No

Nota: La ubicación de los sumideros se encuentra en el plano catastral (plano 01).
Elaborado por: Los autores.

Anexo E

Tramos y sus áreas de aportación

Tramo	Pozo inicial	Pozo final	Área de aportación (Ha)
T1	Pz 63	Pz 64	0.069
T2	Pz 64	Pz 58	0.196
T3	Pz 65	Pz 66	0.035
T4	Pz 66	Pz 42	0.232
T5	Pz 57	Pz 2	0.132
T6	Pz 47	Pz 48	0.113
T7	Pz 48	Pz 49	0.164
T8	Pz 49	Pz 50	0.162
T9	Pz 50	Pz 7	0.084
T10	Pz 52	Pz 31	0.445
T11	Pz 52	Pz 79	0.957
T12	Pz 79	Pz 11	0.243
T13	Pz 68	Pz 54	0.12
T14	Pz 53	Pz 54	0.574
T15	Pz 54	Pz 30	0.133
T16	Pz 55	Pz 27	0.258
T17	Pz 67	Pz 53	0.131
T18	Pz 53	Pz 14	0.36
T19	Pz 71	Pz 55	0.164
T20	Pz 55	Pz 16	0.174
T21	Pz 69	Pz 17	0.099
T22	Pz 81	Pz 82	0.134
T23	Pz 82	Pz 19	0.09
T24	Pz 70	Pz 21	0.18
T25	Pz 56	Pz 38	0.171
T26	Pz 80	Pz 46	0.058
T27	Pz 43	Pz 45	0.356
T28	Pz 45	Pz 46	0.6
T29	Pz 46	Pz 34	0.161
T30	Pz 4	Pz 3	0.333
T31	Pz 3	Pz 2	0.527
T32	Pz 2	Pz 41	0.4
T33	Pz 83	Pz 38	0.068
T34	Pz 38	Pz 41	0.212
T35	Pz 41	Pz 58	0.15
T36	Pz 58	Pz 42	0.092

T37	Pz 42	Pz 43	0.547
T38	Pz 43	Pz 44	0.45
T39	Pz 44	Pz 6	0.447
T40	Pz 4	Pz 5	0.297
T41	Pz 5	Pz 6	0.813
T42	Pz 6	Pz 7	0.351
T43	Pz 7	Pz 8	0.094
T44	Pz 8	Pz 9	0.128
T45	Pz 9	Pz 10	0.153
T46	Pz 10	Pz 11	0.331
T47	Pz 11	Pz 13	0.136
T48	Pz 13	Pz 14	0.351
T49	Pz 14	Pz 15	0.227
T50	Pz 15	Pz 16	0.384
T51	Pz 16	Pz 17	0.321
T52	Pz 17	Pz 18	0.346
T53	Pz 18	Pz 19	0.813
T54	Pz 19	Pz 20	0.397
T55	Pz 20	Pz 21	0.05
T56	Pz 21	Pz 23	0.378
T57	Pz 36	Pz 35	0.632
T58	Pz 35	Pz 34	0.621
T59	Pz 34	Pz 33	0
T60	Pz 33	Pz 32	0.494
T61	Pz 32	Pz 31	0.365
T62	Pz 31	Pz 30	0.44
T63	Pz 30	Pz 29	0.251
T64	Pz 29	Pz 28	0.489
T65	Pz 28	Pz 27	0.121
T66	Pz 27	Pz 26	0.117
T67	Pz 26	Pz 25	0.416
T68	Pz 25	Pz 24	0.341
T69	Pz 24	Pz 23	0.453

Nota: Ver plano 03 (áreas de aportación). Elaborado por: Los autores.

Anexo F

Diseño de la red de alcantarillado del barrio Selva Alegre

DATOS		
FACTOR DE MAYORACIÓN=	1.5	
DENSIDAD POBLACIONAL ACTUAL=	104.7	hab./Ha
DENSIDAD POBLACIONAL FUTURA=	230	hab./Ha
DOTACIÓN ACTUAL=	212.475	l/hab./día
DOTACIÓN FUTURA =	220	l/hab./día
COEFICIENTE DE ESCURRIEMIE=	0.67	
COEFIC DE RUGOSIDAD PVC =	0.011	
COEFIC DE RUGOSIDAD HORM =	0.013	
TIEMPO DE CONCENTR INI T _c =	12	min
COEFICIENTE DE RETORNO=	0.8	
CAUDAL DE INFILTRACIÓN	0.10	L/s/Ha
PERIODO DE RETORNO	5.00	años

Anexo G

Factor K

Factor K		Factor K		Factor K		Factor K	
K	y/D	K	y/D	K	y/D	K	y/D
0.00001	0.01	0.105	0.4	0.2969	0.78	0.575	1.16
0.0002	0.02	0.11	0.41	0.3008	0.79	0.581	1.17
0.0005	0.03	0.1147	0.42	0.3045	0.8	0.587	1.18
0.0009	0.04	0.1196	0.43	0.3082	0.81	0.593	1.19
0.0015	0.05	0.1245	0.44	0.3118	0.82	0.599	1.2
0.0022	0.06	0.1298	0.45	0.3151	0.83	0.605	1.21
0.0031	0.07	0.1348	0.46	0.3182	0.84	0.611	1.22
0.0041	0.08	0.1401	0.47	0.3212	0.85	0.617	1.23
0.0052	0.09	0.1452	0.48	0.324	0.86	0.623	1.24
0.0065	0.1	0.1505	0.49	0.3264	0.87	0.629	1.25
0.0079	0.11	0.1558	0.5	0.3286	0.88	0.635	1.26
0.0095	0.12	0.161	0.51	0.3307	0.89	0.641	1.27
0.0113	0.13	0.1664	0.52	0.3324	0.9	0.647	1.28
0.0131	0.14	0.1715	0.53	0.3336	0.91	0.653	1.29
0.0152	0.15	0.1772	0.54	0.3345	0.92	0.659	1.3
0.0173	0.16	0.1825	0.55	0.335	0.93	0.665	1.31
0.0196	0.17	0.1878	0.56	0.3353	0.94	0.671	1.32
0.022	0.18	0.1933	0.57	0.3349	0.95	0.677	1.33
0.0247	0.19	0.1987	0.58	0.334	0.96	0.683	1.34
0.0273	0.2	0.2041	0.59	0.3322	0.97	0.689	1.35
0.0301	0.21	0.2092	0.6	0.3291	0.98	0.693	1.36
0.0333	0.22	0.2146	0.61	0.3248	0.99	0.7	1.37
0.0359	0.23	0.2199	0.62	0.3117	1	0.706	1.38
0.0394	0.24	0.2252	0.63	0.486	1.01	0.713	1.39
0.0427	0.25	0.2302	0.64	0.492	1.02	0.72	1.4
0.0464	0.26	0.2358	0.65	0.498	1.03	0.726	1.41
0.0497	0.27	0.2407	0.66	0.504	1.04	0.733	1.42
0.0536	0.28	0.246	0.67	0.51	1.05	0.74	1.43
0.0571	0.29	0.251	0.68	0.516	1.06	0.745	1.44
0.061	0.3	0.256	0.69	0.522	1.07	0.75	1.45
0.065	0.31	0.2608	0.7	0.527	1.08	0.754	1.46
0.069	0.32	0.2653	0.71	0.533	1.09	0.76	1.47
0.0736	0.33	0.2702	0.72	0.54	1.1	0.767	1.48
0.0776	0.34	0.2751	0.73	0.546	1.11	0.774	1.49
0.0864	0.36	0.2794	0.74	0.552	1.12	0.78	1.5
0.0909	0.37	0.284	0.75	0.558	1.13	0.787	1.51
0.0955	0.38	0.2888	0.76	0.563	1.14	0.794	1.52
0.102	0.39	0.293	0.77	0.569	1.15	0.801	1.53

Factor K		Factor K		Factor K		Factor K	
K	y/D	K	y/D	K	y/D	K	y/D
0.805	1.54	0.915	1.72	1.02	1.9	1.14	2.08
0.809	1.55	0.922	1.73	1.03	1.91	1.14	2.09
0.814	1.56	0.929	1.74	1.03	1.92	1.14	2.1
0.821	1.57	0.933	1.75	1.04	1.93	1.15	2.11
0.828	1.58	0.937	1.76	1.05	1.94	1.16	2.12
0.834	1.59	0.942	1.77	1.05	1.95	1.16	2.13
0.841	1.6	0.949	1.78	1.06	1.96	1.17	2.14
0.848	1.61	0.955	1.79	1.07	1.97	1.18	2.15
0.854	1.62	0.962	1.8	1.08	1.98	1.18	2.16
0.861	1.63	0.969	1.81	1.08	1.99	1.19	2.17
0.866	1.64	0.976	1.82	1.08	2	1.19	2.18
0.87	1.65	0.982	1.83	1.09	2.01	1.2	2.19
0.875	1.66	0.989	1.84	1.1	2.02	1.21	2.2
0.881	1.67	0.996	1.85	1.1	2.03	1.22	2.21
0.888	1.68	0.998	1.86	1.11	2.04	1.22	2.22
0.895	1.69	1	1.87	1.12	2.05	1.22	2.23
0.902	1.7	1.01	1.88	1.12	2.06	1.23	2.24
0.908	1.71	1.01	1.89	1.13	2.07	1.24	2.25

Fuente: Chow, (2004)

Anexo H

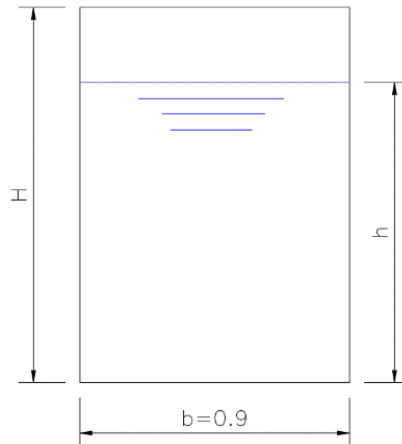
Cálculo del colector

DATOS:

$$Q_{dis} = 2.99 \text{ m}^3/s$$

$$n = 0.013$$

$$S = 1\%$$



Donde:

Q_{dis} : caudal de diseño (m^3/s)

n : coeficiente de rugosidad de Manning para hormigón (adimensional)

S : pendiente adoptada (m/m)

b : base del colector (m)

H : altura del colector (m)

Asumiendo una base (b) de 0.9m, se calcula la altura de flujo (h) mediante la ecuación de Manning (ecuación 47).

$$v = \frac{1}{n} * R_H^{2/3} * S^{1/2} \quad \text{ecuación (44)}$$

$$Q = A * v \quad \text{ecuación (16)}$$

$$Q = (b * h) * \left(\frac{1}{n} * R_H^{2/3} * S^{1/2} \right)$$

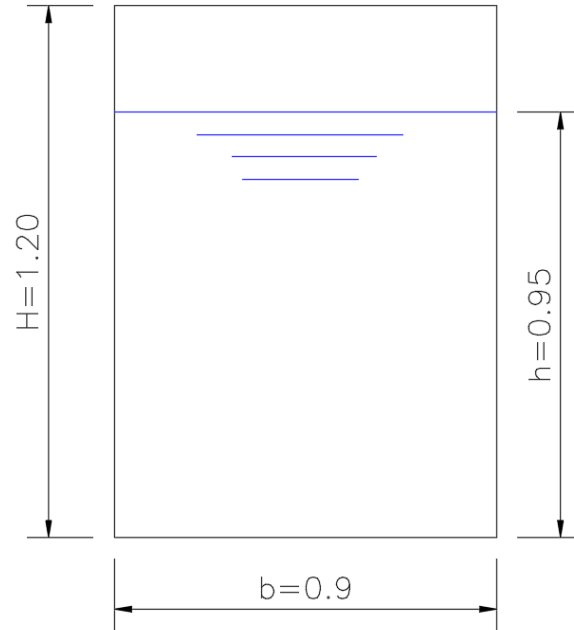
$$Q = (0.9 * h) * \left(\frac{1}{n} * \left(\frac{0.9 * h}{0.9 + 2 * h} \right)^{2/3} * 0.01^{1/2} \right)$$

$$h = 0.95m$$

La altura del colector es calculada con una relación hidráulica (h/H) de 80%.

$$\frac{h}{H} = 0.8$$

$$H = 1.19 \approx 1.20m$$



Anexo I

Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce

Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce				
Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible	
Aceites y Grasas	Sustancias solubles en hexano	mg/l	0,3	
Alkil mercurio		mg/l	No detectable	
Aldehídos		mg/l	2,0	
Aluminio	Al	mg/l	5,0	
Arsénico total	As	mg/l	0,1	
Bario	Ba	mg/l	2,0	
Boro total	B	mg/l	2,0	
Cadmio	Cd	mg/l	0,02	
Cianuro total	CN	mg/l	0,1	
Cloro Activo	Cl	mg/l	0,5	
Cloroformo	Extracto carbón cloroformo EEC	mg/l	0,1	
Cloruros	Cl	mg/l	1000	
Cobre	Cu	mg/l	1,0	
Cobalto	Co	mg/l	0,5	
Coliformes Fecales	Nmp/100ml		Remoción > al 99,9 %	
Color real	Color real	Unidades de color mg/l	Inapreciable en dilución 1/20	
Compuestos fenólicos	Fenol	mg/l	0,2	
Cromo hexavalente	Cr ⁺⁶	mg/l	0,5	
Demanda Bioquímica de Oxígeno 5 días	DBO ₅	mg/l	100	
Demanda Química de Oxígeno	DQO	mg/l	250	
Dicloroetileno	Dicloroetileno	mg/l	1,0	
Estaño	Sn	mg/l	5,0	
Fluoruros	F	mg/l	5,0	
Fósforo total	P	mg/l	10	
Hierro total	Fe	mg/l	10,0	
Hidrocarburos Totales de Petróleo	TPH	mg/l	20,0	
Manganeso total	Mn	mg/l	2,0	
Material flotante	Visibles		Ausencia	
Mercurio total	Hg	mg/l	0,005	
Níquel	Ni	mg/l	2,0	

Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Nitratos + Nitritos	Expresado como Nitrógeno N	mg/l	10,0
Nitrógeno Total Kjeldahi	N	mg/l	15
Organoclorados Totales	Concentración de organoclorados totales	mg/l	0,05
Organofosforados totales	Concentración de organofosforados totales	mg/l	0,1
Plata	Ag	mg/l	0,1
Plomo	Pb	mg/l	0,2
Potencial de hidrógeno	pH		5-9
Selenio	Se	mg/l	0,1
Sólidos sedimentables		mg/l	1,0
Sólidos Suspendidos Totales		mg/l	100
Sólidos Totales		mg/l	1600
Sulfatos	SO ₄	mg/l	1000
Sulfitos	SO ₃	mg/l	2,0
Sulfuros	S	mg/l	0,5
Temperatura	°C		< 35
Tensoactivos	Sustancias activas al azul de metileno	mg/l	0,5
Tetracloruro de carbón	Tetracloruro de carbono	mg/l	1,0
Tricloroetileno	Tricloroetileno	mg/l	1,0
Vanadio	V	mg/l	5,0
Zinc	Zn	mg/l	5,0

Fuente: (Ministerio del Ambiente, 2017)

Anexo J

Resultados de exámenes de agua residual del barrio Selva Alegre



Orden de trabajo N° 203374
Informe N° 203374
Hoja 2 de 2


DATOS PROPORCIONADOS POR EL CLIENTE

Nombre: Kléber Cabay
Dirección: Guamani
Muestra: Agua residual compuesta
Descripción de la muestra: Líquido
Fecha Elaboración: ---
Fecha Vencimiento: ---
Fecha de Toma: 11 de septiembre del 2020
Lote: ---
Localización: ---
Envase: PET
Conservación de la muestra: Ambiente

DATOS DEL LABORATORIO

Fecha de recepción: 11 de septiembre del 2020
Toma de muestra por: Cliente
Fecha de realización del ensayo: 11 - 17 de septiembre del 2020
Fecha de emisión del informe: 18 de septiembre del 2020
Condiciones ambientales: 23,9°C 42%HR

ANÁLISIS FÍSICO – QUÍMICO	UNIDAD	MÉTODO	RESULTADOS
pH (20°C)	---	PEE/LA/10 INEN ISO 10523	6,88
Solidos totales	mg/l	Standard Methods 2540 B	474
Solidos disueltos totales	mg/l	Standard Methods 2540 C	368
Tensoactivos	mg/l	Standard Methods 5540 C	10,55


Dra. Cecilia Luzuriaga
GERENTE GENERAL



El presente informe solo es válido para la muestra analizada tal como fue recibida en LABOLAB.
LABOLAB no se responsabiliza por los datos proporcionados por el cliente.
Este informe no debe reproducirse más que en su totalidad previa autorización escrita de LABOLAB.
Las opiniones e interpretaciones no se encuentran dentro del alcance de acreditación del SAE.

DATOS PROPORCIONADOS POR EL CLIENTE

Nombre: Kléber Cabay
Dirección: Guamani
Muestra: Agua residual compuesta
Descripción de la muestra: Líquido
Fecha Elaboración: ---
Fecha Vencimiento: ---
Fecha de Toma: 11 de septiembre del 2020
Lote: ---
Localización: ---
Envase: PET
Conservación de la muestra: Ambiente

DATOS DEL LABORATORIO

Fecha de recepción: 11 de septiembre del 2020
Toma de muestra por: Cliente
Fecha de realización del ensayo: 11 - 14 de septiembre del 2020
Fecha de emisión del informe: 15 de septiembre del 2020
Condiciones ambientales: 24,5°C 44%HR

PARÁMETRO	UNIDAD	METODO	RESULTADOS
Recuento de Coliformes totales	NMP/100ml	PEEMi/LA/29 Standard Methods 9221 B	1,1 x 10 ⁸
Recuento de Coliformes fecales	NMP/100ml	PEEMi/LA/29 Standard Methods 9221 E	1,1 x 10 ⁸

Cecilia Luzinaga
Dra. Cecilia Luzinaga
 GERENTE GENERAL

El presente informe solo es válido para la muestra analizada tal como fue recibida en LABOLAB.
 LABOLAB no se responsabiliza por los datos proporcionados por el cliente.
 Este informe no debe reproducirse más que en su totalidad previa autorización escrita de LABOLAB.
 Las opiniones e interpretaciones no se encuentran dentro del alcance de acreditación del SAE.

INFORME DE RESULTADOS N° 20739

1.- DATOS GENERALES			
CLIENTE:	HERVAS JIMÉNEZ EDMUNDO ALEJANDRO	TELÉFONO:	098 717 4751
DIRECCIÓN:	QUITO	ATENCIÓN A:	Ing. Edmundo Hervas

2. INFORMACION DE LA MUESTRA	INTEGRIDAD DE LA MUESTRA:	CUMPLE	LUGAR DE TOMA DE MUESTRA:	NO DISPONIBLE
TIPO DE MUESTRA:	AGUA RESIDUAL		FECHA DE TOMA DE MUESTRA:	22/09/2020
IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA:	MUESTRA DE AGUA		RESPONSABLE DE TOMA DE MUESTRA:	CLIENTE
FECHA DE RECEPCIÓN MUESTRA:	22/09/2020		PERÍODO DE REALIZACIÓN DE ANÁLISIS:	22/09/2020 al 29/09/2020

3. RESULTADOS:					
AA	PARAMETRO	METODO ANALITICO	UNIDADES	RESULTADO	**INCERTIDUMBRE + % U
1	Aceltes y Grasas	AAA-PE-A001/ SM 5520 C	mg/l	22,4	32,2
1	Demanda Bioquímica de Oxígeno 5	AAA-PE-A010/ SM 5210 D	mg/L	278	32,7
1	Demanda Química de Oxígeno	AAA-PE-A011/ SM 5220 D	mg/L	349	18,7

NOTAS:		
AA (Acreditaciones):	*Interpretaciones fuera del alcance de acreditación SAE	**Los valores de incertidumbre se expresan en porcentaje y se han estimado con K=2, nivel de confianza 95,45%
1: Ensayos que se encuentran dentro del alcance de acreditación SAE.	N1: No es posible evaluar el cumplimiento debido a que el límite superior del método es inferior a la norma	
(*) Los ensayos marcados con (*) no están incluidos en el alcance de acreditación SAE.	N2: No es posible evaluar el cumplimiento debido a que el límite de cuantificación del método es superior a la norma	
2: Ensayos subcontratados. En el apartado de observaciones se indica el laboratorio subcontratado. ANAVANLAB asume la responsabilidad por los análisis subcontratados.		
3: Ensayos dentro del alcance de acreditación del SAE realizados en Sucursal Avenida 9 de Octubre y Miguel Gamboa esquina, El Coca		
El presente informe solo afecta a la muestra analizada. Procedimiento de Toma de muestra utilizado por ANAVANLAB: AAA-PI-A003 / AAA-PI-S001		

Si el cliente suministró la muestra, los resultados aplican a la muestra como se recibió.

4. OBSERVACIONES	INFORME APROBADO Y AUTORIZADO POR:
Digitally signed by ANA ALEJANDRA HIDALGO ALVAREZ Date: 2020.09.30 00:08:59 +02:00 Reason: Anavanlab Location: -	Lcda. Alejandra Hidalgo Gerente Técnica ANAVANLAB CIA. LTDA. Quito, 29 de septiembre de 2020

Anexo K

Eficiencia en la remisión de constituyentes

Eficiencia en la remoción de constituyentes (porcentaje)							
Unidad de Tratamiento	DBO	DQO	SS	P	N org	NH3-N	Patógenos
Rejilla	Despre	Despre	Despre	Despre	Despre	Despre	Despre
Desarenadores	0-5	0-5	0-10	Despre	Despre	Despre	Despre
Sedimentación Primaria	30-40	30-40	50-65	10-20	10-20	0	Despre
Lodos activados	80-95	80-95	80-90	10-25	15-20	8-15	Despre
Filtros Percoladores							Despre
Alta tasa, roca	65-80	60-80	60-85	8-12	15-50	8-15	
Super tasa, plástico	65-85	65-85	65-85	8-12	15-50	8-15	
Cloración	Despre	Despre	Despre	Despre	Despre	Despre	100
Reactores UASB	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	Despre
Reactores RAP	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	Despre
Filtros Anaeróbicos	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	Despre
Lagunas de oxidación							
Lagunas anaerobias	50-70	---	20-60	---	---	---	90-99.99
Lagunas aireadas	80-95	---	85-95	---	---	---	90-99.99
Lagunas facultativas	80-90	---	63-75	30	---	---	90-99.99
Lagunas de maduración	60-80	---	85-95	---	---	---	90-99.99
Ultravioleta	Despre	Despre	Despre	Despre	Despre	Despre	100

Fuente: Reglamento técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento, Colombia 2000

Anexo L

Cálculos para diseño de la planta de tratamiento

Diseño del separador de caudales

DATOS:

Caudal combinado(Qe)= 2988.52 l/s

Caudal sanitario (QMH)= 16.2 l/s

Caudal pluvial(Qv)= 2972,32 l/s

Ancho de canal de entrada= 0.9 m

Ancho del canal de salida= 0.3 m

Rugosidad= 0.014

Pendiente del canal= 1.5%

Altura de vertedero= 0.05 m

$$Q_e = M * B * H^{\frac{3}{2}} \quad \text{ecuación (34)}$$

$$M = \left(1.794 + \frac{0.0133}{H}\right) * \left(1 + 0.55 * \left(\frac{H}{H+z}\right)^2\right) \quad \text{ecuación (35)}$$

DIMENSIÓN DE CAJA DE ALIVIO			TRANSICIÓN									
ABSCISASO (m/s)	Ancho (m)	Promedio (m)	Caudal (m³/s)	K	k PROM	H/B	H(m)	A(m²)	P mojado (m)	RH (m)	V(m/s)	Fr
0	0,90	0,90	2,989	0,452	0,452	0,95	0,855	0,770	2,610	0,295	3,875	1,339
0,2	0,83	0,86	2,210	0,422	0,437	0,926	0,799	0,689	2,422	0,284	3,783	1,352
0,4	0,75	0,79	1,514	0,373	0,397	0,857	0,675	0,531	2,100	0,253	3,500	1,361
0,6	0,68	0,71	0,986	0,322	0,347	0,769	0,548	0,390	1,771	0,220	3,193	1,378
0,8	0,60	0,64	0,614	0,274	0,298	0,68	0,434	0,276	1,467	0,188	2,875	1,395
1	0,53	0,56	0,366	0,233	0,254	0,602	0,339	0,190	1,202	0,158	2,561	1,406
1,2	0,45	0,49	0,206	0,198	0,216	0,534	0,260	0,127	0,971	0,131	2,254	1,411
1,4	0,38	0,41	0,109	0,170	0,184	0,472	0,195	0,080	0,764	0,105	1,948	1,410
1,5	0,34	0,36	0,054	0,113	0,141	0,39	0,139	0,049	0,615	0,080	1,630	1,397
1,6	0,30	0,32	0,029	0,083	0,098	0,3	0,096	0,030	0,491	0,062	1,371	1,416

CANAL			ALIVIADERO			
V Canal (m/s)	A canal (m²)	Q canal (m³/s)	Hv (m)	c bazin	Caudal (m³/s)	Caudal descargado (m³/s)
1,107	0,045	0,050	0,805	2,693	0,778	0,778
1,104	0,043	0,048	0,749	2,687	0,696	1,474
1,096	0,039	0,043	0,625	2,671	0,528	2,002
1,088	0,036	0,039	0,498	2,648	0,372	2,374
1,077	0,032	0,034	0,384	2,616	0,248	2,623
1,065	0,028	0,030	0,289	2,575	0,160	2,783
1,048	0,024	0,026	0,210	2,524	0,097	2,880
1,027	0,021	0,021	0,145	2,459	0,054	2,934
1,007	0,018	0,018	0,089	2,382	0,025	2,959
0,990	0,016	0,016	0,046	2,347	0,009	2,969

Diseño de canal de entrada

DATOS:

Caudal de diseño = 16.2 l/s

Ancho del canal (b) = 0.3 m

Borde libre (t) = 0.2 m

Coefficiente de rugosidad (n) = 0.014

Pendiente del canal (S) = 1.5%

$$K = \frac{Q_{dis} * n}{b^{8/3} * S^{1/2}} \quad \text{ecuación (42)}$$

$$h = 1.6624 * K^{0.74232} * b \quad \text{ecuación (43)}$$

$$K = \frac{(0.0162 \frac{m^3}{s}) * (0.014)}{(0.3 m)^{8/3} * (0.015)^{1/2}}$$

$$K = 0.0459$$

$$h = 1.6624 * 0.0459^{0.74232} * 0.3m$$

$$h = 0.05 m$$

- Verificación de velocidades

$$v = \frac{1}{n} * R_H^{2/3} * S^{1/2} \quad \text{ecuación (44)}$$

$$R_H = \frac{b*h}{b+2h} \quad \text{ecuación (45)}$$

$$R_H = \frac{0.3m * 0.05m}{0.3m + 2 * 0.05m}$$

$$R_H = 0.0376m$$

$$v = \frac{1}{0.014} * 0.0376^{2/3} * 0.015^{1/2}$$

$$v = 0.99 m/s \quad \text{Ok}$$

Diseño de rejillas

DATOS:

Ancho del canal (b)= 0.3m

Angulo de inclinación (α)= 60°

Altura del canal (H)= 0.25m

Espesor de las barras (e)= 0.01m

Espacio entre barras (s)=0.025m

$$L = \frac{H}{\text{sen } \alpha}$$

$$L = \frac{0.25m}{\text{sen } 60^\circ}$$

$$L = 0.29m$$

$$n = \left(\frac{b}{e+s} \right) - 1$$

$$n = \left(\frac{0.3}{0.01+0.025} \right) - 1$$

$$n = 8 \text{ barras}$$

Diseño de trampa de grasas

DATOS:

Caudal de diseño = 16.2 l/s

Ancho del tanque = 1.2 m

Relación L/B= 1.5

Profundidad (H) = 2.3 m

Tiempo de retención > 5 min

- Cálculo de relación largo y ancho

$$L = \frac{3}{2} * B \quad \text{ecuación (48)}$$

$$L = \frac{3}{2} * 1.2 \text{ m}$$

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

- Cálculo del volumen útil

$$Vol = B * L * H \quad \text{ecuación (49)}$$

$$Vol = 1.2\text{m} * 1.8\text{m} * 2.3\text{m}$$

$$Vol = 4.97 \text{ m}^3$$

- Tiempo de retención hidráulica

$$TR = \frac{Vol}{Q_{dis}} \quad \text{ecuación (50)}$$

$$TR = \frac{4.97 * 1000 \text{ m}^3}{16.2 \frac{\text{l}}{\text{s}} * 60}$$

$$TR = 5.11 \text{ min OK}$$

Diseño tanque Imhoff

- Tanque sedimentador

DATOS:

Caudal de entrada (Q_{dis})=16.2 l/s

Área de carga superficial (C_s)= 24 m³/(m² · día)

Tiempo de retención hidráulica (TRH)= 2 horas

Relación largo y ancho = 1:5

Inclinación de la base sedimentador (β)= 50°

- Área del sedimentador

$$As = \frac{Q_{dis}}{C_s} \quad \text{ecuación (51)}$$

$$As = \frac{0.0162 \frac{m^3}{s} * 86400}{24 \frac{m^3}{m^2 * dia}}$$

$$As = 58.32 \text{ m}^2$$

- Largo y ancho del sedimentador

$$As = L * b \quad \text{ecuación (52)}$$

$$\text{Relación largo:ancho} \quad L = 5 * b$$

$$b = \sqrt{\frac{As}{5}}$$

$$b = \sqrt{\frac{58.32m^2}{5}}$$

$$b = 3.41m \quad \text{por lo tanto} \quad L = 17.07m$$

- Volumen del sedimentador

$$V_s = Q_{dis} * TRH \quad \text{ecuación (54)}$$

$$V_s = 0.0162 \frac{m^3}{s} * 2h * 3600$$

$$V_s = 116.64 m^3$$

- Dimensiones del sedimentador

$$h_1 = \frac{b}{2} * tg(\beta) \quad \text{ecuación (55)}$$

$$h_1 = \frac{3.41m}{2} * tg(50^\circ)$$

$$h_1 = 2.03m$$

$$V_1 = \frac{b}{2} * L * h_1 \quad \text{ecuación (56)}$$

$$V_1 = \frac{3.41m}{2} * 17.07m * 2.03m$$

$$V_1 = 59.08m^3$$

$$h_2 = \frac{V_s - V_1}{b * L} \quad \text{ecuación (57)}$$

$$h_2 = \frac{116.64 m^3 - 59.08m^3}{3.41 m * 17.07m}$$

$$h_2 = 0.99m$$

- Tanque digestor

DATOS:

Factor de capacidad relativa (fcr)=1

Contribución de lodos = 60 lit

Población futura (Pobl)= 4613 hab

Espesor de las paredes (e)= 0.25m

Especio de área de ventilación (b1)= 1m

Inclinación del fondo digester (β)= 30°

- Volumen de la cámara de digestión

$$Vd = \frac{60 * Pobl * fcr}{1000} \quad \text{ecuación (58)}$$

$$Vd = \frac{60 \frac{lit}{hab * año} * 4613hab * 1}{1000}$$

$$Vd = 276.78 \text{ m}^3$$

- Ancho total del tanque Imhoff

$$B = b + 2b1 + 2e$$

$$B = 3.41m + 2(1m) + 2(0.25m)$$

$$B = 5.91m$$

- Dimensiones y volúmenes de la cámara de digestión

$$h_1 = \frac{B}{2} * tg(\beta) \quad \text{ecuación (61)}$$

$$h_1 = \frac{5.91m}{2} * tg(30^\circ)$$

$$h_1 = 1.71m$$

$$V_1 = \frac{1}{3} * h_1 * B * L \quad \text{ecuación (62)}$$

$$V_1 = \frac{1}{3} * 1.71m * 5.91m * 17.07m$$

$$V_1 = 57.03m^3$$

$$V_2 = Vd - V_1 \quad \text{ecuación (63)}$$

$$V_1 = 276.78 \text{ m}^3 - 57.03m^3$$

$$V_1 = 219.75m^3$$

$$h_2 = \frac{V_2}{B * L} \quad \text{ecuación (64)}$$

$$h_2 = \frac{219.75m^3}{5.91m * 17.07m}$$

$$h_2 = 2.18 m$$

- Área total del tanque digestor

$$A_{Total} = L * (b + 2b1 + 2e)$$

$$A_{Total} = 17.07m * (3.41m + 2(1m) + 2(0.25m))$$

- Área de la cámara de ventilación

$$A_L = L * 2b1 \quad \text{ecuación (60)}$$

$$A_v = 31.17m * 2(1.4m)$$

$$A_v = 87.30m^2$$

- Relación de áreas

$$\frac{A_L * 100}{A_T} > 30\%$$

$$\frac{87.30m^2 * 100\%}{297.3m^2} > 30\% \quad OK$$

Diseño de lecho de secado

- Lodos del tratamiento primario

DATOS:

Caudal de diseño (Qdis) = 16.2 l/s

Sólidos suspendidos (Ss) = 106 mg/l

% de remoción tratamiento primario = 65 %

Densidad del lodo (p lodo)= 1,04 kg/l

Concentración de sólidos (Cs)= 8 %

Tiempo de digestión de lodos (Td)= 28 días

- Masa de sólidos

$$M_{soli} = Q_{med} * SST * \%SS \quad \text{ecuación (68)}$$

$$M_{soli} = 16.2 \frac{l}{s} * 106 \frac{mg}{l} * 0.0864 * 65\%$$

$$M_{soli} = 96,43 \text{ kg Ss/dia}$$

Volumen de lodo diario

$$Vld = \frac{M_{soli}}{\rho_{lodo} * Cs} \quad \text{ecuación (69)}$$

$$Vld = \frac{96,43 \frac{kg}{dia}}{1.04 \frac{kg}{l} * 8\% * 1000}$$

$$Vld = 1.16 \frac{m^3}{dia}$$

Volumen de lodo del tratamiento primario

$$Vl_{primario} = Vld * Td \quad \text{ecuación (70)}$$

$$Vl_{primario} = 1.16 \frac{m^3}{dia} * 28 \text{ dias}$$

$$Vl_{primario} = 32.48 m^3$$

- Lodos del tratamiento secundario

DATOS:

Caudal de diseño (Qdis) = 16.2 l/s

Sólidos suspendidos (Ss) = 37.1 mg/l

% de remoción tratamiento primario = 85 %

Densidad del lodo (ρ lodo) = 1,04 kg/l

Concentración de sólidos (Cs) = 8 %

Tiempo de digestión de lodos (Td)= 28 días

- Masa de sólidos

$$M_{soli} = Q_{med} * SST * \%SS \quad \text{ecuación (68)}$$

$$M_{soli} = 16.2 \frac{l}{s} * 37.1 \frac{mg}{l} * 0.0864 * 85\%$$

$$M_{soli} = 44.13 \text{ kg Ss/dia}$$

- Volumen de lodo diario

$$Vld = \frac{M_{soli}}{\rho_{lodo} * Cs} \quad \text{ecuación (69)}$$

$$Vld = \frac{44.13 \frac{kg}{dia}}{1.04 \frac{kg}{l} * 8\% * 1000}$$

$$Vld = 0.53 \frac{m^3}{dia}$$

- Volumen de lodo del tratamiento secundario

$$Vl_{secundario} = Vld * Td \quad \text{ecuación (70)}$$

$$Vl_{secundario} = 0.53 \frac{m^3}{dia} * 28 \text{ dias}$$

$$Vl_{secundario} = 14.88 m^3$$

- Volumen total de lodos

$$V_{total} = Vl_{primario} + Vl_{secundario} \quad \text{ecuación (74)}$$

$$V_{total} = 32.48 m^3 + 14.88 m^3$$

$$V_{total} = 47.37 m^3$$

- Dimensionamiento

DATOS:

Número de unidades adoptadas = 4

Altura de lechado de lodos=0.40m

Longitud adoptada del lecho de secado=12m

- Área por unidad

$$A = \frac{V}{h \cdot N} \quad \text{ecuación (75)}$$

$$A = \frac{47.37m^3}{0.40m \cdot 4}$$

$$A = 29.6m^2$$

- Ancho del tanque de secado

$$L = 5m ; B = \frac{29.6m^2}{5m}$$

$$B = 5.92m$$

- Relación de longitudes

$$\frac{L}{B} < 1.5$$

$$\frac{5m}{5.92m} < 1.5$$

$$1.46 < 1.5 \quad \text{OK}$$

Diseño del filtro percolador

DATOS:

Caudal de diseño (Qdis) = 16.2l/s = 1399.68 m³/d

Concentración de DBO₅(S_o) = 166,8 mg/l = 0.1668kg/m³

Carga orgánica (CHS)= 9 m³ /(m² · día)

Carga orgánica volumétrica (COV)= 0.5 kg de DBO m³/d

Altura debajo del dren(b) = 0.5m

Altura del borde libre(d)=0.75m

- Cálculo del área superficial del filtro, en m^2

$$A = \frac{Q_{dis}}{CHS} \quad \text{ecuación (76)}$$

$$A = \frac{1399.7 \frac{m^3}{dia}}{9 \frac{m^3}{m^2 * dia}}$$

$$A = 155.6m^2$$

- Dimensionamiento del filtro percolador

$$L = \sqrt{A} \quad (\text{Cuadrado})$$

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \quad (\text{Circular})$$

$$L = \sqrt{155.6m^2}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 155.6 m^2}{\pi}}$$

$$L = 12.5m^2$$

$$D = 14.1m$$

- Cálculo del volumen del lecho filtrante

$$V = \frac{Q_{dis} * S_o}{COV} \quad \text{ecuación (79)}$$

$$V = \frac{1399.7 \frac{m^3}{dia} * 0.1688 \frac{kg}{m^3}}{0.5 \frac{m^3}{m^2 * dia}}$$

$$V = 472.5m^3$$

- Cálculo de la altura del lecho filtrante

$$hm = \frac{V}{A} \quad \text{ecuación (80)}$$

$$hm = \frac{472.5m^3}{155.6m^2}$$

$$hm = 3m$$

- Cálculo de la altura total del filtro

$$H = hm + b + d \quad \text{ecuación (81)}$$

$$H = 3m + 0.5m + 0.75m$$

$$H = 4.25m$$

- Cálculo del volumen total del filtro

$$Vt = A * H \quad \text{ecuación (82)}$$

$$Vt = 155.6m^2 * 4.25m$$

$$Vt = 661.3m^3$$

- Revisión de la carga orgánica volumétrica

$$COV = \frac{1399.68 \frac{m^3}{día} * 0.1688 \frac{kg}{m^3}}{661.3m^3}$$

$$COV = 0.35 \text{ kg de DBO m}^3/\text{d} \quad \text{OK}$$

- Diseño del tanque purificador

Caudal de diseño = 16.2 l/s

Ancho del tanque = 3 m

Relación L/B= 1.5

Profundidad (H) = 1 m

Tiempo de retención > 10 min

- Cálculo de relación largo y ancho

$$L = \frac{3}{2} * B \quad \text{ecuación (48)}$$

$$L = \frac{3}{2} * 3 m$$

$$L = 4.5m$$

- Cálculo del volumen útil

$$Vol = B * L * H \quad \text{ecuación (49)}$$

$$Vol = 3m * 4.5m * 1m$$

$$Vol = 13.5m^3$$

- Tiempo de retención hidráulica

$$TR = \frac{Vol}{Q_{dis}} \quad \text{ecuación (50)}$$

$$TR = \frac{13.5m^3 * 1000 \frac{m^3}{m^3}}{16.2 \frac{l}{s} * 60}$$

$$TR = 13.8 \text{ min}$$

Anexo M

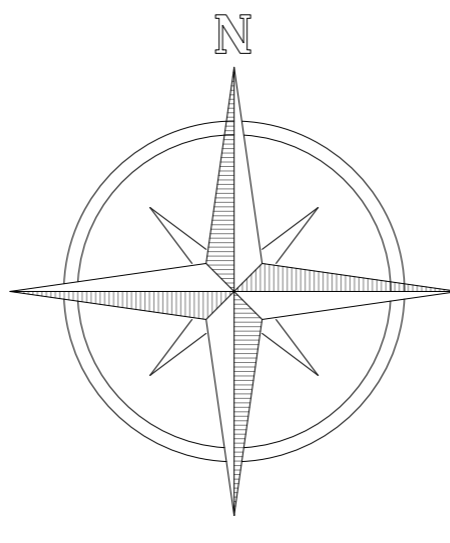
Presupuesto referencial para la red de alcantarillado

CODIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD TOTAL	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
MOVIMIENTO DE TIERRAS					
505121	REPLANTEO Y NIVELACION DE EJES (R)	3829	m	0.62	2373.98
500048	EXCAVACION DE ZANJA A MAQUINA H = 0.00 @ 2.00 m (R)	736.22	m3	2.40	1766.92
504027	EXCAVACION DE ZANJA A MAQUINA H = 2.01 @ 4.00 m (R)	6443.78	m3	3.04	19589.09
500038	EXCAVACION DE ZANJA A MAQUINA H = 4.01 @ 6.00 m (R)	7892.62	m3	6.81	53748.75
508068	ENTIBADO CON MADERA EN EXCAVACIONES	7756.44	m2	17.49	135660.10
506557	RELLENO COMPACTADO MATERIAL DE EXCAVACION (EQUIPO PESADO) (R)	15072.62	m3	2.23	33611.94
505000	EXCAVACION DE ZANJA A MANO H = 2.01 @ 4.00 m (R)	854.38	m3	11.87	10141.53
505164	EXCAVACION DE ZANJA A MANO H = 4.01 @ 6.00 m (R)	460.20	m3	17.05	7846.47
TUBERIAS ALCANTARILLADO					
507047	TUBERIA PVC U/E ALCANTARILLADO Ø 335 mm (Øi 300 mm) (MAT/TRAN/INST) (R)	1358.54	m	39.26	53336.28
509782	TUBERIA PVC U/E ALCANTARILLADO Ø 440 mm (Øi 400 mm) (MAT/TRAN/INST) (R)	407.03	m	49.51	20152.06
508107	TUBERIA PVC U/E ALCANTARILLADO Ø 540 mm (Øi 500 mm) (MAT/TRAN/INST) (R)	76.09	m	77.20	5874.15
508108	TUBERIA PVC U/E ALCANTARILLADO Ø 650 mm (Øi 600 mm) (MAT/TRAN/INST) (R)	165.5	m	140.76	23295.78
508112	TUBERIA PVC U/E ALCANTARILLADO Ø 760 mm (Øi 700 mm) (MAT/TRAN/INST) (R)	192.43	m	185.10	35618.79
510435	TUBERIA PVC U/E ALCANTARILLADO Ø 875 mm (Øi 800 mm) (MAT/TRAN/INST) (R)	140.63	m	256.70	36099.72
510436	TUBERIA PVC U/E ALCANTARILLADO Ø 975 mm (Øi 900 mm) (MAT/TRAN/INST) (R)	643.04	m	310.43	199618.91
POZOS DE REVISIÓN					
502423	POZO REVISION H.S. f'c = 210 kg/cm2, H = 1.26-1.75 M (TAPA, CERCO Y PELDAÑOS) (R)	21	u	653.19	13716.99
502424	POZO REVISION H.S. f'c = 210 kg/cm2, H = 1.76-2.25M (TAPA, CERCO Y PELDAÑOS) (R)	6	u	742.85	4457.10
502425	POZO REVISION H.S. f'c = 210 kg/cm2, H = 2.26-2.75M (TAPA, CERCO Y PELDAÑOS) (R)	5	u	829.86	4149.30
502432	POZO REVISION H.S. f'c = 210 kg/cm2, H = 2.76-3.25M (TAPA, CERCO Y PELDAÑOS) (R)	5	u	929.00	4645.00
502426	POZO REVISION H.S. f'c = 210 kg/cm2, H = 3.26-3.75M (TAPA, CERCO Y PELDAÑOS) (R)	5	u	1013.84	5069.20
507433	POZO REVISION H.S. f'c = 210 kg/cm2, H = 3.76-4.25M (TAPA, CERCO Y PELDAÑOS) (R)	2	u	1036.21	2072.42
502428	POZO REVISION H.S. f'c = 210 kg/cm2, H = 4.26-4.75M (TAPA, CERCO Y PELDAÑOS) (R)	2	u	1135.51	2271.02
507434	POZO REVISION H.S. f'c = 210 kg/cm2, H = 4.76-5.25M (TAPA, CERCO Y PELDAÑOS) (R)	2	u	1198.44	2396.88
504723	POZO REVISION H.S. f'c = 210 kg/cm2, H = 5.50 M (TAPA CERCO PELDAÑOS) (R)	1	u	1317.31	1317.31
504724	POZO REVISION H.S. f'c = 210 kg/cm2, H = 6.00 M (TAPA CERCO PELDAÑOS) (R)	2	u	1401.71	2803.42
CONEXIONES DOMICILIARIAS					
504030	EXCAVACION DE ZANJA A MANO H = 0.00 @ 2.00 m (R)	670.5	m3	9.49	6363.05
500059	RELLENO COMPACTADO (MATERIAL DE EXCAVACION) (R)	670.5	m3	6.41	4297.91
502406	SILLA YEE 300 X 160 mm (MAT/TRANS/INST)	142	u	21.37	3034.54
502386	SILLA YEE 400 X 160MM (MAT/TRAN/INST)	49	u	33.22	1627.78
502388	SILLA YEE 540 X 160MM (MAT/TRAN/INST)	9	u	36.36	327.24
502392	SILLA YEE 730x160mm (MAT/TRANS/INST)	26	u	67.71	1760.46
502390	SILLA YEE 825 X 160MM (MAT/TRAN/INST)	24	u	46.06	1105.44
ROTURA Y REPOSICION DE PAVIMENTOS					
500336	LEVANTADO DE ADOQUIN DE HORMIGON (R)	5496.12	m2	1.22	6705.27
506874	READOQUINADO (MATERIAL EXISTENTE INC. SUB BASE e= 20 cm) (R)	5943.12	m2	10.12	60144.41
SEGURIDAD INDUSTRIAL Y MITIGACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL					
510644	CINTA DE SEGURIDAD PELIGRO (ROLLO 250 m)	32	u	18.81	601.92
506919	CONO DE SEÑALIZACION VIAL FLUORESCENTE	12	u	34.55	414.60
502499	PASOS PEATONALES DE MADERA 1.2m ANCHO	2	m	39.84	79.68
500551	ROTULOS DE SEÑALIZACION, POSTES HG 2" (PROVISION Y MONTAJE)	10	m2	129.47	1294.70
503620	AGUA PARA CONTROL DE POLVO (TANQUERO) (R)	180	m3	4.43	797.40
TRABAJOS VARIOS					
500550	ROTULOS CON CARACTERISTICAS DEL PROYECTO EN LONA Y MADERA (PROVISION Y MONTAJE)	6	m2	23.52	141.12
503543	REPARACION CONEXION DOMICILIARIA 1 1/2" AGUA POTABLE	50	u	11.94	597.00
Monto					770925.61

CODIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD TOTAL	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
TRABAJOS PRELIMINARES					
511397	REPLANTEO Y NIVELACIÓN CON EQUIPO TOPOGRÁFICO (M.OBRA)	481	m2	0.97	466.57
504597	LIMPIEZA DE TERRENO INCL. DESBROCE, DESALOJO, NIVELACION (EQUIPO PESADO) (R)	481	m2	1.92	923.52
SEPARADOR DE CAUDALES					
510402	EXCAVACION A MAQUINA (R)	51.32	m3	2.27	116.4964
503989	HORMIGON SIMPLE REPLANTILLO F`c = 140 KG/cm2 (R)	0.33	m3	132.95	43.8735
504036	HORMIGON SIMPLE f`c = 210 Kg/cm2 (R)	3.34	m3	146.88	490.5792
500120	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO) (R)	300.60	kg	1.7	511.02
500175	ENCOFRADO/DESENCOFRADO TABLERO CONTRACHAPADO (R)	29.54	m2	18	531.72

CODIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD TOTAL	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
503459	ESTRIBOS HIERRO GALV. PARA POZOS (MAT/INST) (R)	6.00	u	13.27	79.62
502467	TAPA SIN CERCO HF FI=600MM (PROVISION Y MONTAJE) (R)	1.00	u	117.16	117.16
500261	JUNTAS IMPERMEABLES PVC 18 cm (1.35 Kg/m) (R)	7.40	m	17.17	127.058
CANAL DE ENTRADA Y REJILLAS					
500013	EXCAVACION ZANJA A MANO EN TIERRA H=0.00-2.75m (R)	1.65	m3	7.9	13.035
503989	HORMIGON SIMPLE REPLANTILLO F`c = 140 KG/cm2 (R)	0.11	m3	132.95	14.6245
504036	HORMIGON SIMPLE f`c = 210 Kg/cm2 (R)	1	m3	146.88	146.88
500120	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO) (R)	90	kg	1.7	153
500175	ENCOFRADO/DESENCOFRADO TABLERO CONTRACHAPADO (R)	7	m2	18	126
509759	REJILLA VARILLA Ø 14MM Y ANGULO 20x2mm (PROVISION Y MONTAJE)	0.5	m2	78.08	39.04
TRAMPA DE GRASAS					
509096	EXCAVACION A MAQUINA 0 A 2 m (TIERRA) (R)	12.96	m3	2.23	28.9008
503989	HORMIGON SIMPLE REPLANTILLO F`c = 140 KG/cm2 (R)	0.3	m3	132.95	39.885
500175	ENCOFRADO/DESENCOFRADO TABLERO CONTRACHAPADO (R)	27.6	m2	18	496.8
504036	HORMIGON SIMPLE f`c = 210 Kg/cm2 (R)	4.4	m3	146.88	646.272
500120	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO) (R)	396	kg	1.7	673.2
503459	ESTRIBOS HIERRO GALV. PARA POZOS (MAT/INST) (R)	5	u	13.27	66.35
TRATAMIENTO PRIMARIO					
510402	EXCAVACION A MAQUINA (R)	945	m3	2.27	2145.15
503989	HORMIGON SIMPLE REPLANTILLO F`c = 140 KG/cm2 (R)	7.8	m3	132.95	1037.01
500181	ENCOFRADO/DESENCOFRADO METALICO RECTO (R)	527.23	m2	8.38	4418.1874
504036	HORMIGON SIMPLE f`c = 210 Kg/cm2 (R)	131.8	m3	146.88	19358.784
500120	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO) (R)	11862	kg	1.7	20165.4
507916	ENLUCIDO VERTICAL PALETEADO INC. IMPERMEABILIZANTE (R)	651.26	m2	10.57	6883.8182
LECHO DE SECADO DE LODOS					
510402	EXCAVACION A MAQUINA (R)	463.20	m3	2.27	1051.464
503989	HORMIGON SIMPLE REPLANTILLO F`c = 140 KG/cm2 (R)	11.14	m3	132.95	1481.063
500181	ENCOFRADO/DESENCOFRADO METALICO RECTO (R)	494	m2	8.38	4139.72
504036	HORMIGON SIMPLE f`c = 210 Kg/cm2 (R)	90.14	m3	146.88	13239.763
500120	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO) (R)	8112	kg	1.7	13790.4
507916	ENLUCIDO VERTICAL PALETEADO INC. IMPERMEABILIZANTE (R)	494	m2	10.57	5221.58
503459	ESTRIBOS HIERRO GALV. PARA POZOS (MAT/INST) (R)	20	u	13.27	265.4
502003	GRAVA PARA FILTROS	82.6	m3	22.07	1822.982
510033	ARENA GRUESA PARA FILTROS (R)	70.8	m3	23.36	1653.888
FILTRO PERCOLADOR DE FLUJO ASCENDENTE					
510402	EXCAVACION A MAQUINA (R)	727.56	m3	2.27	1651.5612
503989	HORMIGON SIMPLE REPLANTILLO F`c = 140 KG/cm2 (R)	12.73	m3	132.95	1692.4535
500181	ENCOFRADO/DESENCOFRADO METALICO RECTO (R)	355.1	m2	8.38	2975.738
504036	HORMIGON SIMPLE f`c = 210 Kg/cm2 (R)	59.53	m3	146.88	8743.7664
500120	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO) (R)	5357.7	kg	1.7	9108.09
507916	ENLUCIDO VERTICAL PALETEADO INC. IMPERMEABILIZANTE (R)	297.7	m2	10.57	3146.689
503459	ESTRIBOS HIERRO GALV. PARA POZOS (MAT/INST) (R)	6	u	13.27	79.62
511139	MATERIAL PARA FILTRO DE 1" INC. SUMINISTRO/TRANSPORTE/COLOCACION (SC)	468.7	m3	30.6	14342.22
503254	VIGUETA H.A. EN V PARA FONDO FALSO DE FILTROS (MAT.TRAN.INST)	300	m	25.81	7743
TANQUE PURIFICADOR					
509096	EXCAVACION A MAQUINA 0 A 2 m (TIERRA) (R)	25.9	m3	2.23	57.757
503989	HORMIGON SIMPLE REPLANTILLO F`c = 140 KG/cm2 (R)	1.16	m3	132.95	154.222
500175	ENCOFRADO/DESENCOFRADO TABLERO CONTRACHAPADO (R)	42.55	m2	18	765.9
504036	HORMIGON SIMPLE f`c = 210 Kg/cm2 (R)	9.51	m3	146.88	1396.8288
500120	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO) (R)	855.9	kg	1.7	1455.03
509328	SISTEMA DE CIERRE AUTOMATICO DE VALVULAS DEL CONTENEDOR DE CLORO	1	u	12033.72	12033.72
510659	SUM INSTAL. TANQUE PLASTICO 500 Lits. Y ACC CLORADOR (R)	1	u	224.95	224.95
SEGURIDAD INDUSTRIAL Y MITIGACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL					
510644	CINTA DE SEGURIDAD PELIGRO (ROLLO 250 m)	5	u	18.81	94.05
506919	CONO DE SEÑALIZACION VIAL FLUORESCENTE	2	u	34.55	69.1
502499	PASOS PEATONALES DE MADERA 1.2m ANCHO	2	m	39.84	79.68
500551	ROTULOS DE SEÑALIZACION, POSTES HG 2" (PROVISION Y MONTAJE)	10	m2	129.47	1294.7
TUBERIAS Y ACCESORIOS					
502053	BOMBA 15HP EJE HORIZONTAL Q=5 l/s TDH=80m (PROVISION Y MONTAJE)	4	u	2332.96	9331.84
501258	VALVULA COMPUERTA 04" (MAT/TRANS/INST)	11	u	428.18	4709.98
502134	INSTALACION DE TUBERIA HIERRO DUCTIL 150MM	94	m	4.52	424.88
500311	DRENES (TUBERIA PVC 110mm) (R)	24	m	7.12	170.88
Monto					184272.87

PLANOS



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

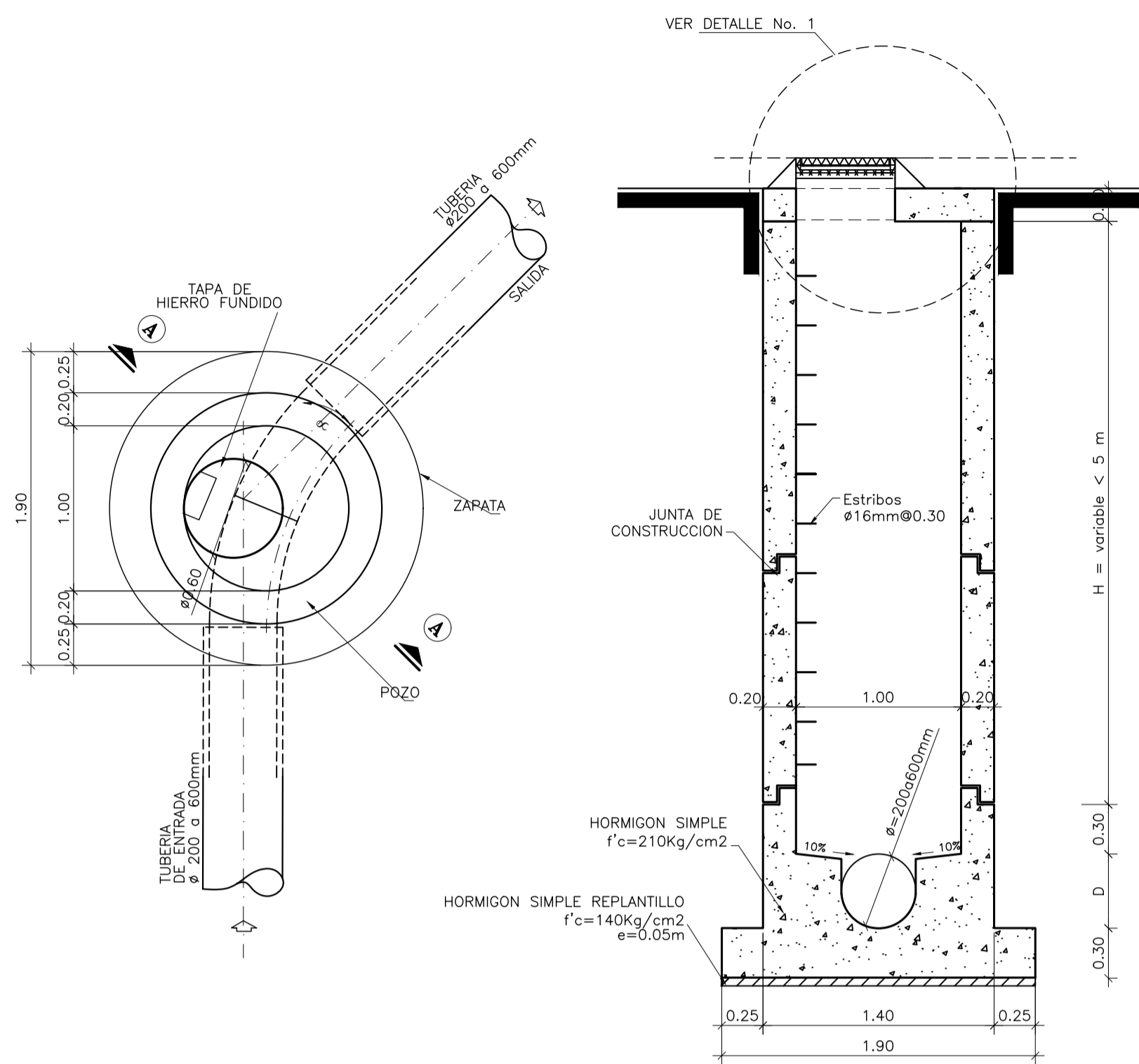
PROYECTO:
ALCANTARILLADO COMBINADO BARRIO SELVA ALEGRE

CONTIENE:
ÁREAS DE APORTACIÓN

- LAS MEDIDAS ANOTADAS PREVALECN SOBRE LA ESCALA
- PARA LOS DETALLES EL CONSTRUCTOR VERIFICARA LAS MEDIDAS EN OBRA
- TODA MODIFICACION SE HARA CONSTAR EN OBSERVACIONES CON FECHA Y FIRMA DE RESPONSABILIDAD

OBSERVACIONES:	FECHA:	DISEÑO HIDRAULICO :	ARCHIVO (PLANOS)
			PERFILES.DWG
		AUTORES	FECHA
		ESCALA	OCTUBRE/2020
		1:1500	HOJA No. 1 de 1

POZO TIPO B1



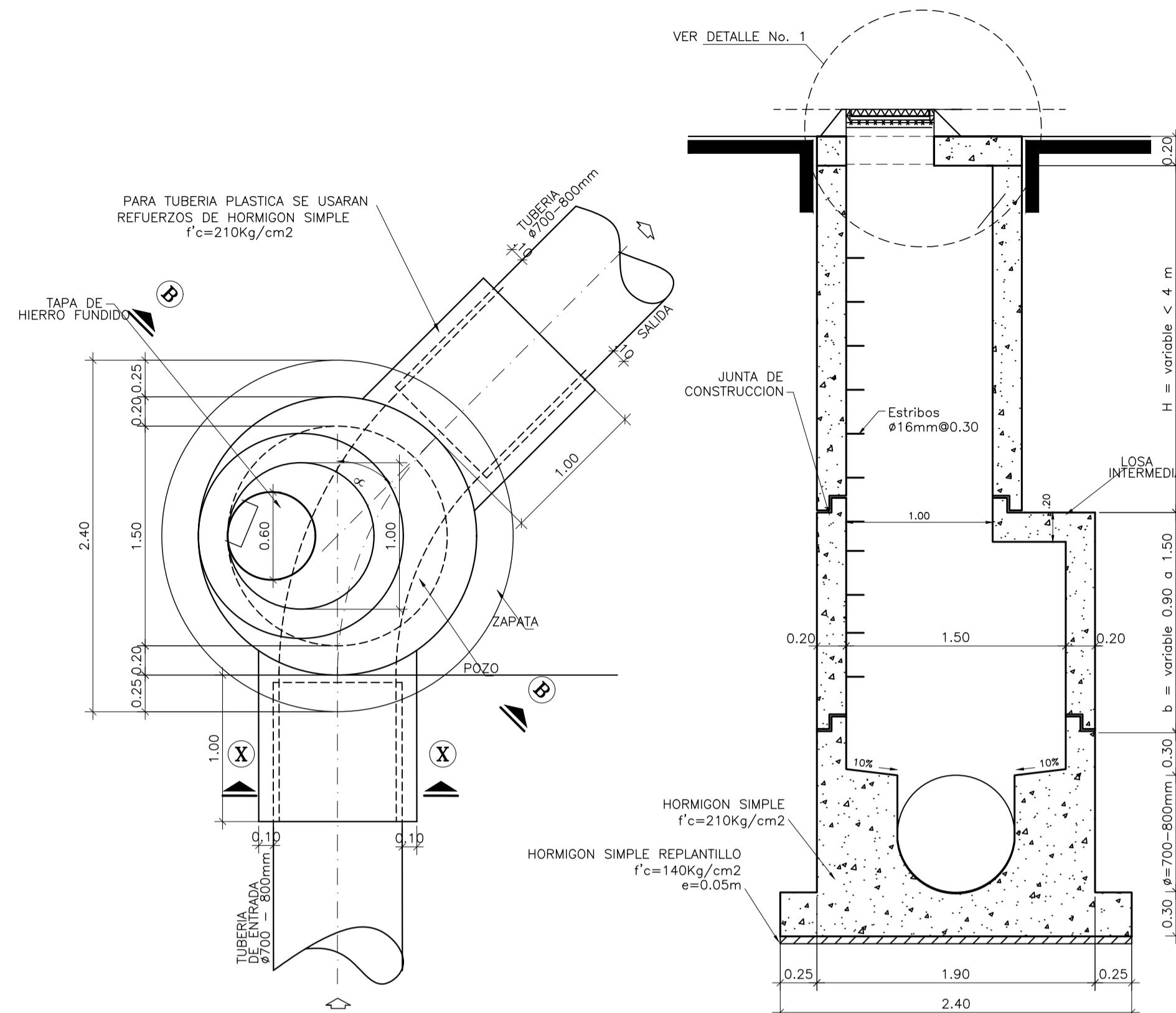
PLANTA

ESCALA 1 : 30

CORTE A - A

ESCALA 1 : 30

POZO TIPO B2



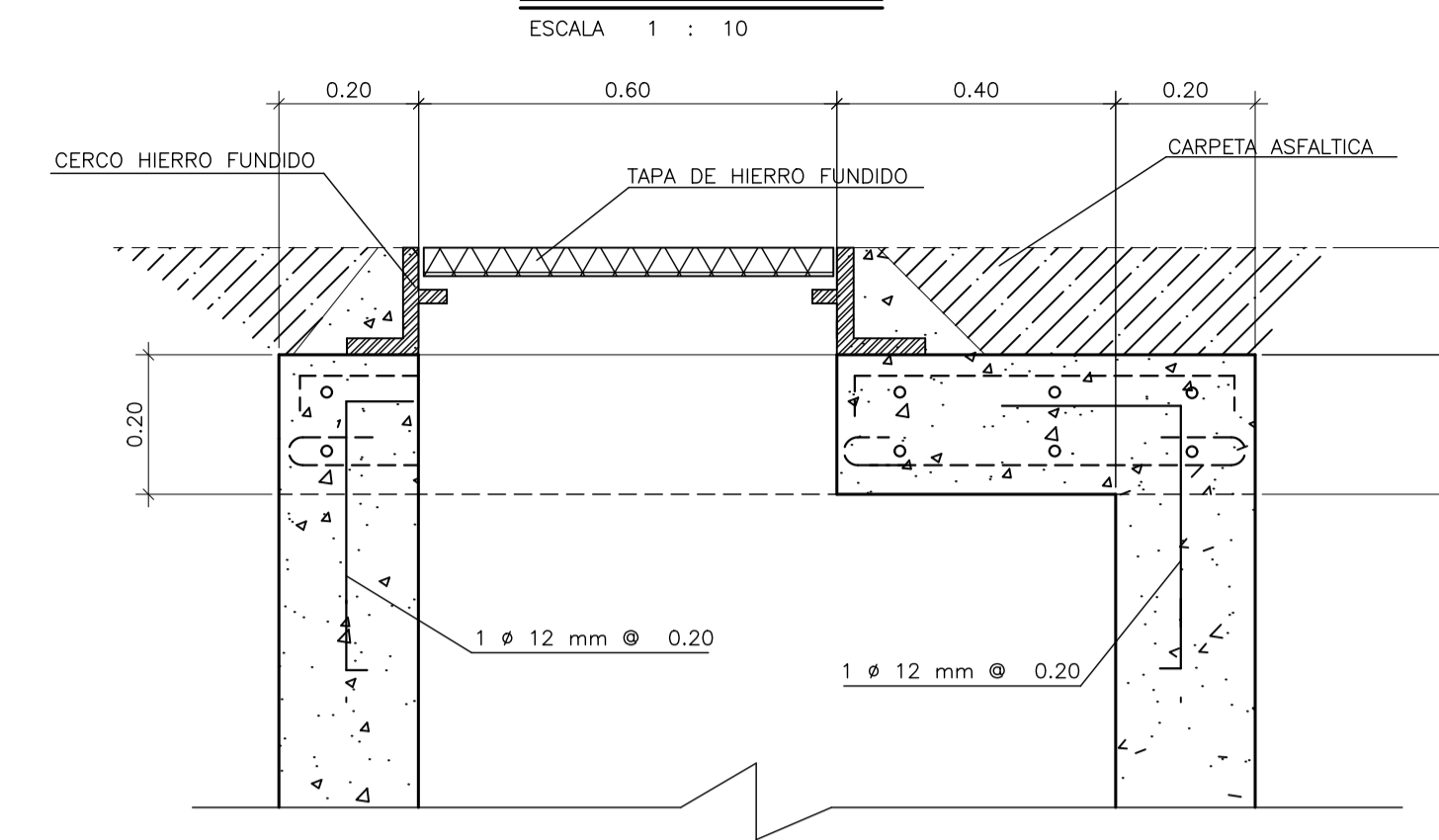
PLANTA

ESCALA 1 : 30

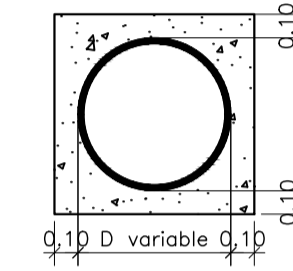
CORTE B - B

ESCALA 1 : 30

DETALLE No. 1



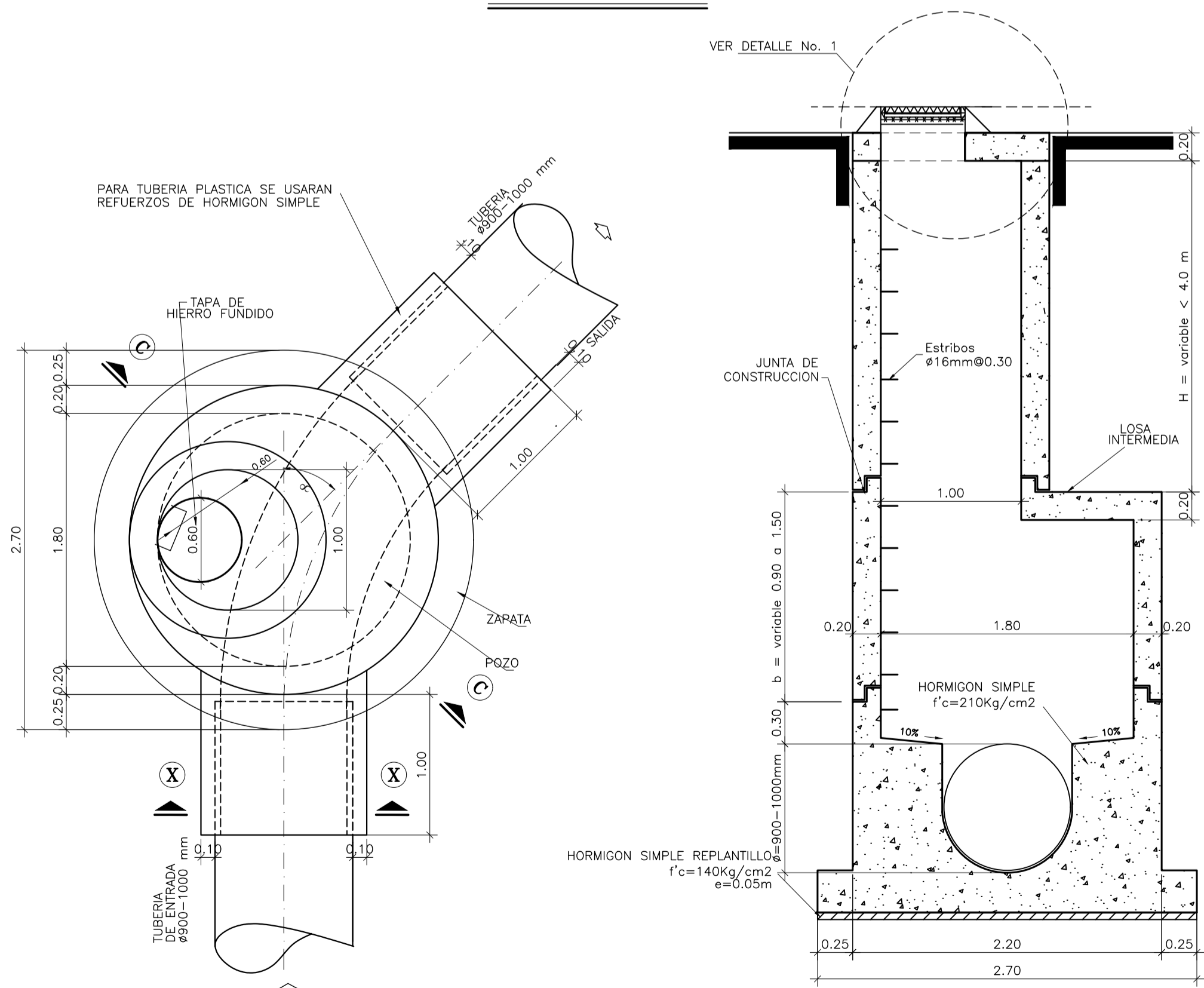
DETALLE REFUERZO PARA TUBERIA PLASTICA



CORTE X - X

ESCALA 1 : 30

POZO TIPO B3



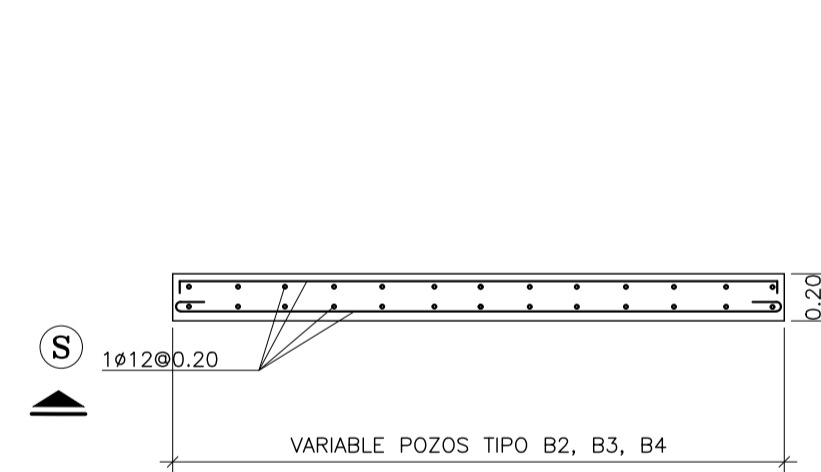
PLANTA

ESCALA 1 : 30

CORTE C - C

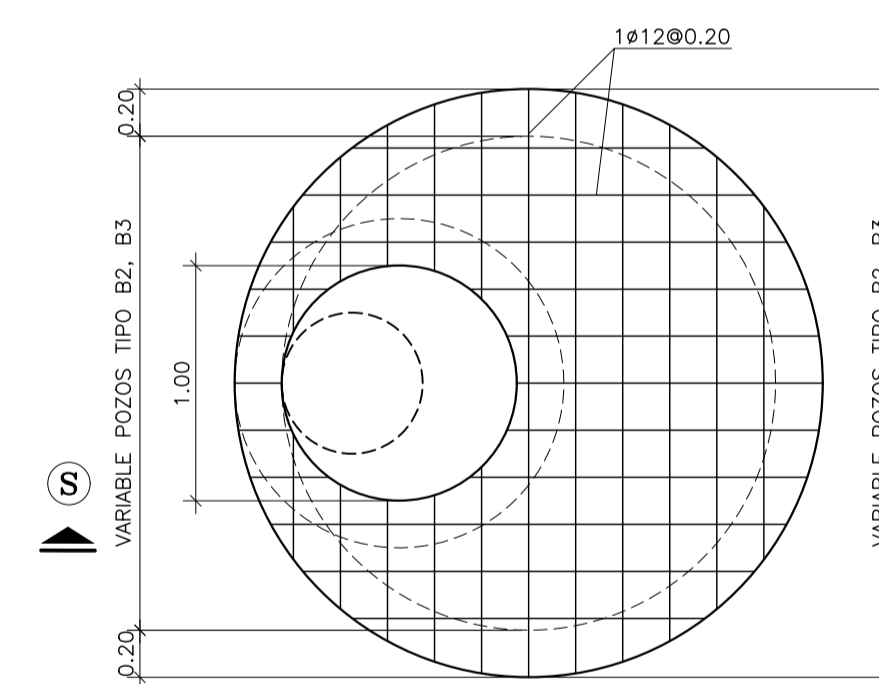
ESCALA 1 : 30

DETALLE ARMADO LOSA INTERMEDIA



CORTE S - S

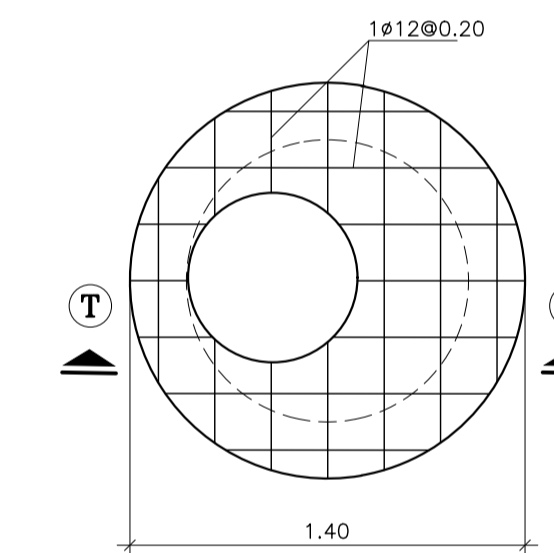
ESCALA 1 : 30



PLANTA

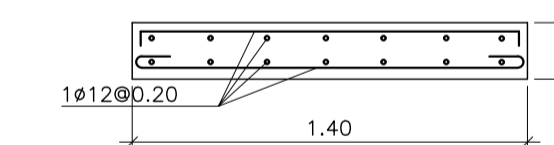
ESCALA 1 : 30

DETALLE ARMADO TAPA POZO



PLANTA

ESCALA 1 : 25



CORTE T - T

ESCALA 1 : 25

DIAMETRO INTERNO DE LA TUBERIA ϕ mm	VALOR DE LA DEFLEXION (\leq)		
(B1) 250 a 600	0°-45°	46°-75°	76°-90°
(B2) 700 - 800	0°-45°	46°-55°	
(B3) 900 - 1000	0°-35°	36°-45°	

RESUMEN DE MATERIALES

RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD		
		B1	B2	B3
HORMIGON SIMPLE $f'c=140$ Kg/cm ²	m ³	0.15	0.23	0.29
HORMIGON SIMPLE $f'c=210$ Kg/cm ²	m ³	2.67	6.35	7.75
ACERO DE REFUERZO $f'y = 4200$ Kg/cm ²	Kg	26.54	63.10	82.80
ENCOFRADO TABLERO CONTRACHAPADO	m ²	14.3	32.71	37.45
TAPA DE HIERRO FUNDIDO $\phi=600$ mm CON CERCO	U	1	1	1
ESTRIBO DE POZO $\phi = 16$ mm	U	10	10	10

OBSERVACIONES:
 - EN EL CALCULO DE VOLUMENES DE OBRA SE HA CONSIDERADO LAS DIMENSIONES $b = 1.50$ m Y $H = 1.0$ m.
 - ESTAS CANTIDADES SON REFERENCIALES, LA FISCALIZACION DETERMINARA EN OBRA LOS VOLUMENES REALMENTE EJECUTADOS

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL	HORMIGON
ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: $Fy=4200$ kg/cm ² DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18% DIAMETROS 12 mm	RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS, EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg. DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: LOSAS Y PAREDES : $F'c=210$ kg/cm ² HORMIGON DE REPLANTILLO : $F'c=140$ kg/cm ²
TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICA, USAR 40 DIAMETROS Y NO MENOS DE 50cm ESPACIAMIENTO MINIMO: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm	TAMANO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.
RECUBRIMIENTO MINIMO: SUPERFICIES EN CONTACTO CON EL AGUA = 10cm MUROS Y SUPERFICIES EN CONTACTO CON EL SUELO = 7cm	
SUELOS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61	

SUELO

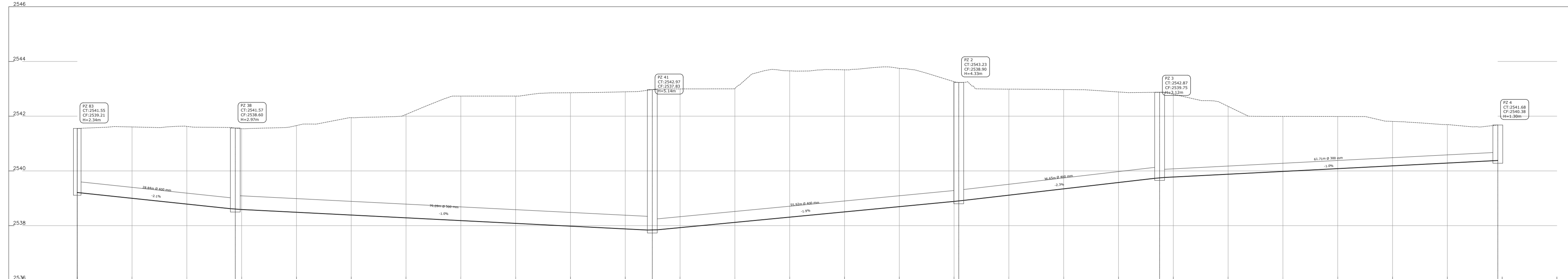
SI LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ES MENOR A 0.80 Kg/cm², SE COLOCARA MATERIAL DE MEJORAMIENTO

FECHA	INDICADAS	FECHA	INDICADAS
1		1	

PROYECTO:	CONTIENE:
ALCANTARILLADO COMBINADO BARRIO SELVA ALEGRE	DETALLES DE POZOS DE REVISION TIPO B1, B2, B3

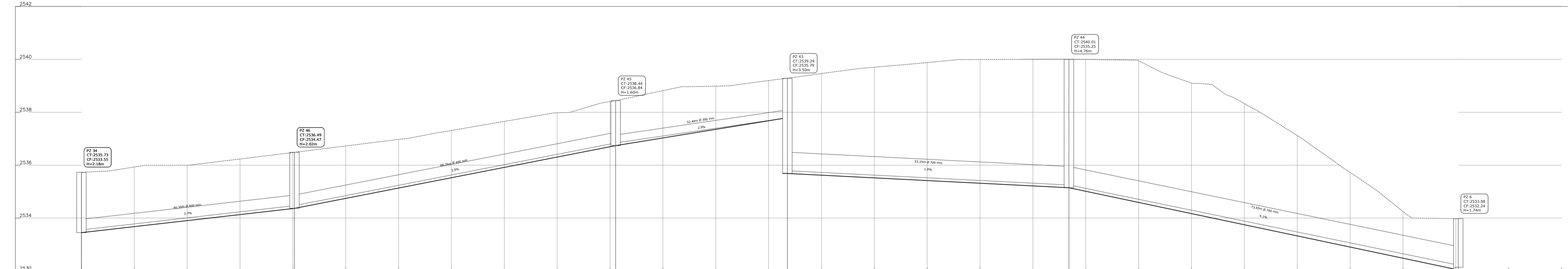
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CALLE ANTONIO CHECA
ES: H-500 V:100



DATOS HIDRÁULICOS	ABCISA	COTA TAPA	COTA PROYECTO	LONGITUD PENDIENTE	LONGITUD ACUMULADA	PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN
L: 28.85 PVC D: 400 S: -2.1%	0+10.00 0+100.00	2539.21 2541.55	2539.21 2541.55	-2.1% EN 28.85 m	0+000.00	2.34
L: 76.09 PVC D: 500 S: -1.0%	0+30.00 0+70.00	2536.61 2541.57	2536.61 2541.57	-1.0% EN 76.09 m	0+028.84	2.95
L: 55.93 PVC D: 400 S: -1.9%	0+80.00 0+140.00	2537.83 2542.97	2537.83 2542.97	-1.9% EN 55.93 m	0+104.93	5.01
L: 36.66 PVC D: 400 S: -2.3%	0+160.00 0+190.00	2536.00 2543.23	2536.00 2543.23	-2.3% EN 36.66 m	0+160.85	4.38
L: 61.71 PVC D: 300 S: -1.0%	0+200.00 0+260.00	2537.75 2542.87	2537.75 2542.87	-1.0% EN 61.71 m	0+197.51	3.03
	0+260.00 0+270.00	2540.38 2541.88	2540.38 2541.88		0+259.21	1.41

CALLE JUAN LARREA
ES: H-500 V:100



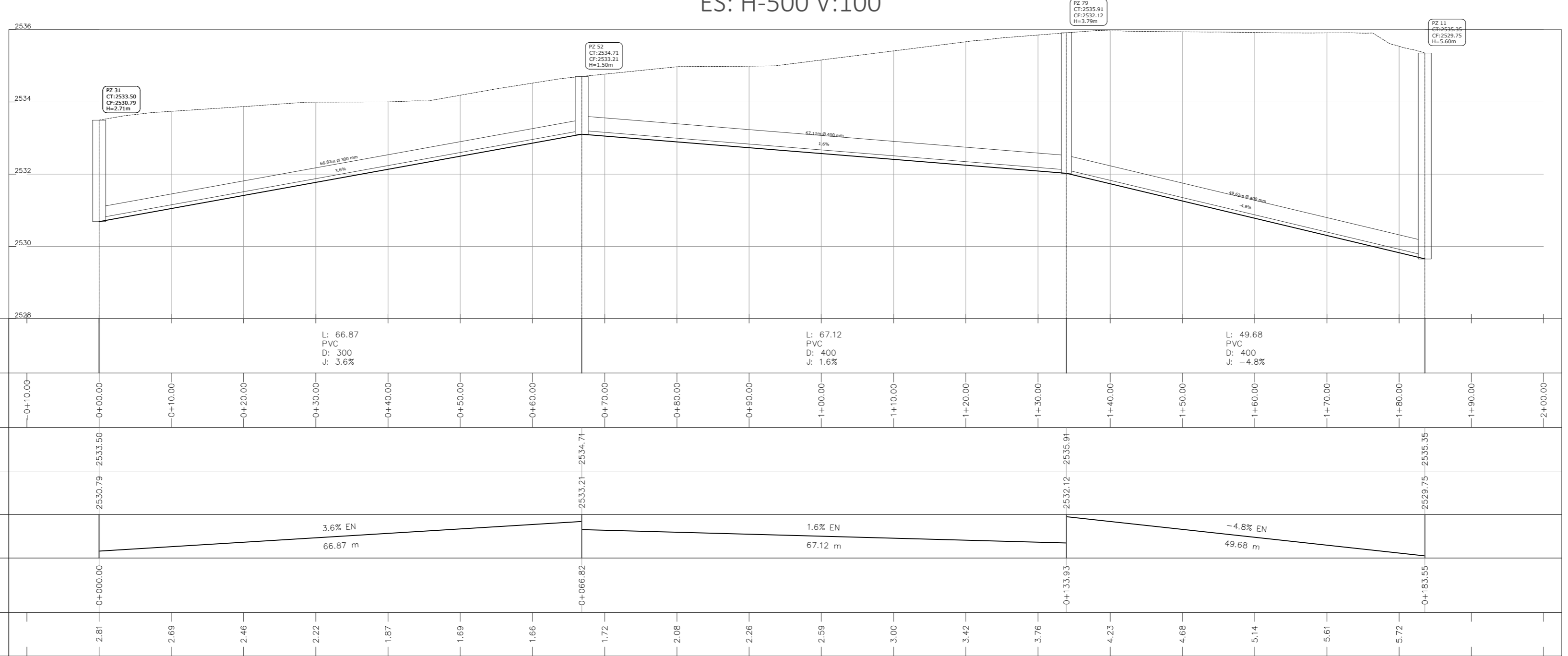
DATOS HIDRÁULICOS	ABCISA	COTA TAPA	COTA PROYECTO	LONGITUD PENDIENTE	LONGITUD ACUMULADA	PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN
L: 40.31 PVC D: 400 S: 2.3%	0+10.00 0+40.00	2533.55 2535.73	2533.55 2535.73	2.3% EN 40.31 m	0+000.00	2.28
L: 60.81 PVC D: 400 S: 3.9%	0+40.00 0+70.00	2534.47 2536.49	2534.47 2536.49	3.9% EN 60.81 m	0+040.30	2.10
L: 32.51 PVC D: 300 S: 2.9%	0+80.00 0+110.00	2536.84 2538.44	2536.84 2538.44	2.9% EN 32.51 m	0+101.06	1.71
L: 53.26 PVC D: 400 S: 1.0%	0+140.00 0+190.00	2537.79 2539.29	2537.79 2539.29	1.0% EN 53.26 m	0+133.55	1.52
L: 73.71 PVC D: 700 S: 4.1%	0+200.00 0+270.00	2535.25 2540.01	2535.25 2540.01	4.1% EN 73.71 m	0+186.81	0.69
	0+270.00 0+280.00	2532.24 2533.98	2532.24 2533.98		0+260.46	1.82

PROYECTO:	ALCANTARILLADO COMBINADO BARRIO SELVA ALEGRE
CONTIENE:	PERFILES LONGITUDINALES
ARCHIVO (PLANOS):	PERFILES.PWG
FECHA:	OCTUBRE/2020
ESCALA:	INDICADAS
BOA No.:	1 de 1

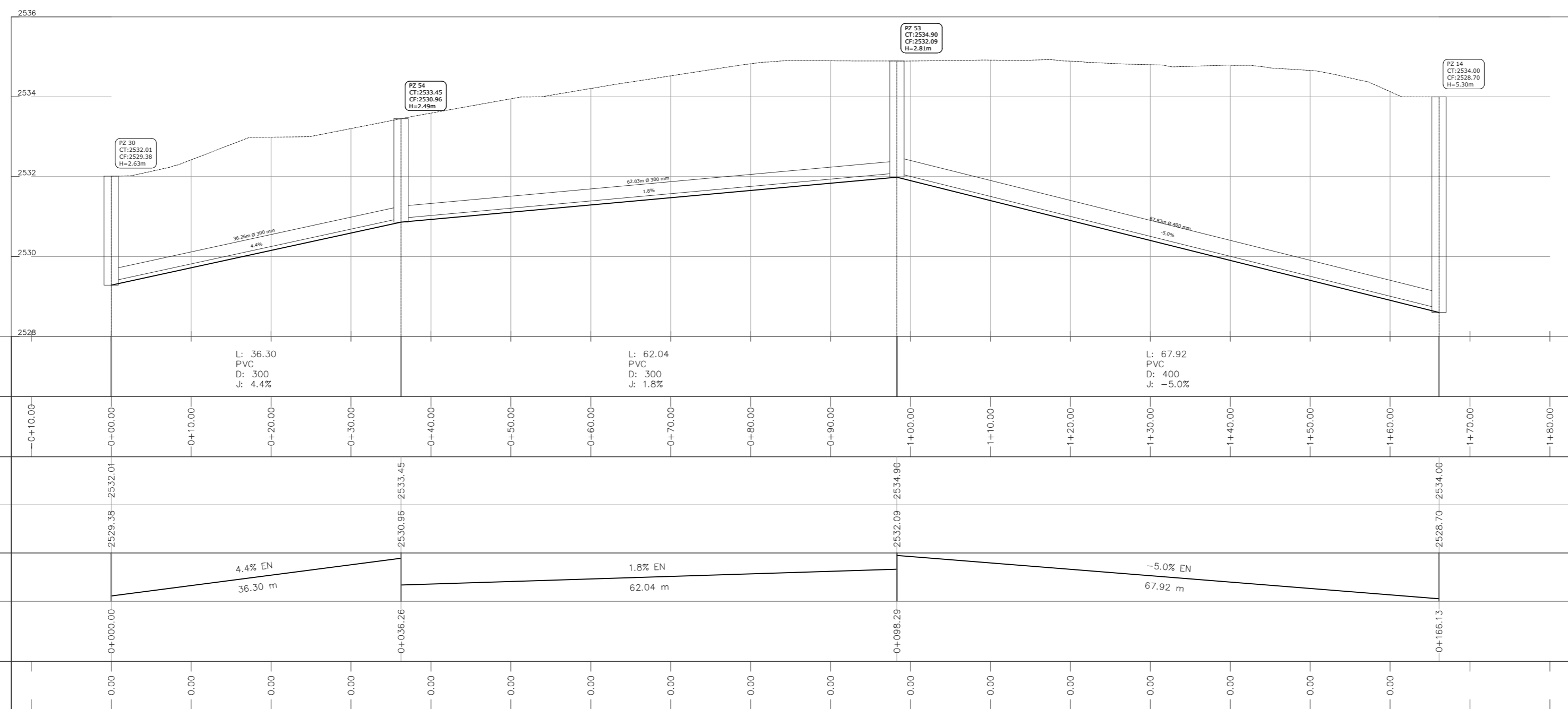
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

- LAS MEDIDAS ANOTADAS PREVALECE EN LA ESCALA
- PARA LOS DETALLES EL CONSTRUCTOR VERIFICAR LAS MEDIDAS EN OBRA
- CONSTAR EN OBSERVACIONES CON FECHA Y FIRMA DE RESPONSABILIDAD

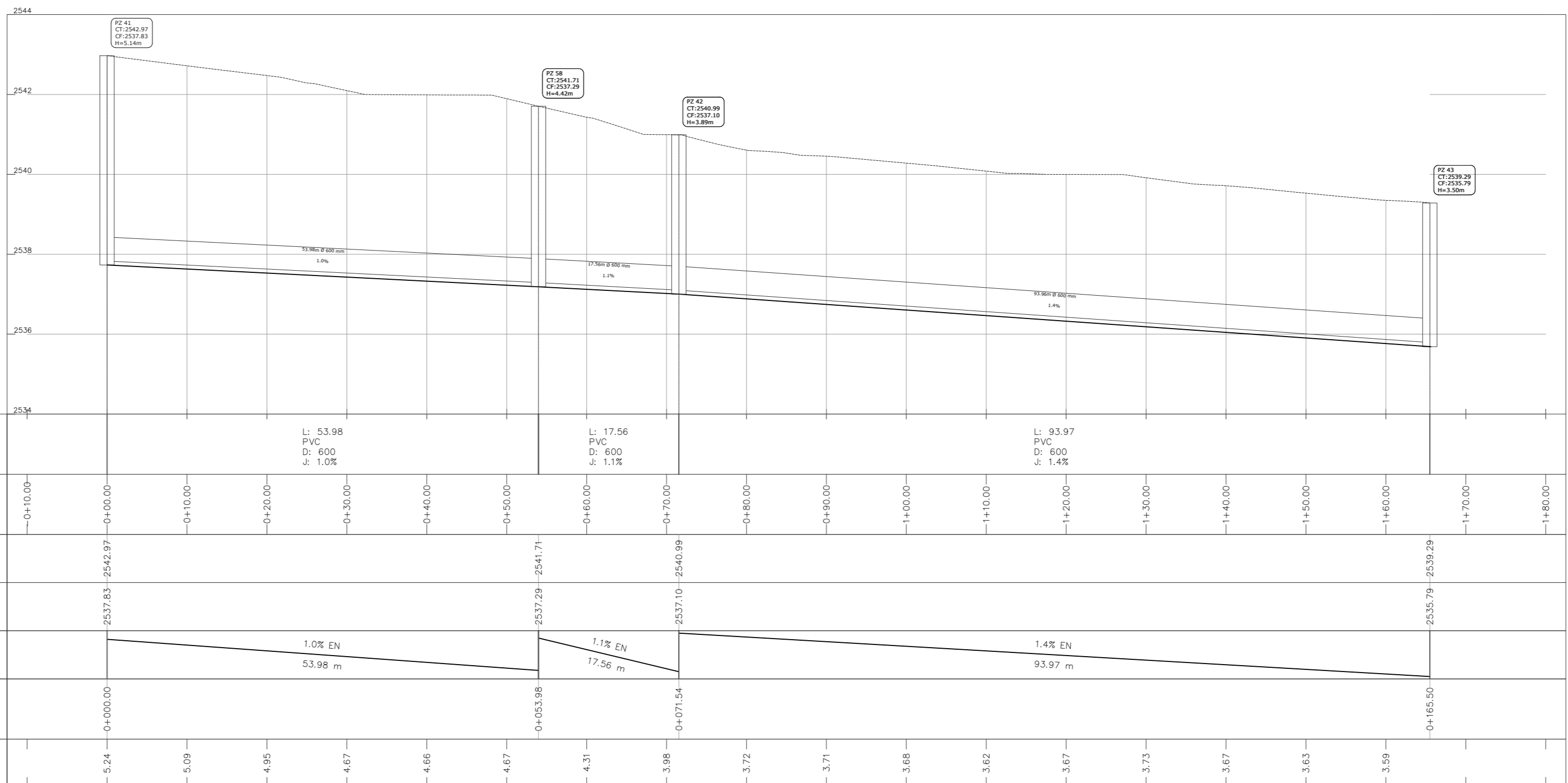
CALLE RAMÓN GONZÁLES ARTIGAS
ES: H-500 V:100



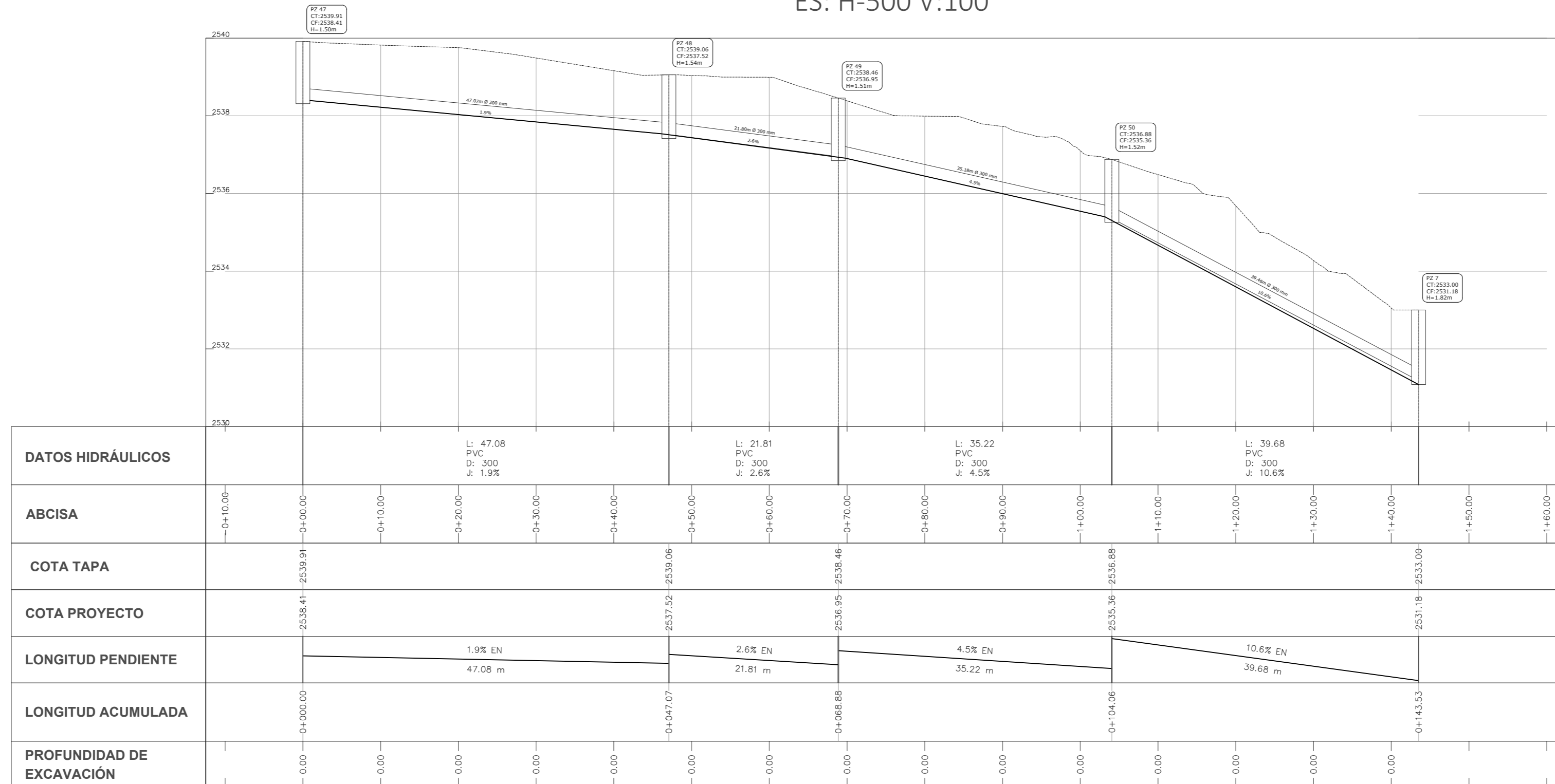
CALLE MARIANO ORTEGA
ES: H-500 V:100



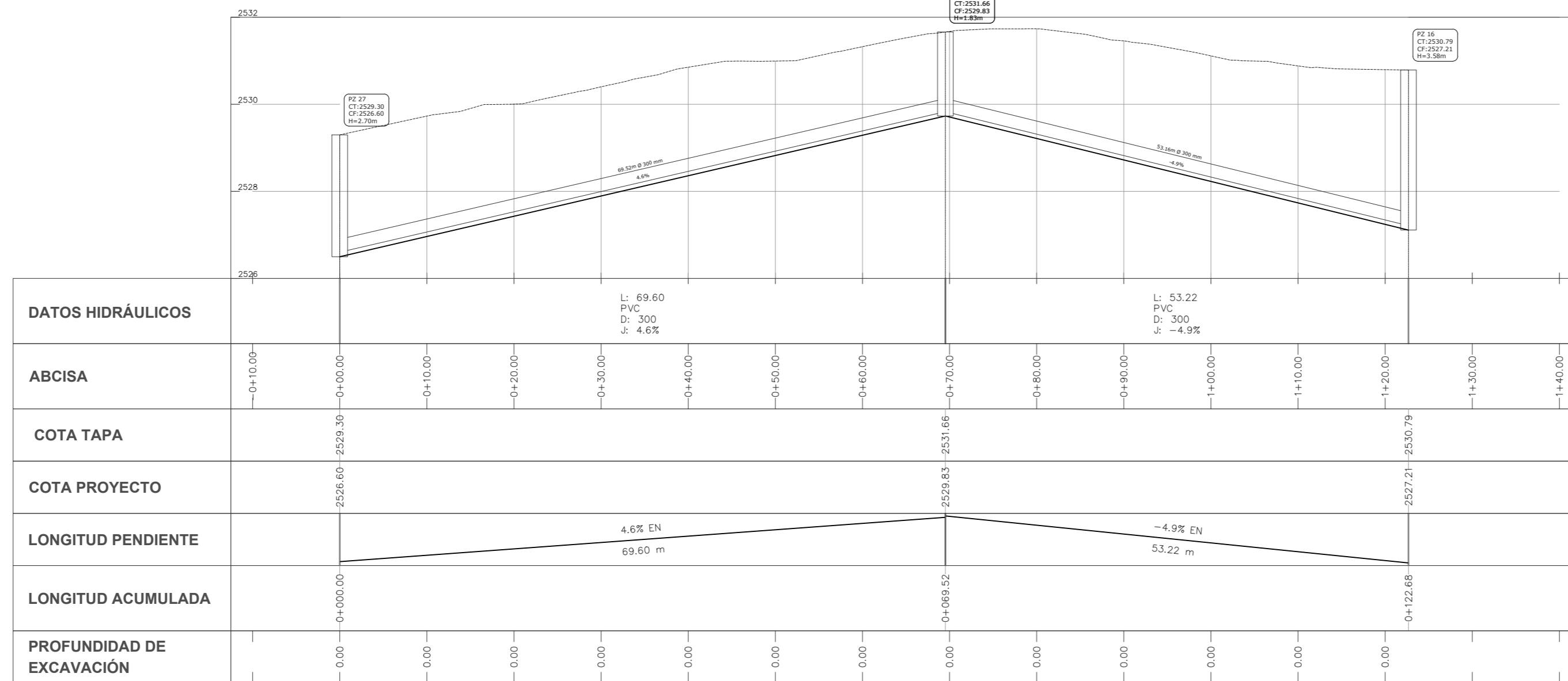
CALLE JUAN CASTELOS
ES: H-500 V:100



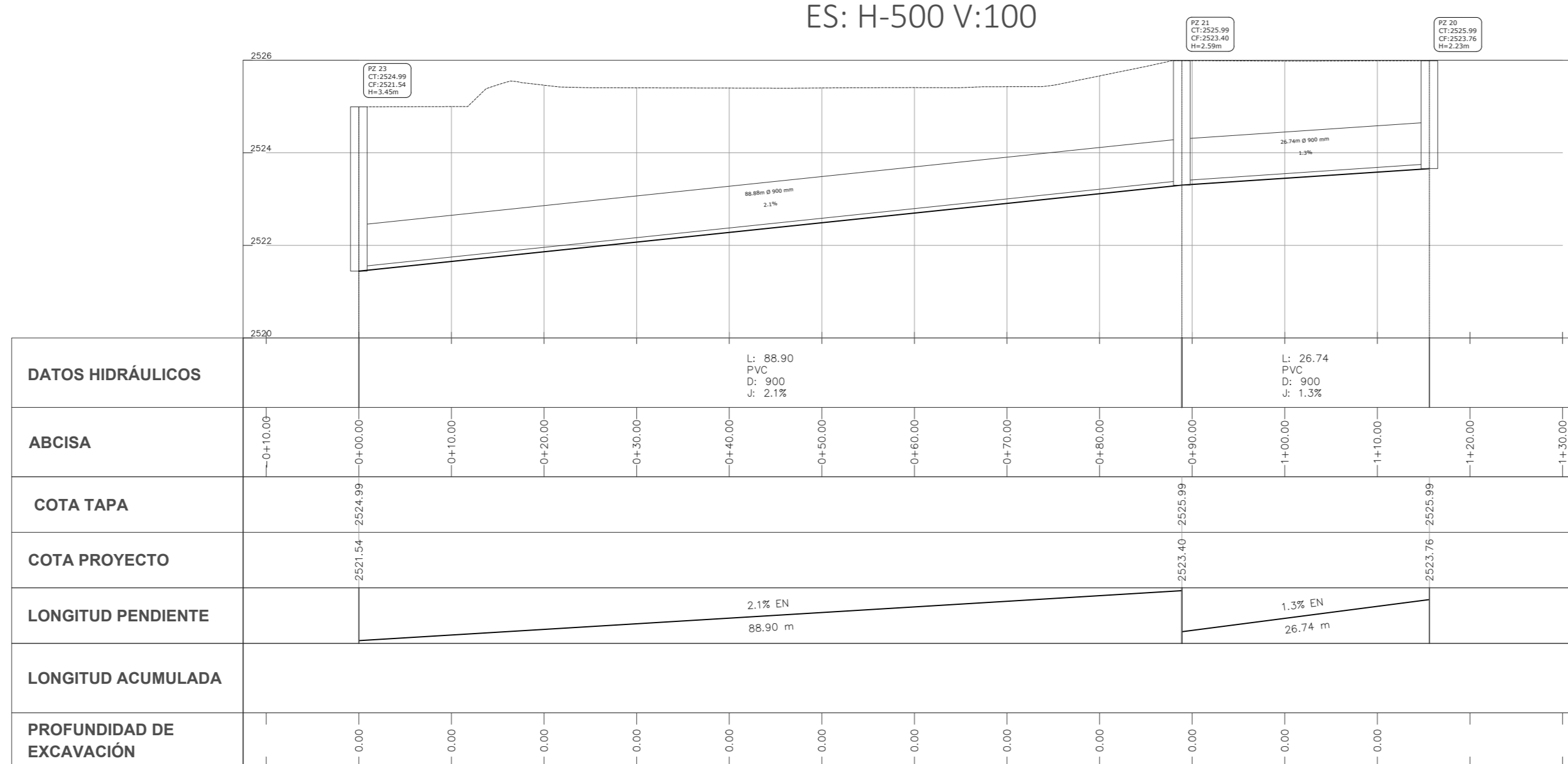
CALLE PARAISO
ES: H-500 V:100



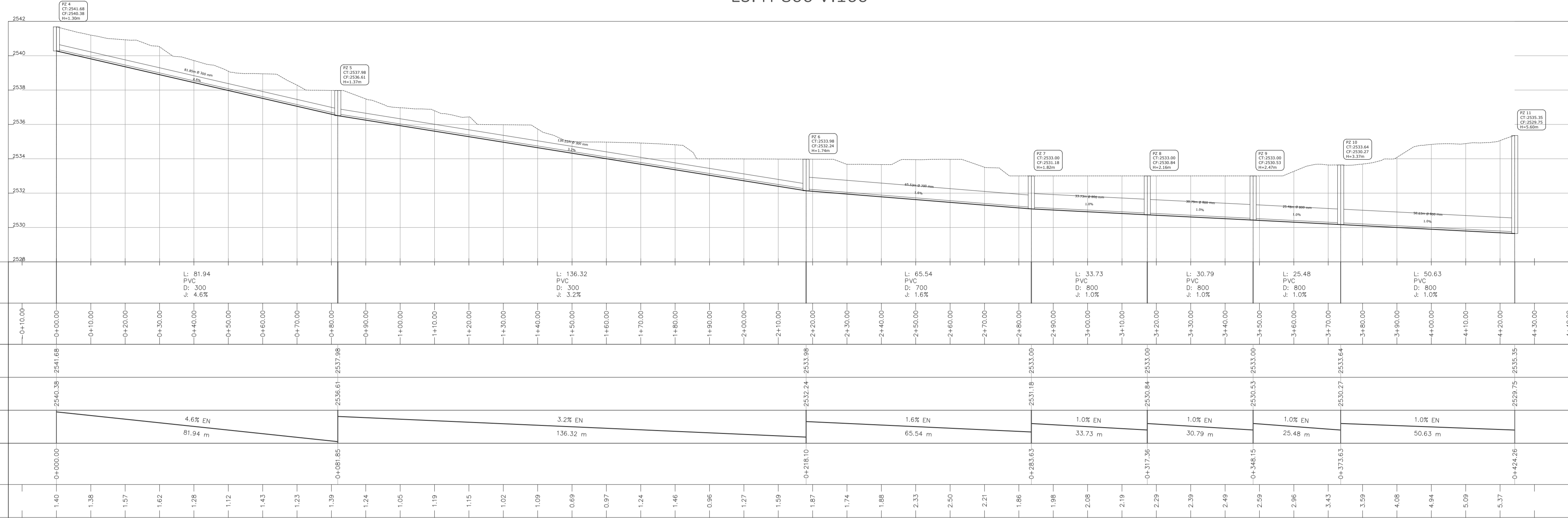
CALLE NICOLÁS PEÑA
ES: H-500 V:100



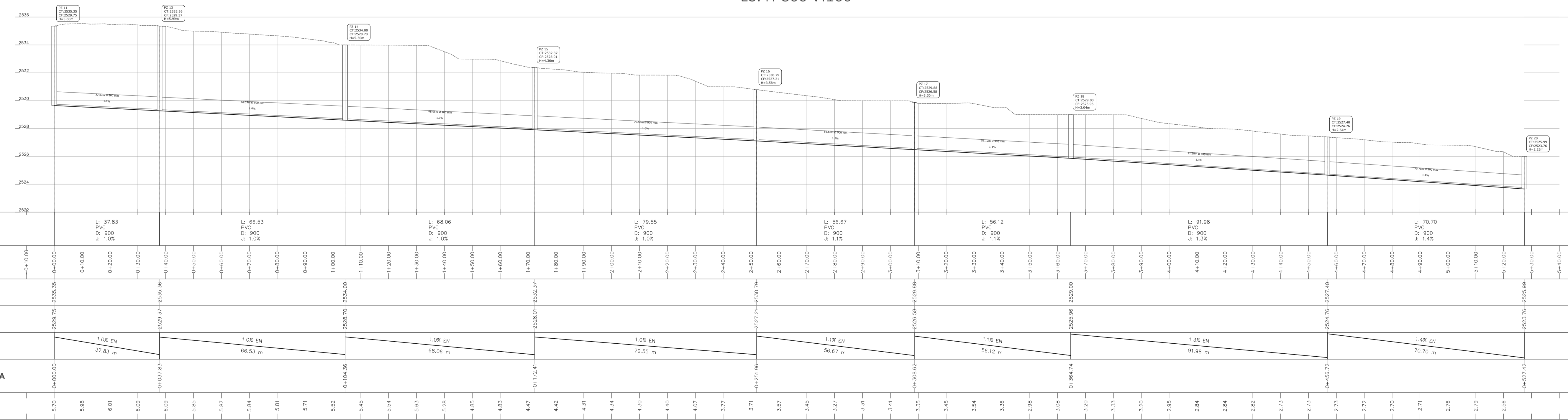
CALLE SELVA ALEGRE
ES: H-500 V:100



CALLE JUAN SALINAS (Pz04-Pz11)
ES: H-800 V:160



CALLE JUAN SALINAS (Pz11-Pz20)
ES: H-800 V:160



PROYECTO: **ALCANTARILLADO COMBINADO BARRIO SELVA ALEGRE**

CONTIENE: **PERFILES LONGITUDINALES**

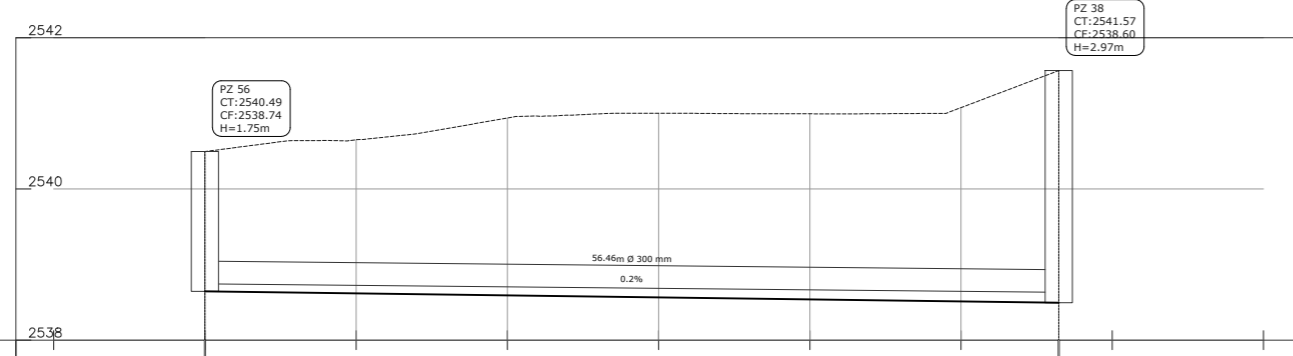
ARCHIVO (PLANOS): PERFILES.PNG

FECHA: OCTUBRE/2020

BOA No. 1 de 1

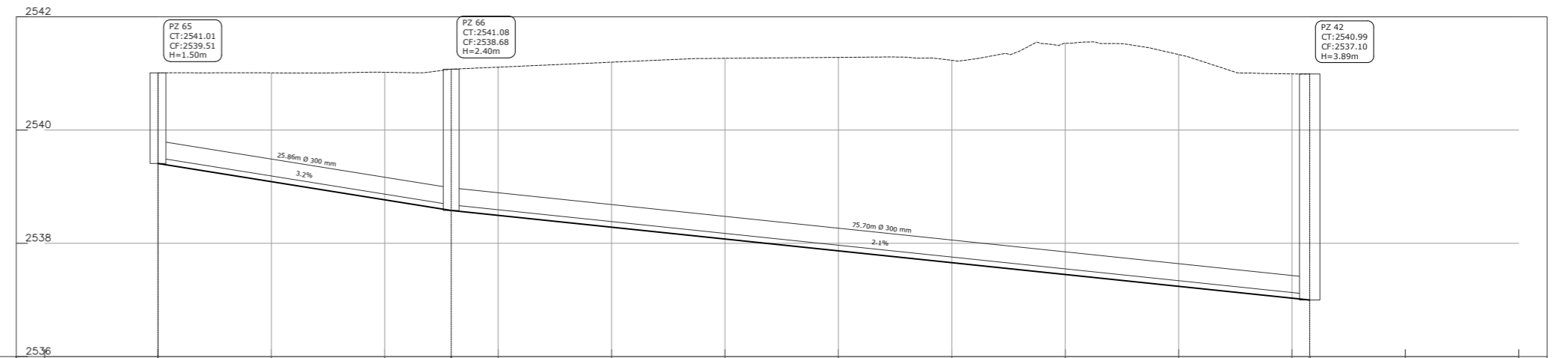
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PASAJE 01
ES: H-500 V:100



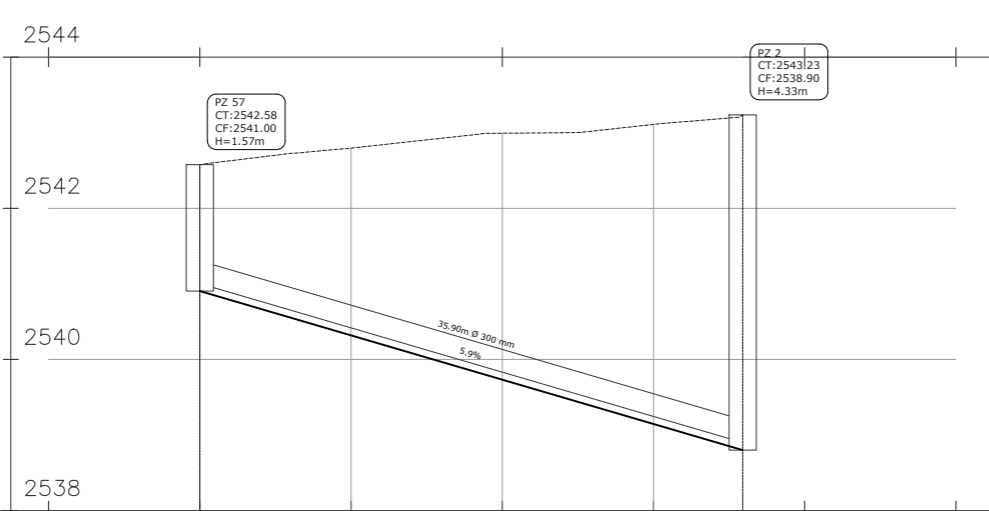
DATOS HIDRÁULICOS	L: 56.46 PVC D: 300 s: 0.25%					
ABCISA	0+10.00	0+40.00	0+10.00	0+20.00	0+30.00	0+60.00
COTA TAPA						
COTA PROYECTO	2538.74	2540.49				2538.60
LONGITUD PENDIENTE		0.25% EN				
LONGITUD ACUMULADA	0+000.00					0+056.46
PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN	1.88	2.03	2.35	2.44	2.45	2.56

PASAJE 04
ES: H-500 V:100



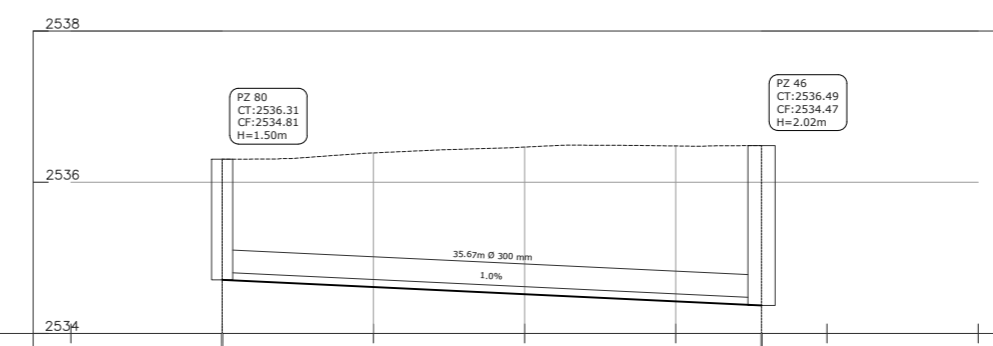
DATOS HIDRÁULICOS	L: 25.88 PVC D: 300 s: 3.2%		L: 75.72 PVC D: 300 s: 2.1%			
ABCISA	0+10.00	0+40.00	0+10.00	0+20.00	0+30.00	0+100.00
COTA TAPA						
COTA PROYECTO	2539.51	2541.01				2537.10
LONGITUD PENDIENTE		3.2% EN		2.1% EN		
LONGITUD ACUMULADA	0+000.00					0+101.56
PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN	1.60	1.92	2.25	2.62	2.91	3.19

PASAJE 02
ES: H-1000 V:200



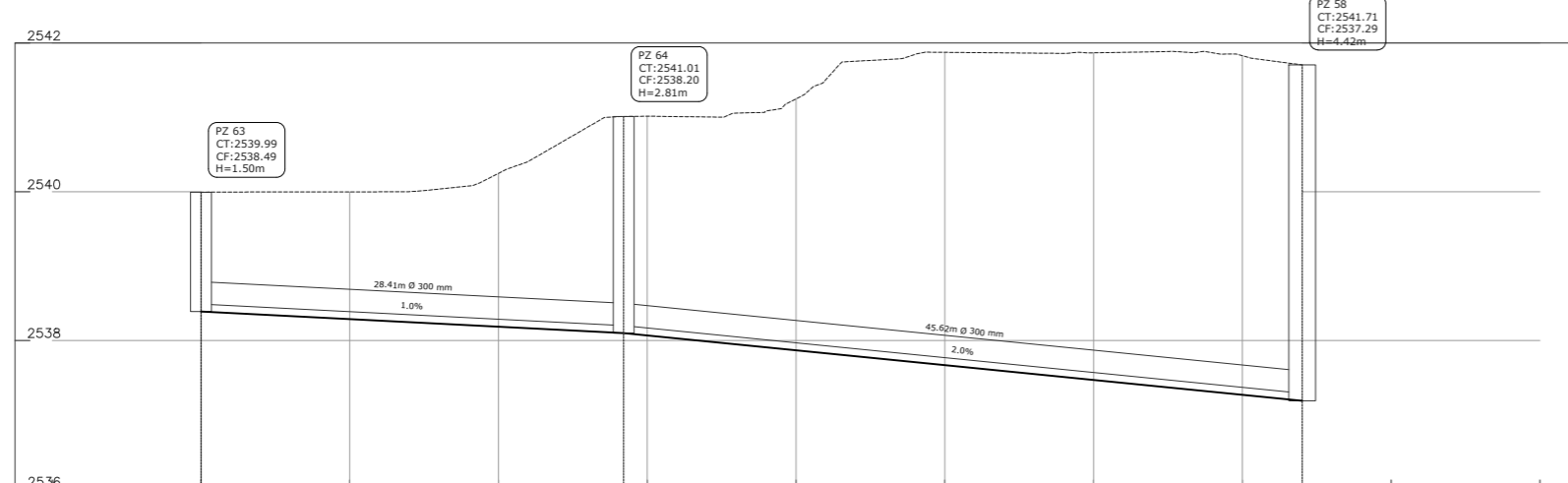
DATOS HIDRÁULICOS	L: 35.96 PVC D: 300 s: 5.9%					
ABCISA	0+10.00	0+50.00	0+10.00	0+20.00	0+30.00	0+50.00
COTA TAPA						
COTA PROYECTO	2541.00	2542.59				2538.90
LONGITUD PENDIENTE		5.9% EN				
LONGITUD ACUMULADA	0+000.00					0+035.96
PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN	1.67	2.48	3.26	3.96		

PASAJE 05
ES: H-500 V:100



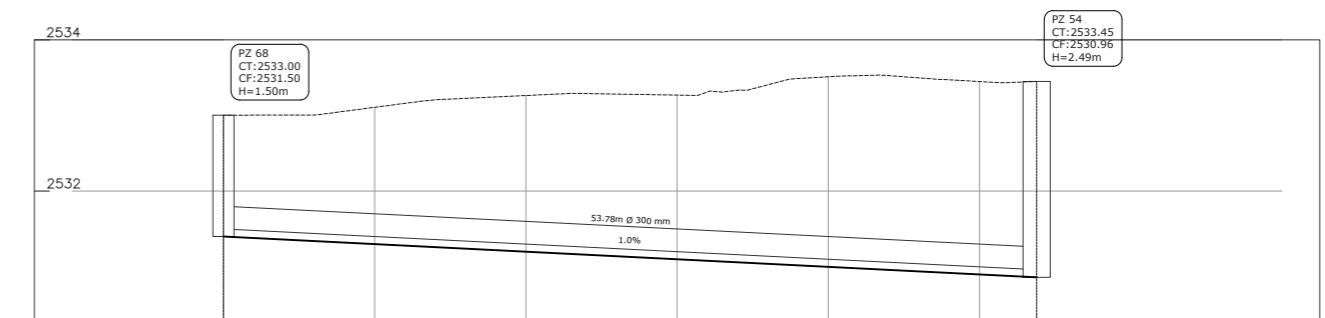
DATOS HIDRÁULICOS	L: 35.67 PVC D: 300 s: 1.0%					
ABCISA	0+10.00	0+10.00	0+20.00	0+30.00	0+40.00	0+50.00
COTA TAPA						
COTA PROYECTO	2534.81	2536.31				2534.47
LONGITUD PENDIENTE		1.0% EN				
LONGITUD ACUMULADA	0+000.00					0+035.67
PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN	1.60	1.77	1.95	2.06		

PASAJE 03
ES: H-500 V:100



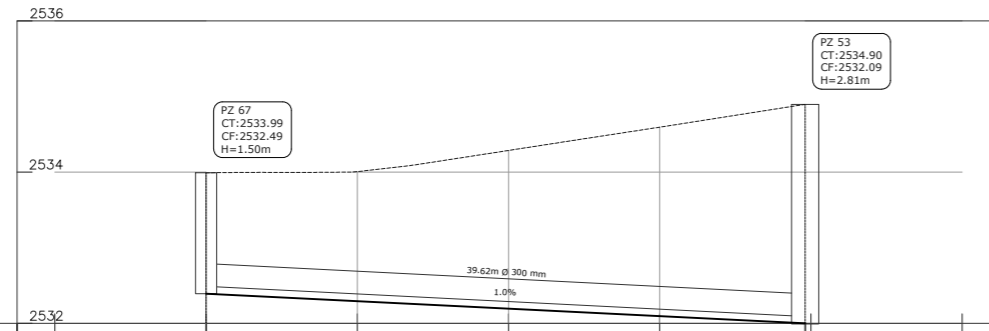
DATOS HIDRÁULICOS	L: 28.41 PVC D: 300 s: 1.0%		L: 45.62 PVC D: 300 s: 2.0%			
ABCISA	0+10.00	0+40.00	0+10.00	0+20.00	0+30.00	0+80.00
COTA TAPA						
COTA PROYECTO	2538.49	2539.99	2538.20	2541.01		2537.29
LONGITUD PENDIENTE		1.0% EN		2.0% EN		
LONGITUD ACUMULADA	0+000.00					0+074.03
PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN	1.60	1.71	2.06	2.95	3.38	4.21

PASAJE 06
ES: H-500 V:100



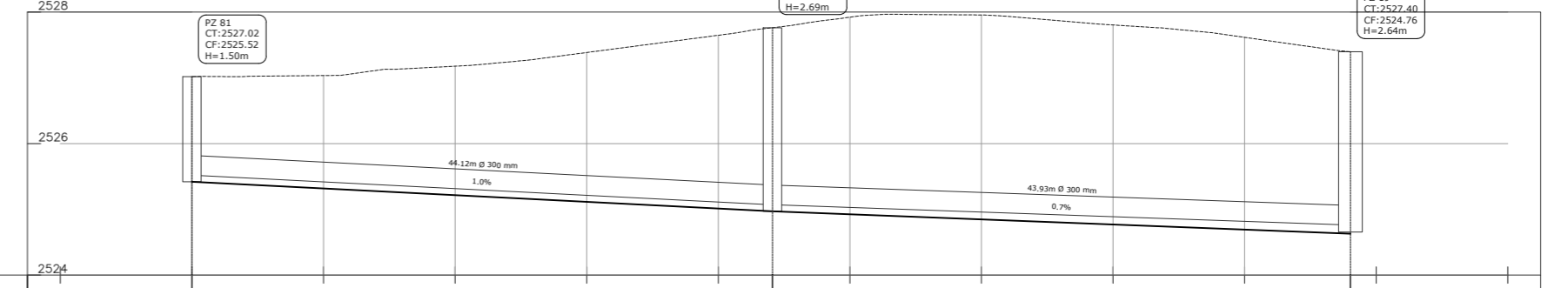
DATOS HIDRÁULICOS	L: 53.78 PVC D: 300 s: 1.0%					
ABCISA	0+10.00	0+50.00	0+10.00	0+20.00	0+30.00	0+50.00
COTA TAPA						
COTA PROYECTO	2531.50	2533.00				2530.46
LONGITUD PENDIENTE		1.0% EN				
LONGITUD ACUMULADA	0+000.00					0+053.78
PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN	1.60	1.81	2.06	2.17	2.51	2.55

PASAJE 07
ES: H-500 V:100



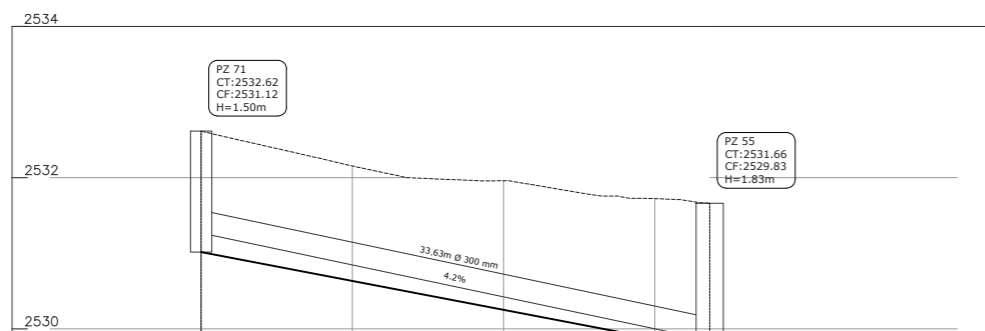
DATOS HIDRÁULICOS	L: 39.62 PVC D: 300 S: 1.0%
ABCISA	0+10.00 0+20.00 0+30.00 0+40.00
COTA TAPA	
COTA PROYECTO	2532.48 2533.39 2533.09 2534.90
LONGITUD PENDIENTE	1.0% EN 39.62 m
LONGITUD ACUMULADA	0+000.00 0+039.62
PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN	1.60 1.71 2.09 2.50

PASAJE 10
ES: H-500 V:100



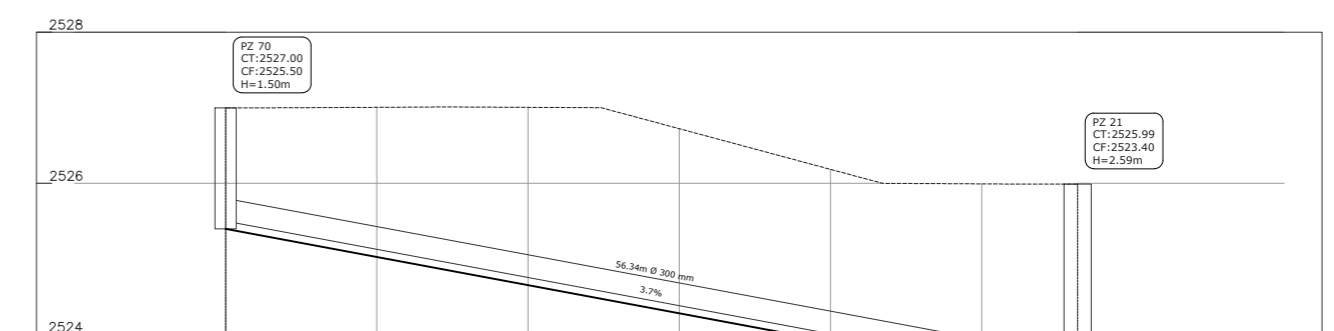
DATOS HIDRÁULICOS	L: 44.12 PVC D: 300 S: 1.0%	L: 43.93 PVC D: 300 S: 0.7%
ABCISA	0+10.00 0+20.00 0+30.00 0+40.00 0+50.00 0+60.00 0+70.00 0+80.00 0+90.00	
COTA TAPA		
COTA PROYECTO	2525.52 2527.02 2527.76 2528.76 2527.49	
LONGITUD PENDIENTE	1.0% EN 44.12 m	0.7% EN 43.93 m
LONGITUD ACUMULADA	0+000.00 0+044.12 0+088.04	
PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN	1.60 1.72 1.96 2.27 2.63 3.00 3.11 3.03 2.92	

PASAJE 08
ES: H-500 V:100



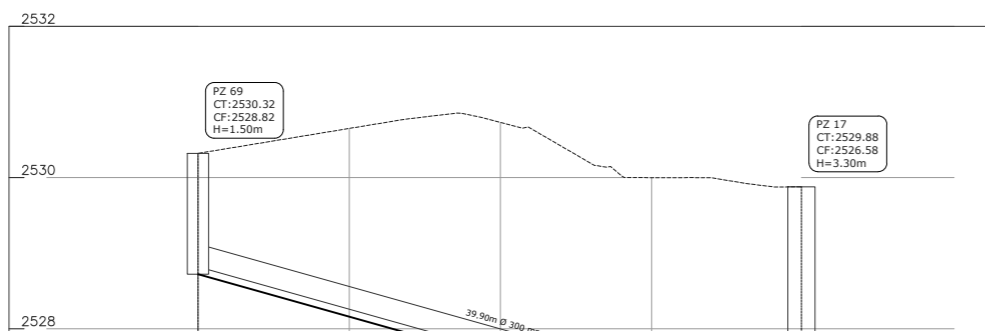
DATOS HIDRÁULICOS	L: 33.66 PVC D: 300 S: 4.2%
ABCISA	0+10.00 0+20.00 0+30.00 0+40.00
COTA TAPA	
COTA PROYECTO	2531.12 2532.02 2531.66
LONGITUD PENDIENTE	4.2% EN 33.66 m
LONGITUD ACUMULADA	0+000.00 0+033.66
PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN	1.60 1.52 1.71 1.85

PASAJE 11
ES: H-500 V:100

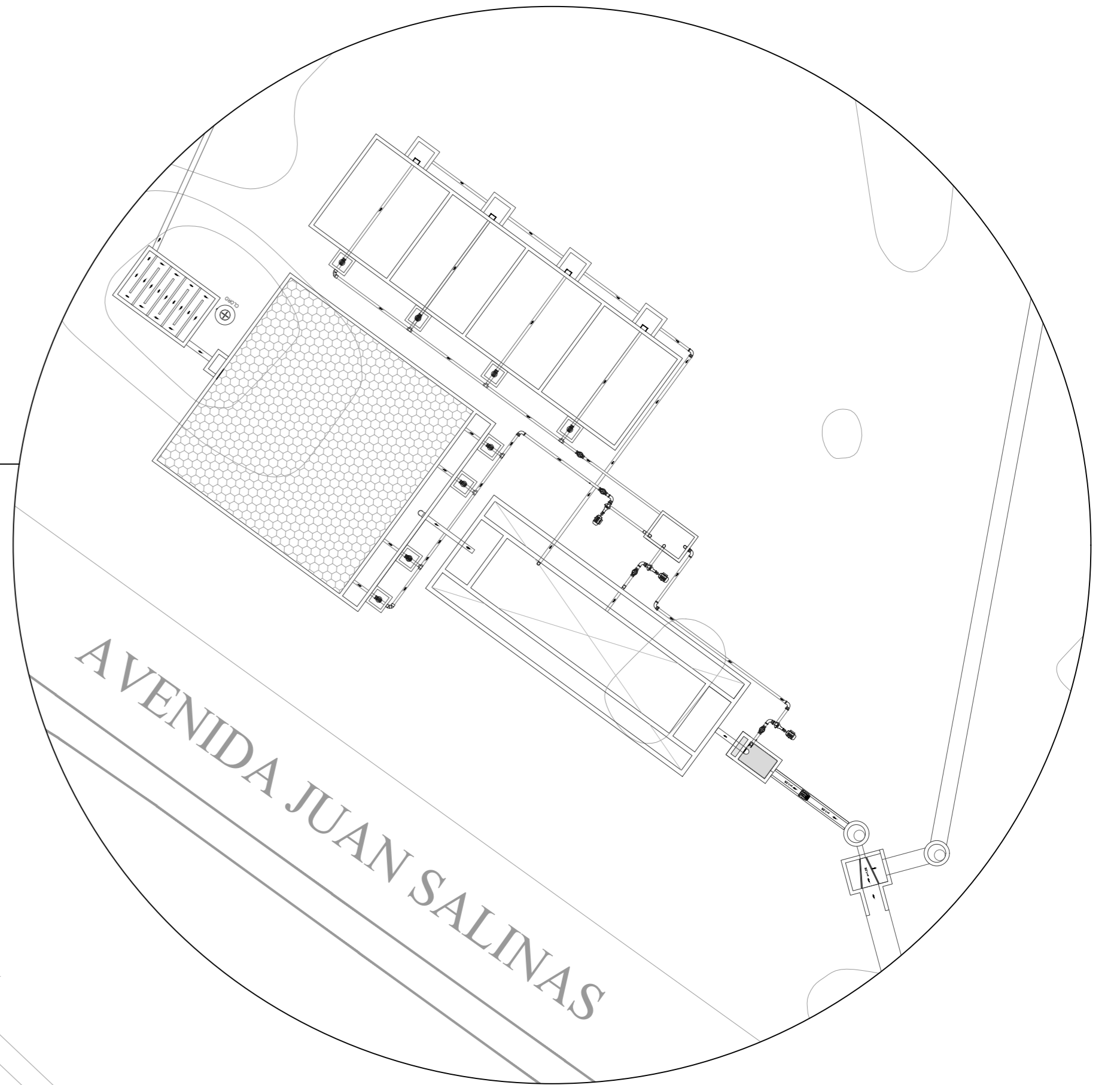
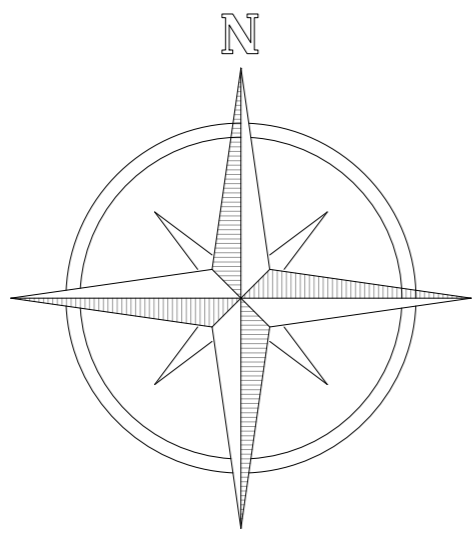


DATOS HIDRÁULICOS	L: 56.38 PVC D: 300 S: 3.7%
ABCISA	0+10.00 0+20.00 0+30.00 0+40.00 0+50.00 0+60.00 0+70.00
COTA TAPA	
COTA PROYECTO	2525.50 2527.00 2525.99
LONGITUD PENDIENTE	3.7% EN 56.38 m
LONGITUD ACUMULADA	0+000.00 0+056.38
PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN	1.60 1.98 2.25 2.44 2.28 2.46

PASAJE 09
ES: H-500 V:100



DATOS HIDRÁULICOS	L: 39.96 PVC D: 300 S: 5.6%
ABCISA	0+10.00 0+20.00 0+30.00 0+40.00
COTA TAPA	
COTA PROYECTO	2528.82 2530.32 2529.88
LONGITUD PENDIENTE	5.6% EN 39.96 m
LONGITUD ACUMULADA	0+000.00 0+039.96
PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN	1.60 2.49 3.13 2.96



PLANTA DE TRATAMIENTO
ECCALA: 1:250

ECCALA: 1:1500

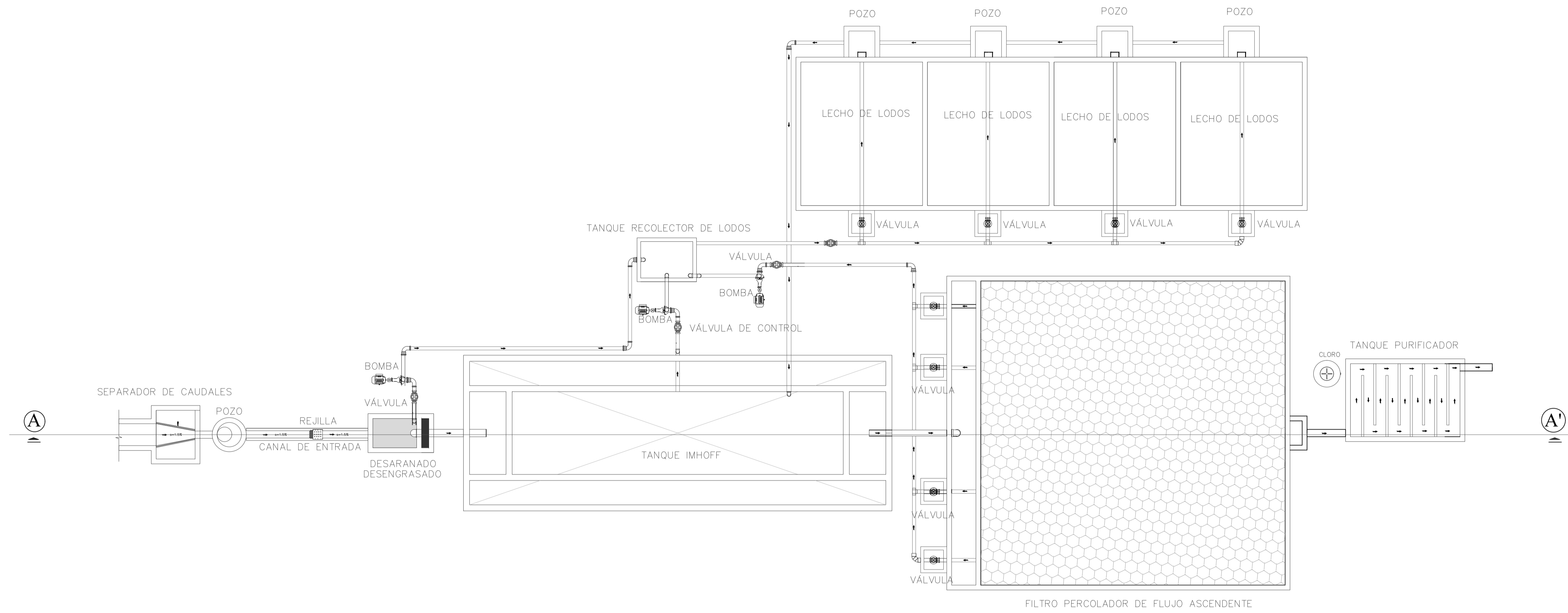
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
ALCANTARILLADO COMBINADO BARRIO SELVA ALEGRE

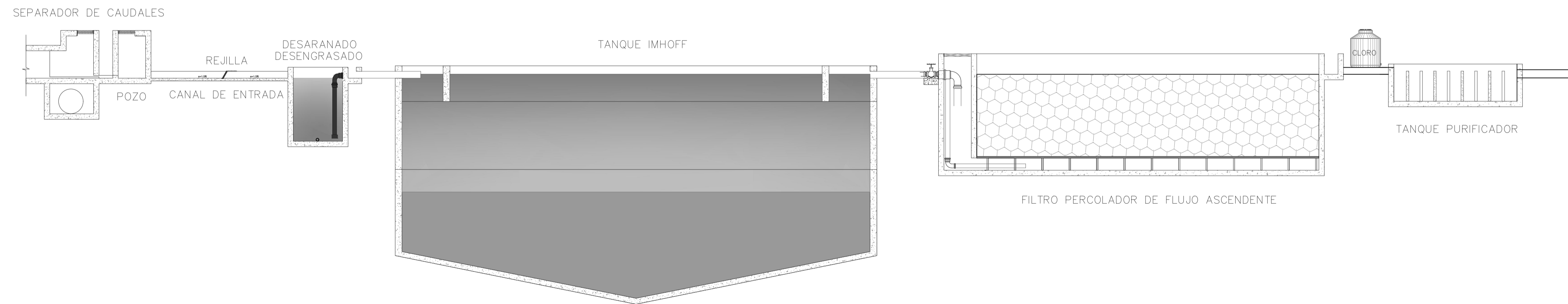
CONTIENE:
PLANIMETRIA DE LA RED DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO

- LAS MEDIDAS ANOTADAS PREVALECE EN OBRA
- PARA LOS DETALLES EL CONSTRUCTOR VERIFICARA LAS MEDIDAS EN OBRA
- TODA MODIFICACION SE HARA CONSTAR EN OBSERVACIONES CON FECHA Y FIRMA DE RESPONSABILIDAD

OBSERVACIONES:	FECHA:	DISEÑO HIDRAULICO :	ARCHIVO (PLANGS)
			PERFILES.DWG
		AUTORES	FECHA
		ESCALA INDICADAS	OCTUBRE/2020
			HOJA No. 1 de 1



VIESTA EN PLANTA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO
ESCALA 1:100

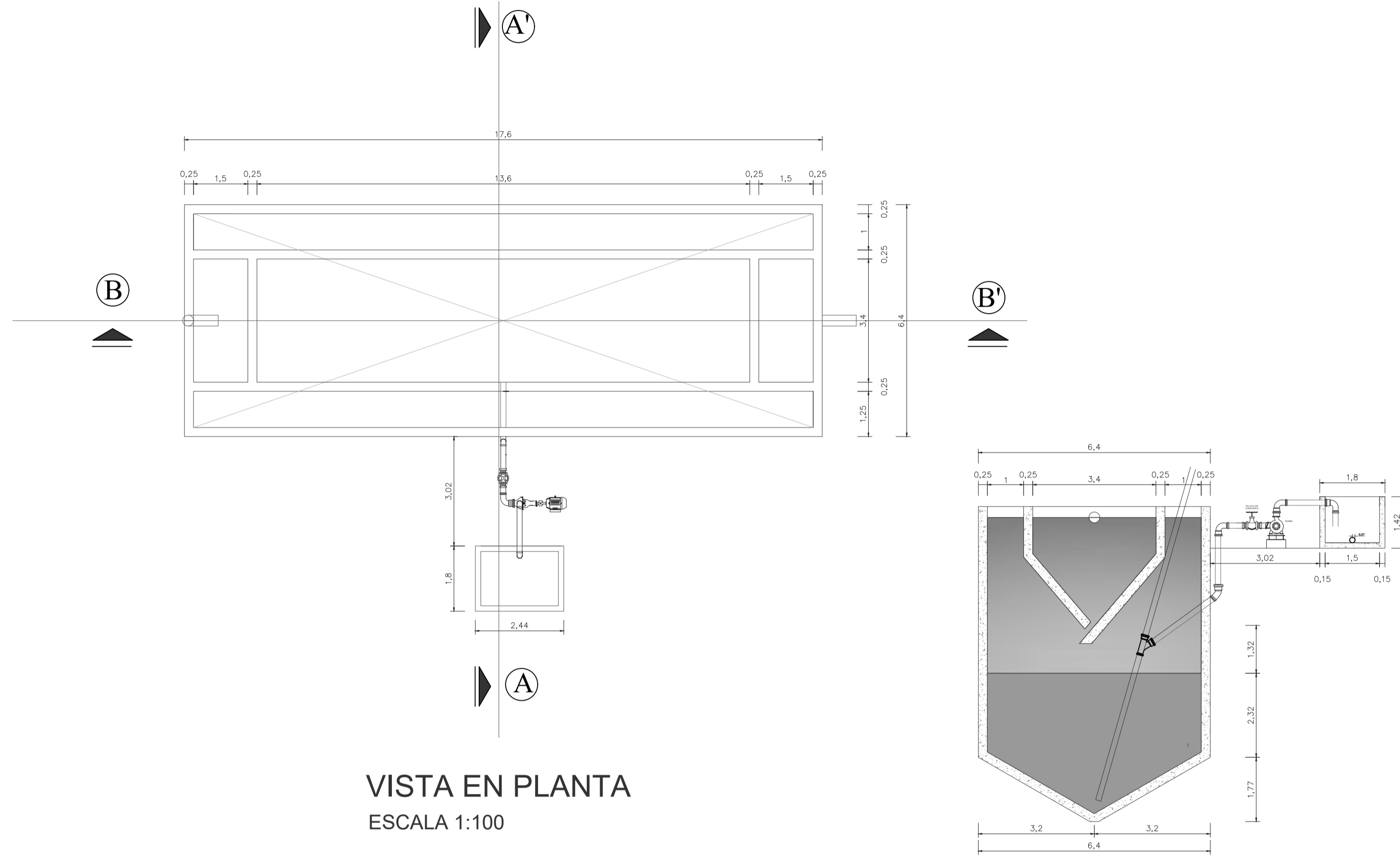


CORTE TRANSVERZAL A - A'
ESCALA 1:100

PROYECTO:	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL BARRIO SELVA ALEGRE
CONTIENE:	VISTA EN PLANTA Y CORTE TRANSVERZAL DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO
RESERVACIONES:	
FECHA:	OCTUBRE/2020
ESCALA:	INDICADAS
HOJA No.:	1 de 3

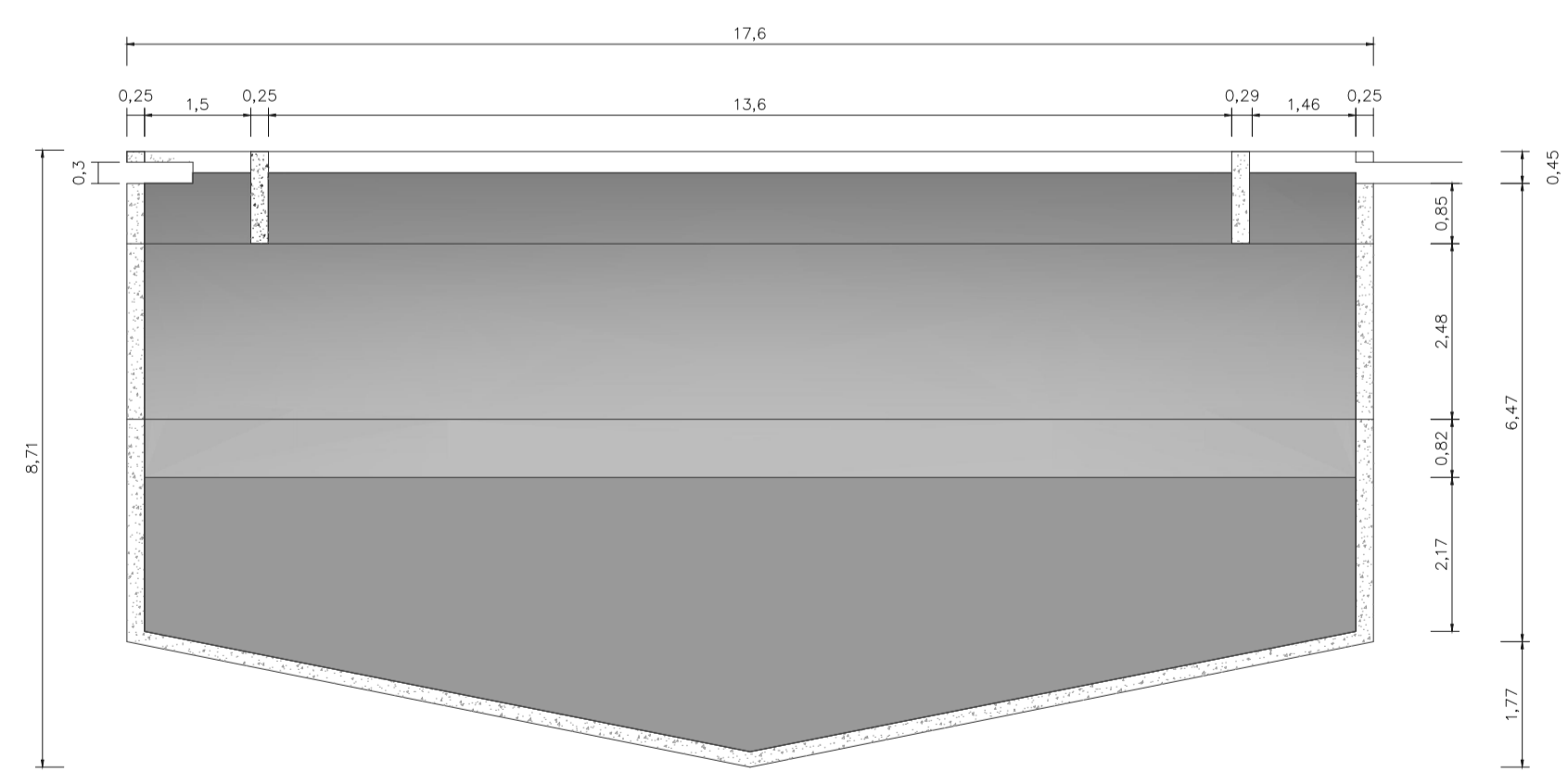
- LAS MEDIDAS ANOTADAS PREVALENCEN SOBRE LA ESCALA
- PARA LOS DETALLES EL CONSTRUCTOR VERIFICARÁ LAS MEDIDAS EN OBRA
- TODA MODIFICACION SE HARÁ CONSTAR EN OBSERVACIONES CON FECHA Y FIRMA DE RESPONSABILIDAD

TANQUE IMHOFF



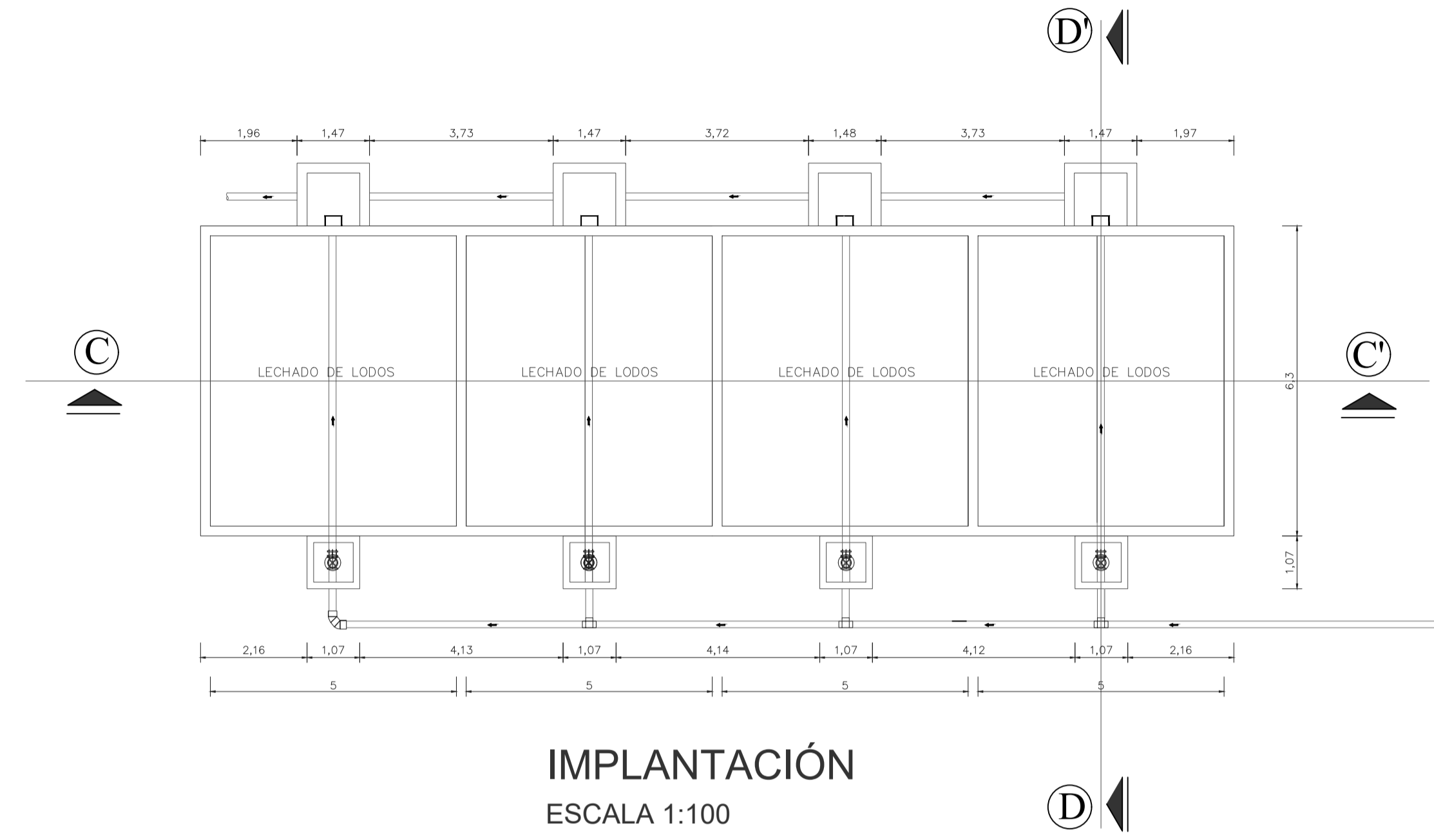
VISTA EN PLANTA
ESCALA 1:100

CORTE A - A'
ESCALA 1:100

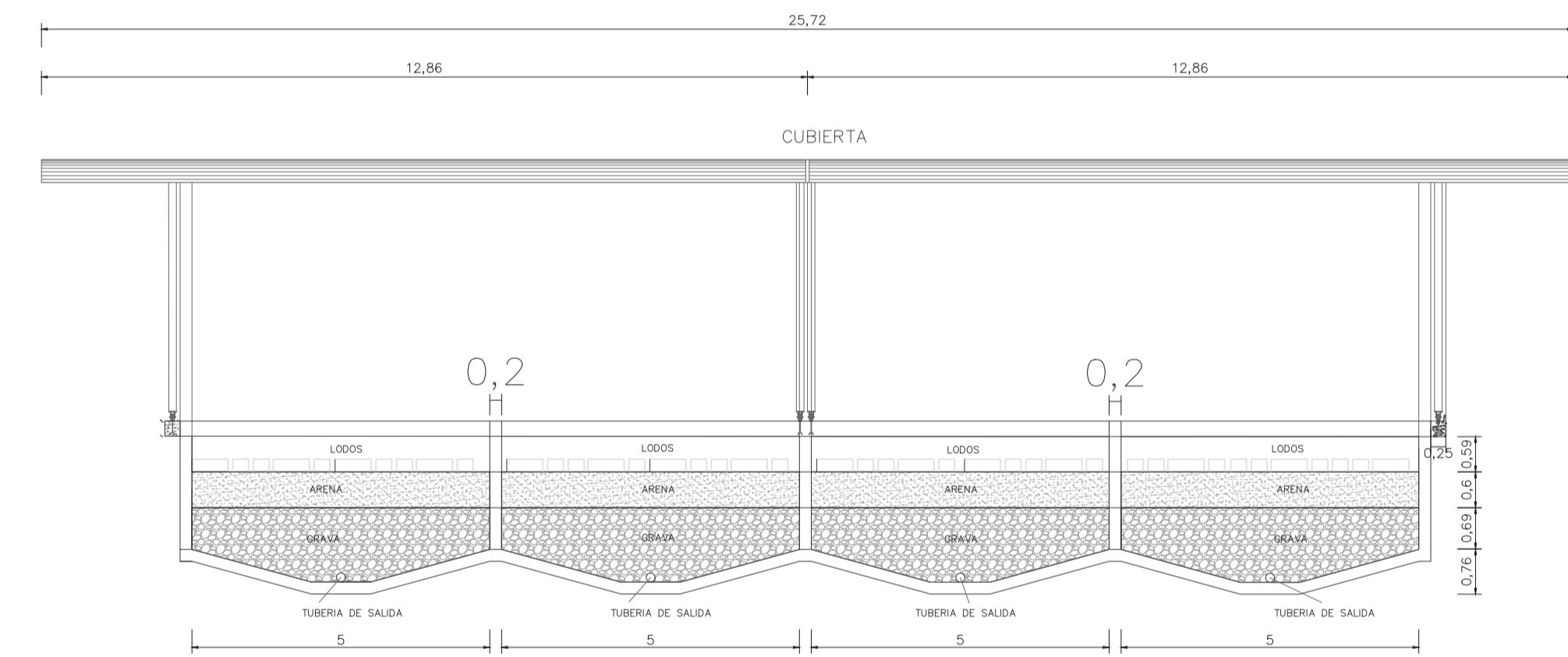


CORTE B - B'
ESCALA 1:100

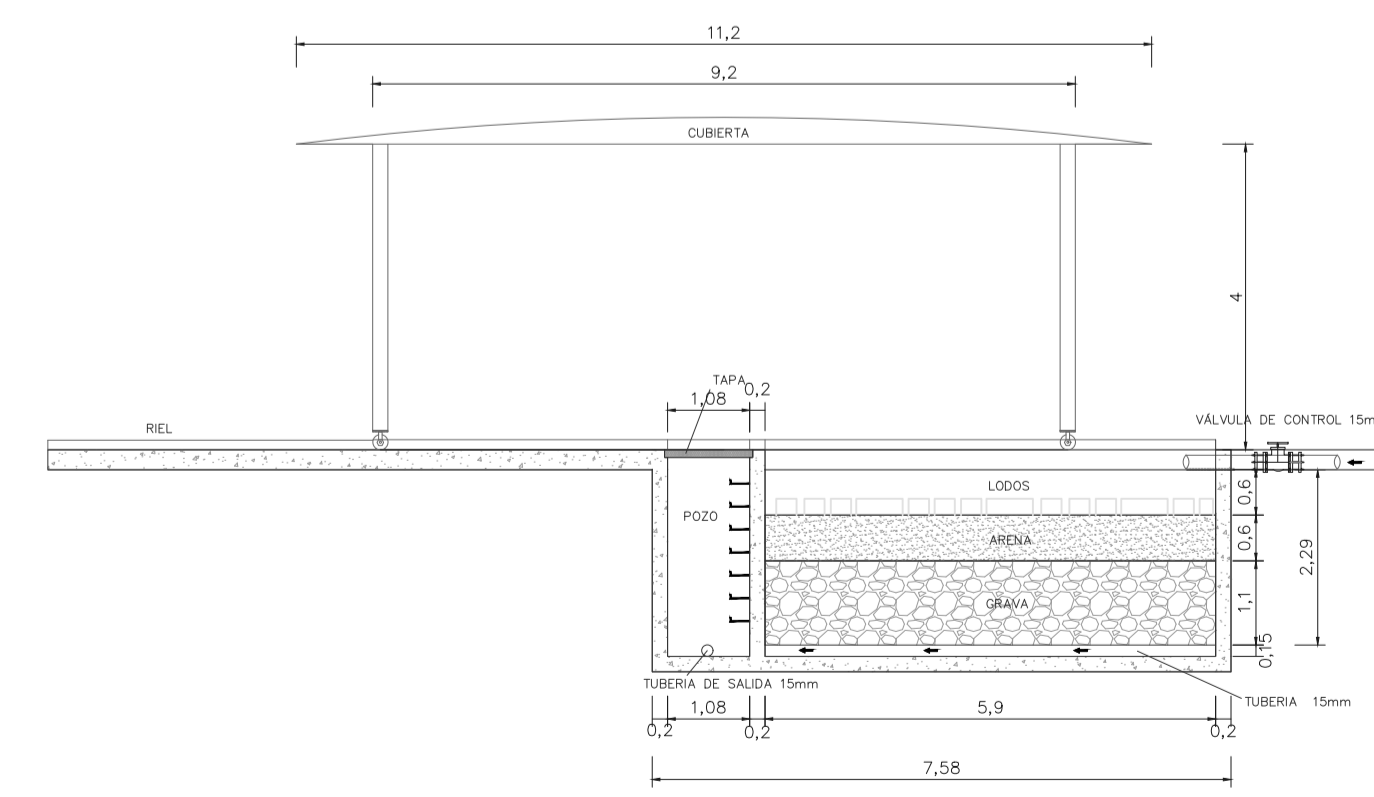
LECHO DE LODOS



IMPLANTACIÓN
ESCALA 1:100



CORTE C - C'
ESCALA 1:100

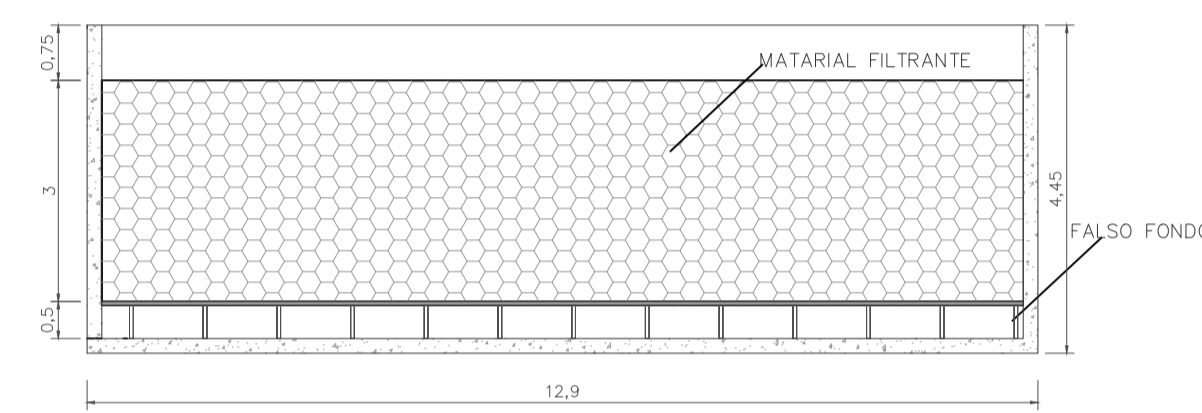
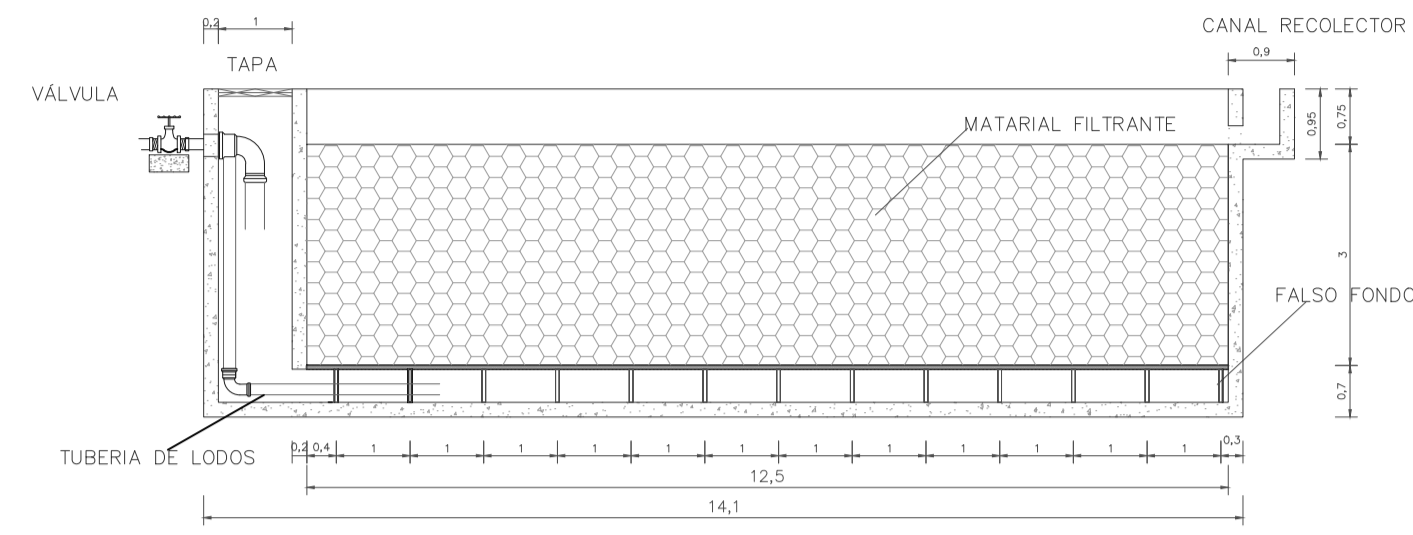
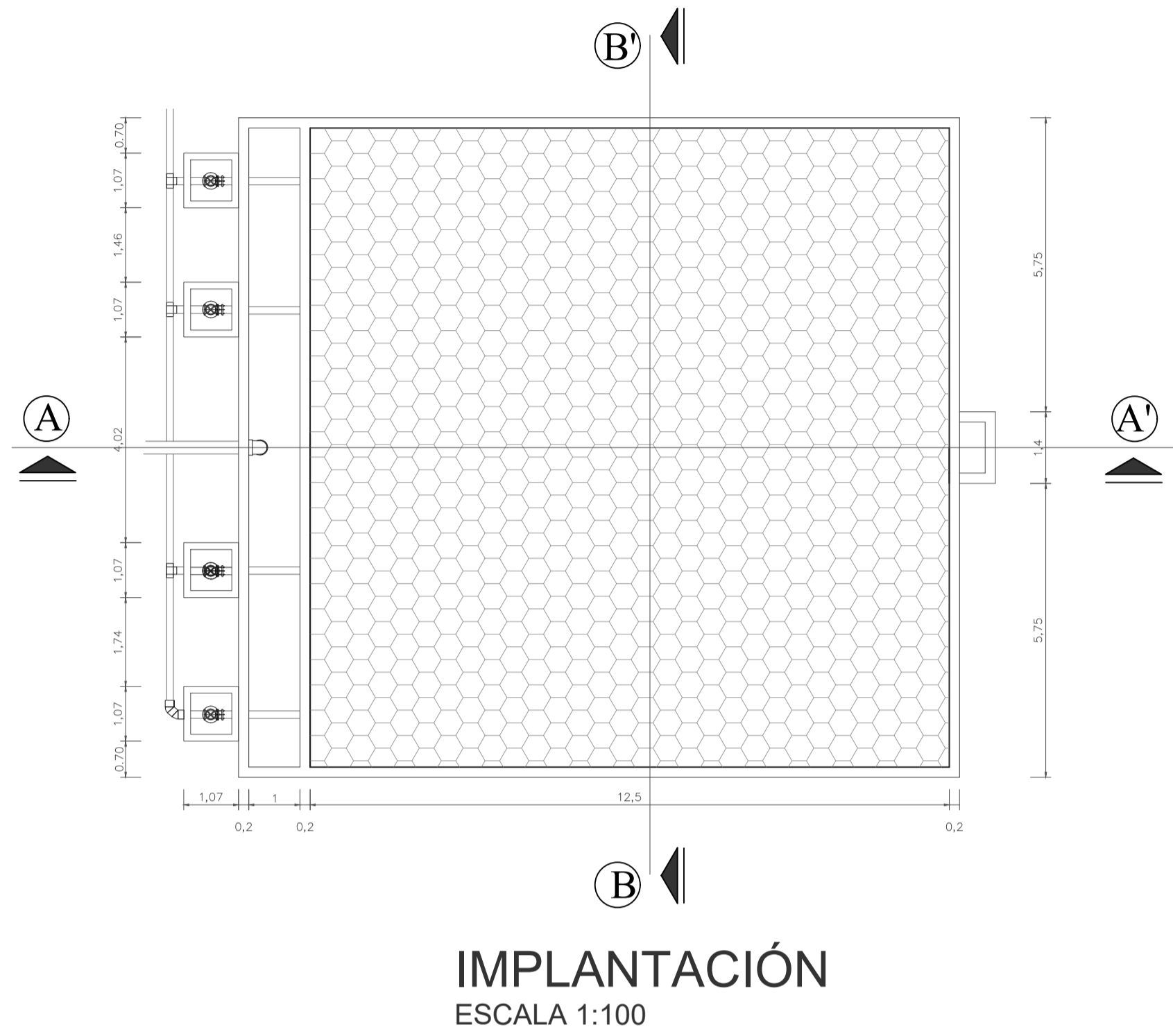


CORTE D - D'
ESCALA 1:100

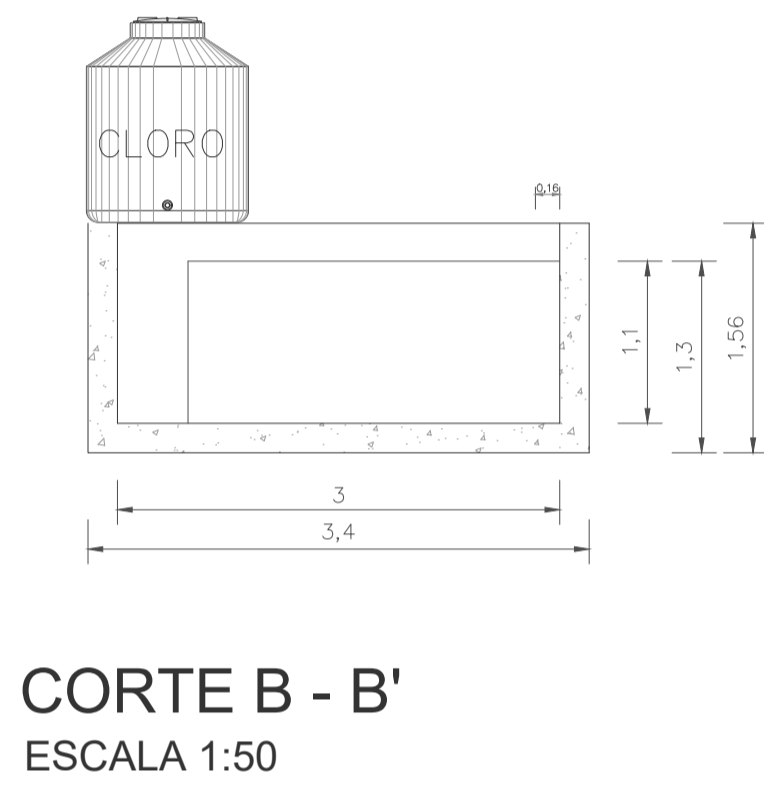
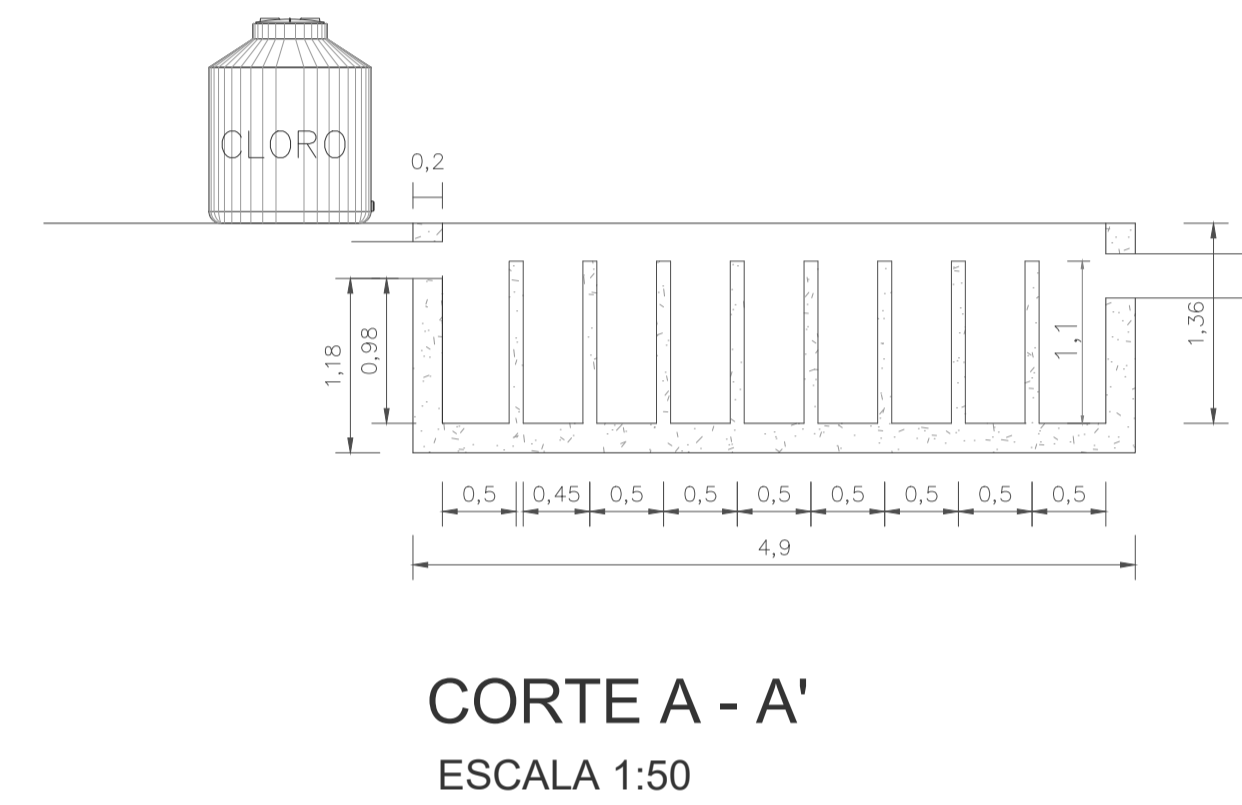
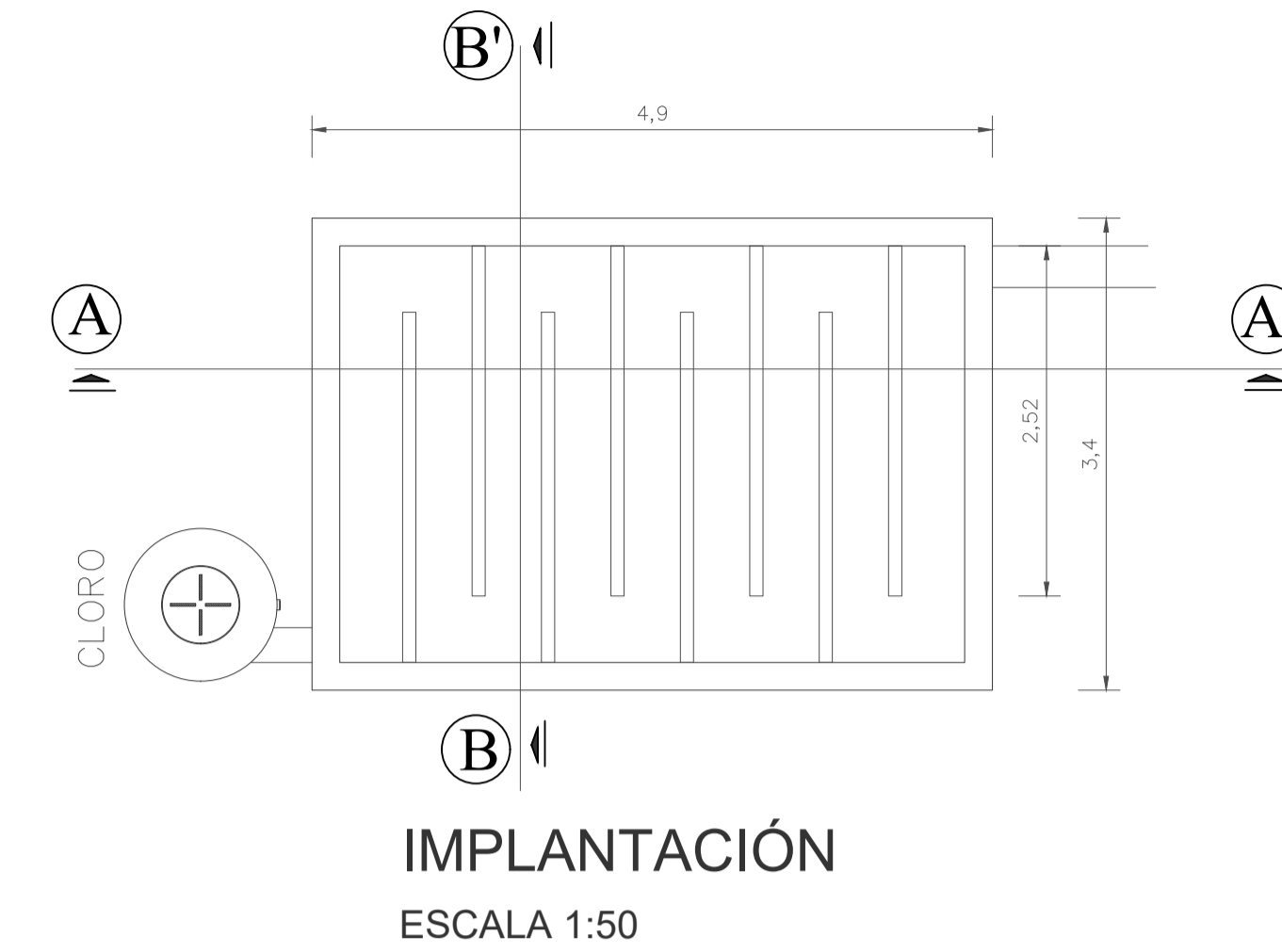
PROYECTO:	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL BARRIO SELVA ALEGRE
CONTIENE:	TANQUE IMHOFF Y LECHO DE LODOS
PROYECTO (PLANOS)	FEELLES.DWG
FECHA:	OCTUBRE/2020
USUARIO HIDRÁULICO:	ATTORRE
ESCALA:	INDICADAS
FECHA:	OCTUBRE/2020
BOA No.:	2 de 3

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

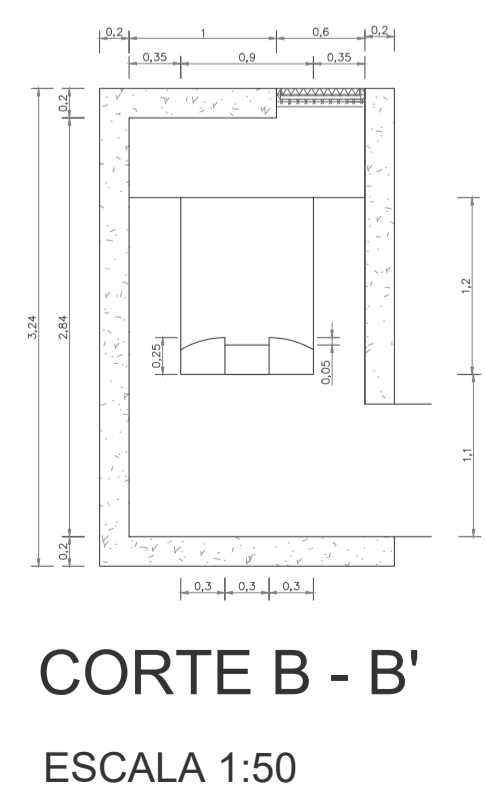
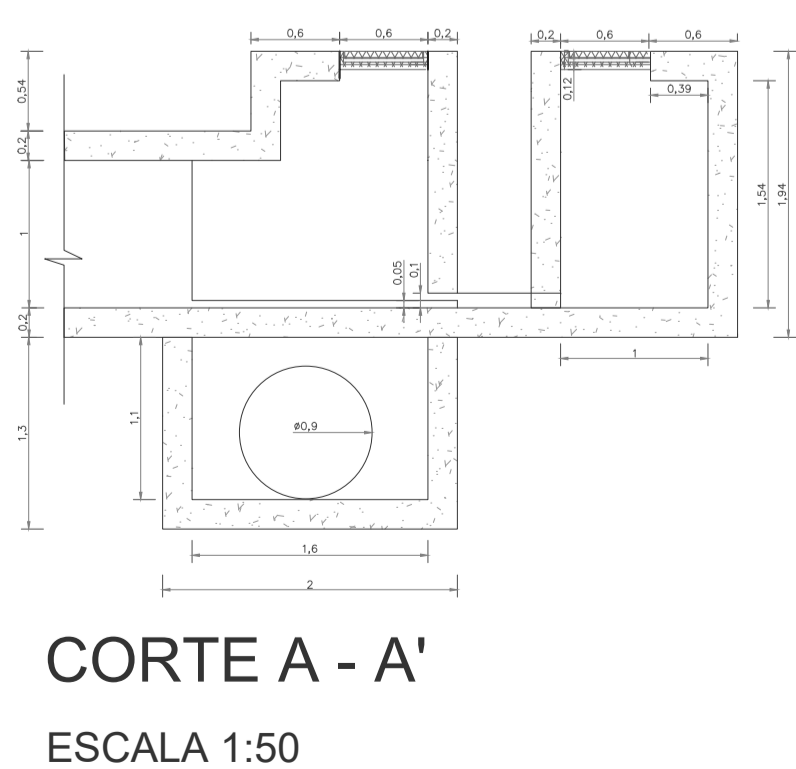
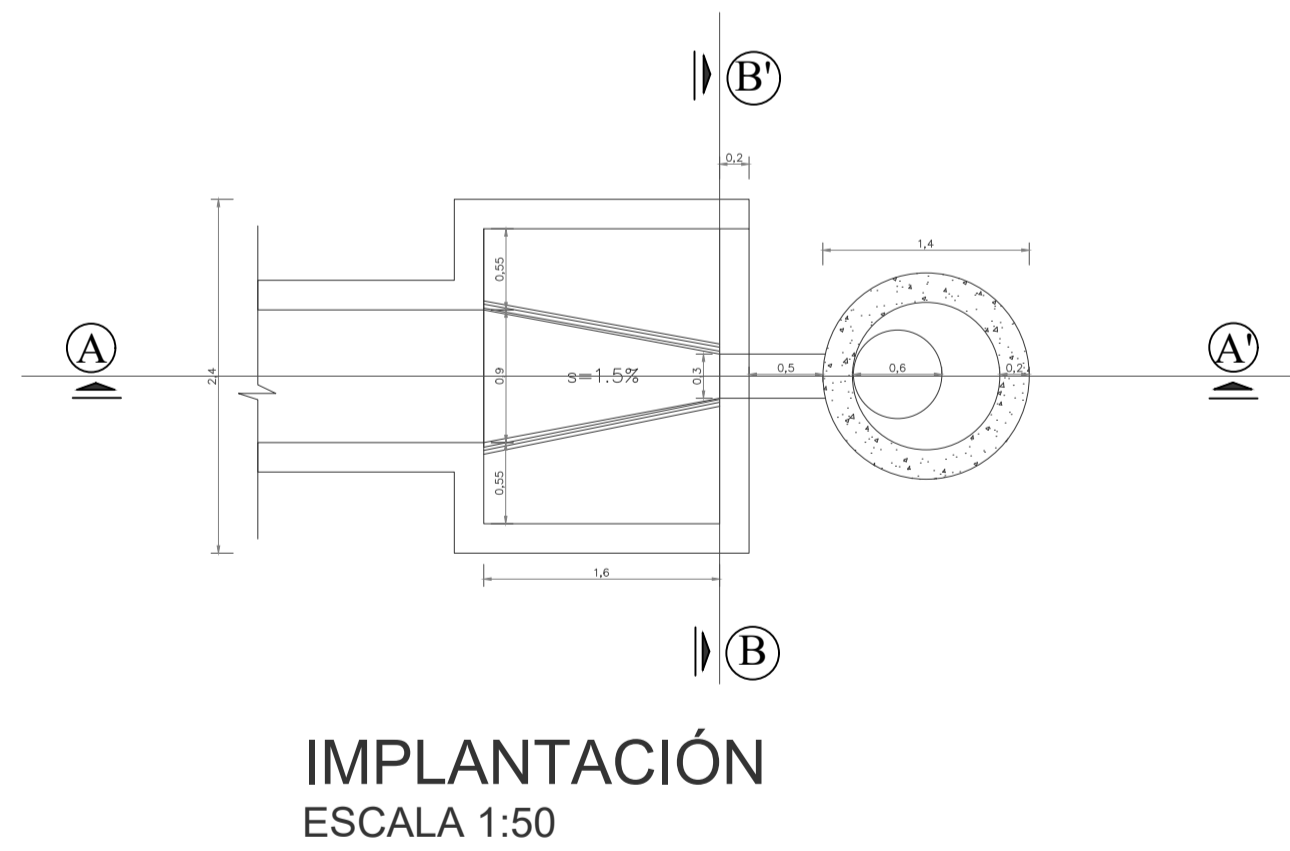
FILTRO PERCOLADOR



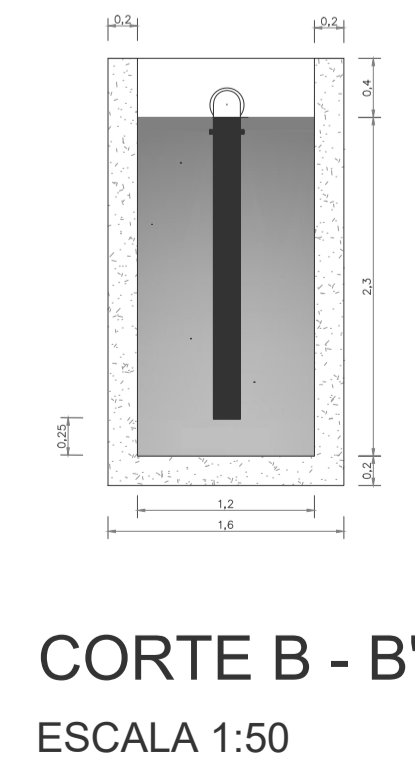
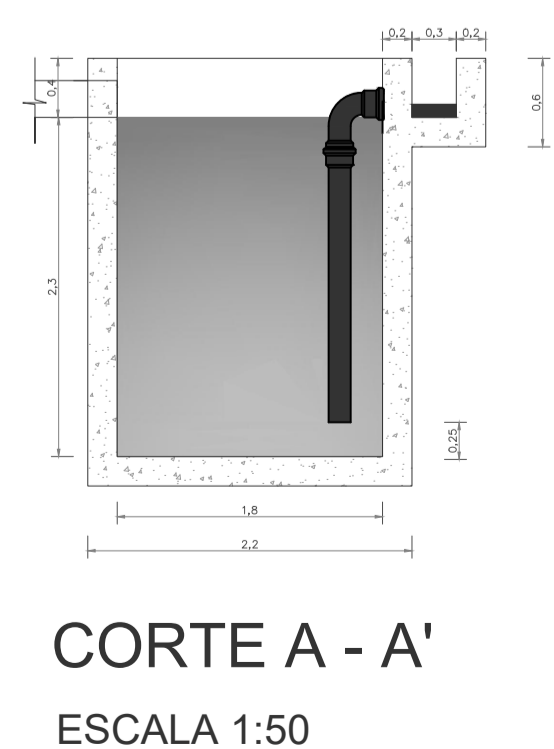
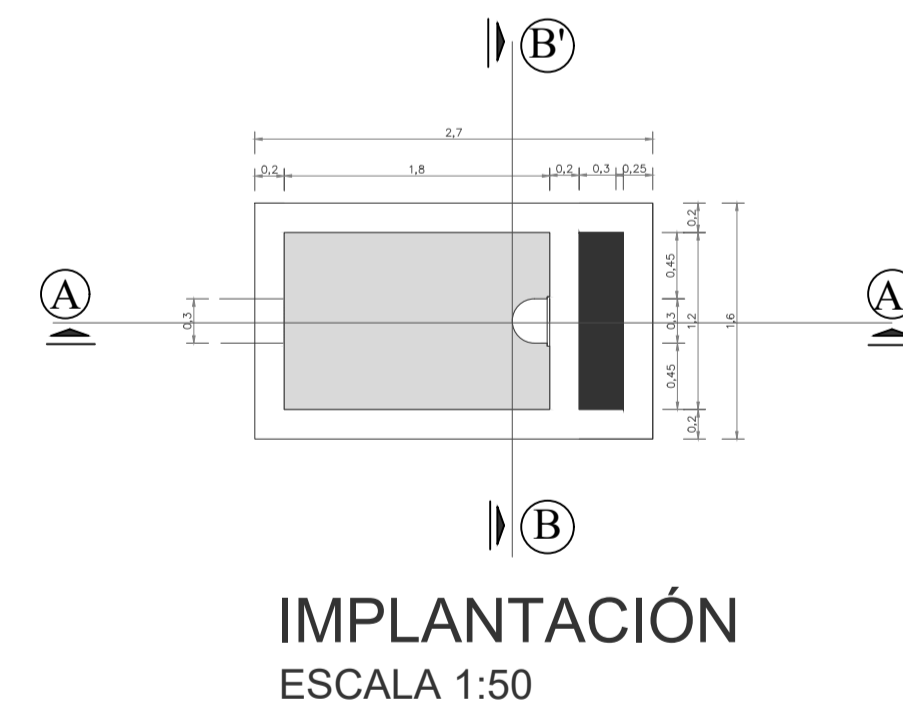
TANQUE PURIFICADOR



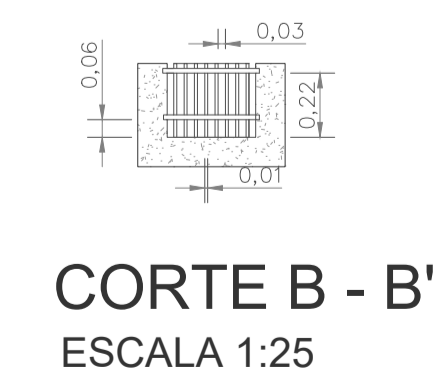
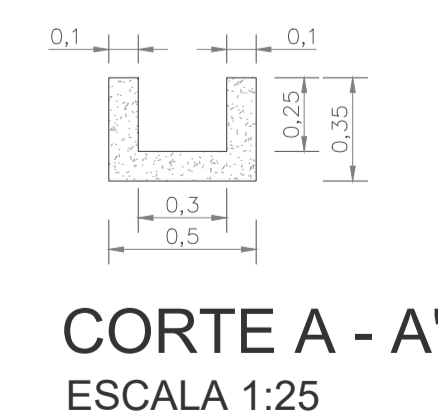
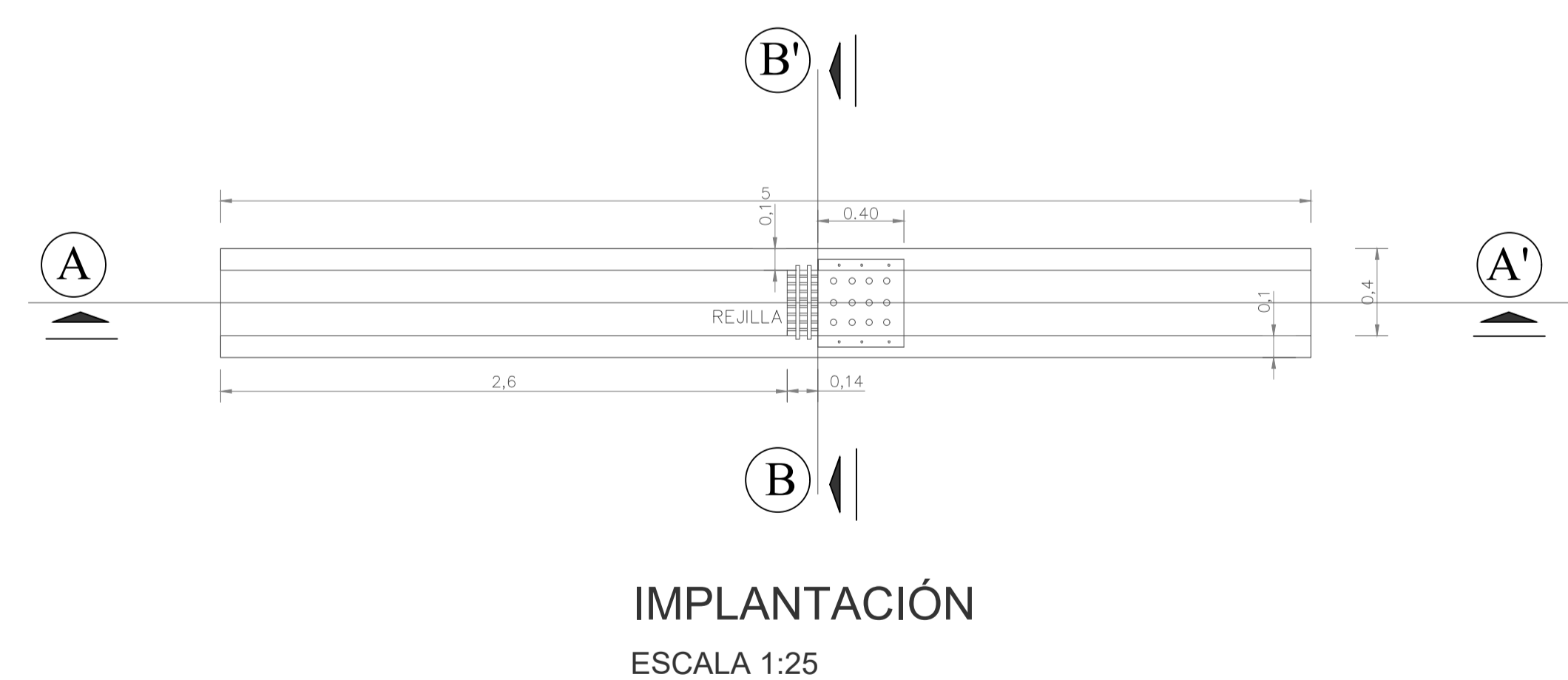
SEPARADOR DE CAUDALES



TRAMPA DE GRASAS



CANAL DE ENTRADA Y REJILLAS



PROYECTO:	CONTIENE: FILTRO PERCOLADOR, TANQUE PURIFICADOR, SEPARADOR DE CAUDALES, TRAMPA DE GRASAS, CANAL DE ENTRADA Y REJILLAS
FECHA:	FECHA: OCTUBRE/2020
ESCALA:	ESCALA: INDICADAS
FECHA:	FECHA: 3 de 3

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO: **FILTRO PERCOLADOR, TANQUE PURIFICADOR, SEPARADOR DE CAUDALES, TRAMPA DE GRASAS, CANAL DE ENTRADA Y REJILLAS**
 - LAS MEDIDAS ANGULARES PREVALENCEN SOBRE LA ESCALA.
 - PARA LOS DETALLES EL CONSTRUCTOR VERIFICARÁ LAS MEDIDAS EN OBRA.
 - TODA MODIFICACIÓN SE HARÁ CONSTAR EN OBSERVACIONES CON FECHA Y FIRMA DE RESPONSABILIDAD.