

**DIAGNÓSTICO, EVALUACIÓN, DISEÑOS Y ESTUDIOS REFERENTES A AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO BÁSICO, EN LAS DIFERENTES COMUNAS Y CORREGIMIENTOS DEL
MUNICIPIO DE MEDELLÍN – CONVENIO INTERADMINISTRATIVO 4600071157/2017,
SUSCRITO CON EL MUNICIPIO DE MEDELLÍN**



**REVISIÓN Y ACTUALIZACIÓN DE LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS DE
ACUEDUCTO Y SANEAMIENTO BÁSICO DEL SECTOR LOS RIELES -
VEREDA LA VERDE - CORREGIMIENTO DE SAN ANTONIO DE PRADO**

SEPTIEMBRE 2017

DIAGNÓSTICO, EVALUACIÓN, DISEÑOS Y ESTUDIOS REFERENTES A AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO, EN LAS DIFERENTES COMUNAS Y CORREGIMIENTOS DEL MUNICIPIO DE MEDELLÍN – CONVENIO INTERADMINISTRATIVO 4600071157/2017, SUSCRITO CON EL MUNICIPIO DE MEDELLÍN

REVISIÓN Y APROBACIÓN

Título documento: DIAGNÓSTICO, EVALUACIÓN, DISEÑOS Y ESTUDIOS REFERENTES A AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO DEL SECTOR LOS RIELES - VEREDA LA VERDE - CORREGIMIENTO DE SAN ANTONIO DE PRADO					
Código Del documento: RIELES_AA_D_IN_03_Informe General_V2					
A P R O B A C I Ó N	NÚMERO DE REVISIÓN		0	1	2
	Elaboración	Nombre	Jessica Duque Ramírez Sara catalina López Pineda	Jessica Duque Ramírez Sara catalina López Pineda	Jessica Duque Ramírez Sara catalina López Pineda
		Firma			
		Fecha	Septiembre 2017	Septiembre 2017	Noviembre 2017
	Revisión	Nombre	Fabio Hernán Arango Delgado	Fabio Hernán Arango Delgado	Fabio Hernán Arango Delgado
		Firma			
		Fecha	Septiembre 2017	Septiembre 2017	Noviembre 2017
	Interventoría	Nombre		Diego Acosta Betancur	Diego Acosta Betancur
		Firma			
		Fecha			

TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO	I
LISTA DE TABLAS	IV
LISTA DE FIGURAS	V
LISTA DE FOTOS	VI
LISTA DE PLANOS DE DISEÑO	VII
LISTA DE ANEXOS	VIII
INTRODUCCIÓN	10
1. INFORMACIÓN GENERAL DEL CORREGIMIENTO DE SAN ANTONIO DE PRADO	12
1.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA	12
1.2 EXTENSIÓN, PISOS TÉRMICOS Y LÍMITES TERRITORIALES	12
1.3 VÍAS DE COMUNICACIÓN Y DE ACCESO AL CORREGIMIENTO	12
1.4 ASPECTOS CLIMATOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS	12
1.4.1 Zonas de vida	12
1.4.2 Hidrografía	12
1.4.3 Hidrología	14
1.4.4 Geología	14
1.4.5 Amenazas de origen natural en la zona	14
1.5 ASPECTOS HISTÓRICOS Y POLÍTICO ADMINISTRATIVOS	14
1.5.1 Antecedentes de la actual configuración urbana	14
1.5.2 Aspectos político – administrativos	15
1.7 ASPECTOS URBANÍSTICOS	16
1.8 GENERALIDADES SOBRE LOS SERVICIOS PÚBLICOS	16
1.8.1 Servicios de energía eléctrica y telefonía	16
1.8.2 Servicios de Acueducto, Alcantarillado y Aseo	16
1.8.3 El servicio de gas domiciliario	18
1.9 LEVANTAMIENTO ALTIPLANIMÉTRICO	18
2. CONTEXTO DEL PROYECTO	19
3. INDICADORES DE LOS SERVICIOS DE ACUEDUCTO Y SANEAMIENTO	22
3.1 INDICADORES ACTUALES DE LOS SERVICIOS	22
3.1.1 Población e inmuebles	22
3.1.2 Suscriptores de los servicios de Acueducto y Alcantarillado	23

3.1.3	Producción, facturación y pérdidas en el acueducto	23
3.1.4	Dotaciones de agua del servicio de acueducto	24
3.1.5	Factores de consumo máximo diario y horario en el acueducto	25
3.1.6	Capacidad instalada y utilizada del acueducto	27
3.2	INDICADORES DEFINITIVOS DE LOS SERVICIOS	27
3.2.1	Dotaciones y pérdidas del acueducto	27
3.2.2	Proyecciones de población y demandas máximas de agua potable	28
3.2.3	Cobertura de micromedición e índice de micromedición efectiva	29
3.2.4	Resumen de Indicadores de los servicios de acueducto y alcantarillado	30
4.	DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO	32
4.1	FUENTE DE ABASTECIMIENTO	32
4.2	SISTEMA DE APROVECHAMIENTO DE AGUA CRUDA	32
4.2.1	Bocatoma	33
4.2.2	Caja de derivación	34
4.2.3	Línea de aducción	37
4.3	SISTEMA DE PRETRATAMIENTO - DESARENADOR	41
4.3.1	Parámetros de diseño	41
4.3.2	Datos de entrada	42
4.3.3	Cálculos y resultado	42
4.4	LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA CRUDA	45
4.5	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE (PTAP)	49
4.5.1	Sistema de entrada	49
4.5.2	Dosificación del coagulante	50
4.5.3	Sistema de floculación	50
4.5.4	Sistema de sedimentación	60
4.5.5	Sistema de filtración	71
4.5.6	Dosificación de cloro	82
4.5.7	Sistema de manejo de lodos	83
4.6	SISTEMA DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE	85
4.6.1	Parámetros de diseño	86
4.6.2	Dimensionamiento de la estructura	87
4.6.3	Cálculos y resultados	88
4.6.4	Simulación de la red de distribución	90
4.7	ALCANTARILLADO INTERNO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE	94
4.8	CASETA DE OPERACIÓN Y OBRAS COMPLEMENTARIAS	95
4.9	RED DE ACUEDUCTO	98
4.9.1	Cálculo hidráulico	98
4.9.2	Descripción de la modelación	100
4.9.3	Construcción de la red de distribución	107
4.10	RESUMEN DEL PROYECTO DE ACUEDUCTO	109
4.10.1	Fuente de abastecimiento y bocatoma	109

4.10.2	Línea de aducción (Caja de derivación – desarenador)	110
4.10.3	Desarenador	110
4.10.4	Línea de Conducción (Desarenador – Planta de Tratamiento)	110
4.10.5	Planta de tratamiento de agua potable	110
4.10.6	Tanque de almacenamiento	110
4.10.7	Redes de distribución	111
4.10.8	Macromedición y micromedición	111
5.	RESUMEN DE OBRAS E INVERSIONES PARA EL SISTEMA DE ACUEDUCTO	112
6.	DISEÑO DEL SISTEMA DE SANEAMIENTO	113
6.1	CRITERIOS Y PARÁMETROS BÁSICOS PARA EL DISEÑO	115
6.1.1	Dotación Neta	115
6.1.2	Caudal medio de ARD	116
6.1.3	Caudal máximo horario de aguas residuales	116
6.1.4	Volumen útil	116
6.1.5	Tiempo de detención hidráulico del tanque séptico	116
6.1.6	Volumen del Tanque Séptico	116
6.1.7	Tiempo de detención hidráulico del FAFA	117
6.1.8	Volumen del FAFA	117
6.1.9	Volumen total del sistema	117
6.1.10	Dimensionamiento del sistema	117
6.2	DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO INTEGRADOS INDEPENDIENTES	118
6.3	RESUMEN DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO	120
6.3.1	Condición actual	120
6.3.2	Condición futura	120
7.	RESUMEN DE OBRAS E INVERSIONES PARA EL SISTEMA DE SANEAMIENTO	122
	BIBLIOGRAFÍA	123

LISTA DE TABLAS

TABLA N° 1.	FORMA DE DISPOSICIÓN DEL AGUA RESIDUAL DOMÉSTICA.....	17
TABLA N° 2.	PROYECCIÓN DE POBLACIÓN Y VIVIENDAS.....	21
TABLA N° 3.	POBLACIÓN E INMUEBLES	23
TABLA N° 4.	BALANCE DE USUARIOS DE LOS SERVICIOS DE ACUEDUCTO Y SANEAMIENTO	23
TABLA N° 5.	COEFICIENTES DE CONSUMO HORARIO	26
TABLA N° 6.	PROYECCIONES DE AGUA PRODUCIDA Y FACTURADA	27
TABLA N° 7.	DOTACIONES Y PÉRDIDAS DEL ACUEDUCTO	28
TABLA N° 8.	PROYECCIONES DE POBLACIÓN Y DEMANDAS MAXIMAS	29
TABLA N° 9.	COBERTURA DE MICROMEDICIÓN E ÍNDICES DE MEDICIÓN EFECTIVA..	30
TABLA N° 10.	PARAMETROS E INDICADORES TECNICOS DE LOS SERVICIOS DE ACUEDUCTO Y SANEAMIENTO	31
TABLA N° 11.	DIMENSIONAMIENTO DESARENADOR PROYECTADO	43
TABLA N° 12.	UBICACIÓN DE LAS VÁLVULAS DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA CRUDA	46
TABLA N° 13.	LONGITUDES EQUIVALENTES PARA LOS ACCESORIOS de Ø2" DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	100
TABLA N° 14.	DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES RED DE ACUEDUCTO (AÑO 2017).....	101
TABLA N° 15.	DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES RED DE ACUEDUCTO (AÑO 2.042).....	101
TABLA N° 16.	TUBERÍA PROYECTADA PARA LA RED DE DISTRIBUCIÓN	107
TABLA N° 17.	RESUMEN DE OBRAS E INVERSIONES DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO	112
TABLA N° 18.	SISTEMAS DE TRATAMIENTO INTEGRADO INDEPENDIENTE PROYECTADOS	114
TABLA N° 19.	ESPECIFICACIONES DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO INTEGRADO INDEPENDIENTE.....	120
TABLA N° 20.	RESUMEN DE INVERSIONES DEL TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL	122

LISTA DE FIGURAS

FIGURA N°1.	LOCALIZACION GENERAL VEREDA LA VERDE	13
FIGURA N°2.	DIVISIÓN VEREDAL CORREGIMIENTO SAN ANTONIO DE PRADO.....	15
FIGURA N°3.	CURVA DE DEMANDA.....	26
FIGURA N°4.	BOCATOMA PROYECTADA	36
FIGURA N°5.	CAJA DE DERIVACIÓN PROYECTADA	37
FIGURA N°6.	LINEA DE ADUCCIÓN PROYECTADA	40
FIGURA N°7.	DESARENADOR PROYECTADO.....	45
FIGURA N°8.	LINEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA CRUDA PROYECTADA.....	48
FIGURA N°9.	BOMBA DOSIFICADORA DE QUÍMICOS	50
FIGURA N°10.	FLOCULADOR DE MANTO DE LODOS PROYECTADO	59
FIGURA N°11.	SEDIMENTADOR DE ALTA TASA PROYECTADO	70
FIGURA N°12.	ESQUEMA FILTRO AUTOLAVANTE	82
FIGURA N°13.	LECHOS DE SECADO PROYECTADOS	85
FIGURA N°14.	TANQUE DE ALMACENAMIENTO PROYECTADO.....	91
FIGURA N°15.	COMPORTAMIENTO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO (AÑO 2.017).....	92
FIGURA N°16.	COMPORTAMIENTO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO (AÑO 2.042).....	93
FIGURA N°17.	ALCANTARILLADO INTERNO DE LA PTAP PROYECTADO	94
FIGURA N°18.	CASETA DE OPERACIONES PROYECTADA	96
FIGURA N°19.	LOCALIZACIÓN GENERAL DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN, EL TANQUE DE ALMACENAMIENTO Y LA CASETA DE OPERACIONES	97
FIGURA N°20.	RED DE ACUEDUCTO PROYECTADA	102
FIGURA N°21.	PRESION DINÁMICA EN EL NODO LCN-50 (AÑO 2.017).....	103
FIGURA N°22.	PRESION DINÁMICA EN EL NODO LCN-40 (AÑO 2.042).....	104
FIGURA N°23.	PRESIONES A LA HORA DE MÁXIMO CONSUMO (AÑO 2.017).....	105
FIGURA N°24.	PRESIONES A LA HORA DE MÁXIMO CONSUMO (AÑO 2.042).....	106

FIGURA N°25.	MACROMEDIDOR PROYECTADO	108
FIGURA N°26.	ACOMETIDA DOMICILIARIA.....	109
FIGURA N°27.	SISTEMA DE TRATAMIENTO INTEGRADO INDEPENDIENTE PROYECTADO	119
FIGURA N°28.	LOCALIZACIÓN DE LOS SISTEMAS SÉPTICOS PROYECTADOS	121

LISTA DE FOTOS

FOTO 1.	VERTIMIENTOS A QUEBRADA Y POZO SÉPTICO EXISTENTE	18
---------	--	----

LISTA DE PLANOS DE DISEÑO

Nº PLANO	DESCRIPCIÓN
01/26	RIELES AA D PL 03 LEV TOPOGRAFICO
02/26	RIELES AA D PL 03 2-26 LOC ESTRUCTURAS
03/26	RIELES AA D PL 03 LOC.HIDRA BOCATOMA
04/26	RIELES AA D PL 03 4-26 ESTR BOCATOMA
05/26	RIELES AA D PL 03 ADUCCIÓN
06/26	RIELES AA D PL 03 LOC.HIDRA DESARENADOR
07/26	RIELES AA D PL 03 CONDUCCIÓN
08/26	RIELES AA D PL 03 LOC PTAP
09/26	RIELES AA D PL 03 DESPIECE PTAP
10/26	RIELES AA D PL 03 HID PTAP
11/26	RIELES AA D PL 03 HID FILTRO
12/26	RIELES AA D PL 03 HID TANQUE
13/26	RIELES AA D PL 03 ESTR TANQUE
14/26	RIELES AA D PL 03 ESTR LOSAS
15/26	RIELES AA D PL 03 ARQ CASETA
16/26	RIELES AA D PL 03 ESTR CASETA
17/26	RIELES AA D PL 03 ELECTRICOS
18/26	RIELES AA D PL 03 RED DISTRIBUCION
19/26	RIELES AA D PL 03 DETALLES
20/26	RIELES AA D PL 03 SERVIDUMBRE
21/26	RIELES AA D PL 03 LOCALIZACION SANEAMIENTO
22/26	RIELES AA D PL 03 STII 1500L
23/26	RIELES AA D PL 03 STII 2300L
24/26	RIELES AA D PL 03 STII 3000L
25/26	RIELES AA D PL 03 STII 4500L
26/26	RIELES AA D PL 03 STII 6000L

LISTA DE ANEXOS

ANEXO 1.	RIELES_AA_D_IN_03_A_Topografia_V2
ANEXO 3.1-3.3	RIELES_AA_D_IN_03_A_Proyeccion_V2
ANEXO 4.	RIELES_AA_D_IN_03_A_Curva_consumo_V2
ANEXO 5.	RIELES_AA_D_IN_03_A_Estudio_Hidrologico_V2
ANEXO 6.1	RIELES_AA_D_IN_03_A_Informe_Acuazul_V2
ANEXO 6.1	RIELES_AA_D_IN_03_A_Calidad AC_V2
ANEXO 7.	RIELES_AA_D_IN_03_A_Formularios_Permisos_V2
ANEXO 8.1-8.1.1	RIELES_AA_D_IN_03_A_Bocatoma_V2
ANEXO 8.2	RIELES_AA_D_IN_03_A_Aduccion_V2
ANEXO 8.3	RIELES_AA_D_IN_03_A_Desarenador_V2
ANEXO 8.4	RIELES_AA_D_IN_03_A_Conduccion_V2
ANEXO 8.5.1-8.5.4	RIELES_AA_D_IN_03_A_PTAP_V2
ANEXO 8.5.3.	RIELES_AA_D_IN_03_A_filtros_V2
ANEXO 8.6.	RIELES_AA_D_IN_03_A_Tanque_almac_V2
ANEXO 8.6.1.	RIELES_AA_D_IN_03_A_8.6.1 Balance_masas_V2
ANEXO 8.7.	RIELES_AA_D_IN_03_A_Aldo_PTAP_V2
ANEXO 8.8.1.	RIELES_AA_D_IN_03_A_Simulacion_red_2017_V2
ANEXO 8.8.2.	RIELES_AA_D_IN_03_A_Simulacion_red_2042_V2
ANEXO 8.8.3.	RIELES_AA_D_IN_03_A_Macros_V2
ANEXO 8.8.4.	RIELES_AA_D_IN_03_A_VRP_V2
ANEXO 8.8.5-8.8.6.	RIELES_AA_D_IN_03_A_Red_distribucion_V2
ANEXO 9.1.-9.25.	RIELES_AA_D_IN_03_A_Dis. STII_V2
ANEXO 10.1.	RIELES_AA_D_IN_03_A_Est. bocatoma_V2
ANEXO 10.2.	RIELES_AA_D_IN_03_A_Est. Tanque_V2
ANEXO 10.3.	RIELES_AA_D_IN_03_A_10.3 Est. losas_V2
ANEXO 10.4	RIELES_AA_D_IN_03_A_Est. caseta_V2
ANEXO 11	RIELES_AA_D_IN_03_A_Info.suelos_V2

ANEXO 12	RIELES_AA_D_IN_03_A_ Manual operación Acto_V2
ANEXO 12.1	RIELES_AA_D_IN_03_A_ Formatos Acto_V2
ANEXO 12.2 .	RIELES_AA_D_IN_03_A_ Equipos y herramientas_V2
ANEXO 12.3.	RIELES_AA_D_IN_03_A_ Epp y señalizacion_V2
ANEXO 12.4.	RIELES_AA_D_IN_03_A_ Especificaciones_tecnicas_acto_V2
ANEXO 13.	RIELES_AA_D_IN_03_A_ Manual operación Saneamiento_V2
ANEXO 13.1.	RIELES_AA_D_IN_03_A_ Formatos saneamiento_V2
ANEXO 13.2.	RIELES_AA_D_IN_03_A_ Epp saneamiento_V2
ANEXO 14.	RIELES_AA_D_IN_03_A_ Dis. electrico_V2
ANEXO 15.	RIELES_AA_D_IN_03_A_ Servidumbres_V2
ANEXO 16.1.-16.10.	RIELES_AA_D_IN_03_A_ COyPPTO_Acto_V2
ANEXO 16.11.	RIELES_AA_D_IN_03_A_ COyPPTO_Aldo_V2
ANEXO 17.	CORMED_AA_D_IN_03_A_APU_V2

INTRODUCCIÓN

El municipio de Medellín dentro de su Plan de Desarrollo Municipal “Medellín cuenta con vos 2016 – 2019”, en el Reto 7.2 “Medellín con acceso de calidad a los Servicios Públicos”, contempla el programa de **Acceso de Calidad al Acueducto y al Alcantarillado**, cuyo objeto se centra en superar las falencias de los acueductos rurales y periurbanos que ha financiado, al mismo tiempo que desarrolla nuevos proyectos que permitan garantizar cobertura plena de los servicios de acueducto y saneamiento básico dentro de su jurisdicción redundando en calidad de vida, para aquellas comunidades que por sus condiciones no tienen acceso a servicios públicos de calidad.

Teniendo en cuenta lo anterior, el Municipio de Medellín adjudicó a la empresa SANEAR S.A el Contrato de consultoría 4600071157 de 2017, cuyo objeto principal se centra en realizar el **DIAGNÓSTICO, EVALUACIÓN, DISEÑOS Y ESTUDIOS REFERENTES A AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO EN LAS DIFERENTES COMUNAS Y CORREGIMIENTOS DE MEDELLÍN** y el cual tiene como duración cinco (5) meses, contados a partir de la fecha acordada en el acta de inicio.

El alcance del objeto del contrato comprende la ejecución de los diseños contemplados en los siguientes componentes:

- Componente 1: diagnóstico y diseño del acueducto La Perla del corregimiento Altavista
- Componente 2: diseño de alcantarillado de agua residual doméstica del sector El Cartucho del corregimiento de Santa Elena
- Componente 3: rediseño y actualización de los diseños de la ampliación del acueducto La China hacia las veredas La Volcana, La Aldea y sector Popayán del corregimiento San Sebastián de Palmitas.
- Componente 4: revisión y actualización de los estudios y diseños del acueducto y saneamiento básico en los sectores Los Rieles y Las Camelias en la vereda La Verde y La Loma en la vereda Montañita del corregimiento San Antonio de Prado.
- Componente 5: revisión y actualización de los estudios y diseños de acueducto y saneamiento básico en la vereda La Palma del corregimiento San Cristóbal.
- Componente 6: diagnóstico, estudio y diseño de la red de distribución entre la PTAP y el acceso al sector El Rosario del acueducto Multiveredal Santa Elena del corregimiento Santa Elena.
- Componente 7: diagnóstico, estudio y diseño de la red de alcantarillado en la vereda Travesías del corregimiento San Cristóbal.

Posterior a la fecha de inicio del contrato se adiciona el diseño de la captación y red de impulsión del acueducto de La Flores del corregimiento de Santa Elena.

- Como parte de los entregables del contrato en mención se cuenta con el presente informe el cual contiene la revisión y actualización de los estudios y diseños del acueducto y saneamiento básico en el sector Los Rieles en la vereda La Verde del corregimiento San Antonio de Prado, el cual corresponde al componente 4 del contrato, con el cual se pretende obtener y definir las actividades necesarias y sus costos para proyectar las inversiones requeridas a fin de mejorar las condiciones de la prestación del



**Diagnóstico, Evaluación, Diseños y Estudios
Referentes a Agua Potable y Saneamiento Básico, En
Las Diferentes Comunas y Corregimientos del
Municipio de Medellín**



Alcaldía de Medellín
Cuenta con vos

CONTRATO N° 4600071157/2017

servicio en el sector, después de haber identificado y establecido los principales problemas y necesidades.

Para lograr el objetivo descrito se han puesto a disposición del contrato, los recursos y el personal idóneo para garantizar la ejecución de todas las actividades previstas para poder entregar los diseños y presupuestos requeridos a satisfacción.

1. INFORMACIÓN GENERAL DEL CORREGIMIENTO DE SAN ANTONIO DE PRADO

1.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA

San Antonio de Prado es uno de los cinco corregimientos del municipio de Medellín, localizado al Suroccidente de la ciudad. Se encuentra a los 6° 11' 06" de latitud al Norte y a los 75° 39' 22" de longitud al Oeste del Meridiano de Greenwich. El sector Los Rieles de la vereda La Verde, ubicada al norte de la zona urbana de corregimiento, será el objeto del presente estudio; en la FIGURA N°1 se puede observar la ubicación de la vereda La Verde.

1.2 EXTENSIÓN, PISOS TÉRMICOS Y LÍMITES TERRITORIALES

El Corregimiento tiene un área de 50,75 km², de los cuales 0,26 km² corresponden al área urbana y 50,49 km² a la zona rural. Tiene una temperatura promedio de 19°C. Limita por el Norte con los Corregimientos de Palmitas y San Cristóbal, por el Oriente con el Corregimiento de Altavista, por el Sur con los municipios de Itagüí y la Estrella, y por el Occidente con los municipios de Heliconia y Angelópolis.

1.3 VÍAS DE COMUNICACIÓN Y DE ACCESO AL CORREGIMIENTO

San Antonio de Prado se conecta con Medellín a través dos vías principales: La vía que intercomunica con el municipio de La Estrella y fluye a la autopista sur, a la altura de Ancón, y la vía tradicional, cuyo acceso es por el municipio de Itagüí. Además, existe una vía arteria principal pavimentada con una longitud de 8 km, la cual es también vía regional hacia los municipios de Heliconia, Armenia y Ebéjico, y un importante sistema vial que comunica con todos sus veredas y sus corregimientos y municipios limítrofes.

1.4 ASPECTOS CLIMATOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS

1.4.1 Zonas de vida

La diferencia de alturas que tiene el corregimiento, desde los 1.700 msnm en las partes más bajas, hasta los 3.100 mts., en los lugares más altos (altos de El Silencio y La Sierra), lo hacen poseedor de una escala amplia de temperaturas que van de los 12°C a los 21°C. Estas condiciones climáticas propician que sea un territorio con cuatro zonas de vida: Bosque Húmedo Premontano (bh-P), Bosque muy Húmedo Premontano (bmh-P), Bosque Húmedo Montanobajo (bh-MB) y Bosque muy Húmedo Montanobajo (bmh-MB).

1.4.2 Hidrografía

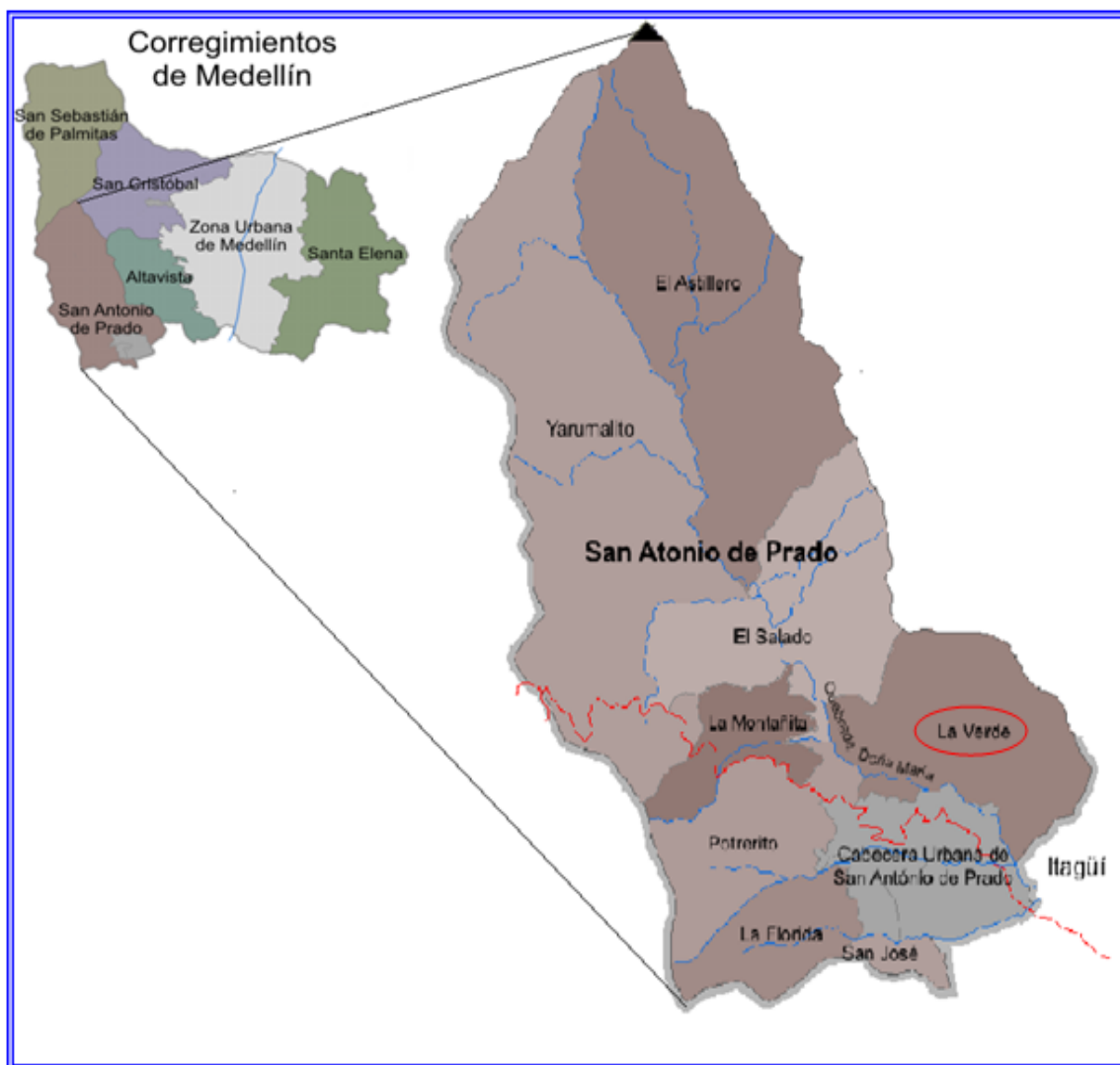
Las características climáticas y geológicas dan formación a la cuchilla El Romeral, que junto con el alto del Padre Amaya conforman un ecosistema estratégico que, mide 5.171 hectáreas, y se extiende desde el municipio de Caldas hasta el municipio de Medellín. Se considera estratégico porque es una estrella fluvial donde nacen abundantes quebradas de las cuales se abastecen los acueductos de los municipios de Caldas, Angelópolis, Armenia Mantequilla, La Estrella,

Titiribí. El Corregimiento de San Antonio de Prado produce aguas que drenan a la vertiente del Río Medellín; la principal microcuenca es la de la quebrada Doña María.

La micro cuenca de la quebrada La María nace en el corregimiento de San Antonio de Prado costado sur occidental del río Medellín, en los límites con Palmitas y Heliconia, sus aguas son claras y de gran riqueza mineral por lo que existen en la localidad varias trucheras que son atractivo turístico, igualmente estas forman charcos en donde se realizan continuos paseos de olla.

La quebrada La María recorre una gran extensión y recoge aguas de pequeñas quebradas y arroyos que aumentan considerablemente su cauce antes de pasar por el municipio de Itagüí y llegar al río Medellín.

FIGURA N°1. LOCALIZACION GENERAL VEREDA LA VERDE



1.4.3 Hidrología

El corregimiento de San Antonio de Prado, se halla inscrito en la cuenca de la quebrada Doña María, sobre el ramal occidental de la Cordillera Central. Su topografía es quebrada, con una fisiográfica de altas pendientes y profundos cañones, caracterizada por alturas que oscilan entre 1700 y 3100 msnm y una precipitación promedio anual entre 1000 y 1200 mm.

1.4.4 Geología

Las principales unidades litológicas son Esquistos cuarzo sericiticos, Stock de Altavista, rocas volcánicas y sedimentarias de la formación Quebrada Grande, gabro y rocas ultramaficas de Romeral. Las formaciones geológicas superficiales más profundas se dan a partir del Stock de Altavista con espesores hasta 20 m, los escarpes rocosos se asocian a las cuchillas de la Romeral y Astillero al Cerro del Padre Amaya y al Alto del Encanto.

1.4.5 Amenazas de origen natural en la zona

Los movimientos de masas presentes en el corregimiento San Antonio de Prado han sido de consideración, modifican el relieve por la ocurrencia de deslizamientos que dejan paredes escarpadas y acumulación de depósitos de flujos de lodo y/o escombros. Casi todo el corregimiento está delimitado por unas divisiones de aguas bastante escarpadas, dentro de los principales accidentes geográficos de importancia están: Cerro del Padre Amaya (el cual comparte con los corregimientos de San Cristóbal y Palmitas), Cuchilla el Barcino, Cuchilla Piedra Gorda, el Chuscal y Alto Romeral.

Entre las principales fallas que se asocian al sistema de Romeral, están: Falla Doña María: N 20° W 80 –vertical, Falla El Barcino: N 50° W, afecta la banca de la vía a las veredas Astilleros y el Salado, se favorecen deslizamientos mayores. En la cuenca alta los procesos de inestabilidad se detonan por la extracción industrial de madera.

1.5 ASPECTOS HISTÓRICOS Y POLÍTICO ADMINISTRATIVOS

1.5.1 Antecedentes de la actual configuración urbana

El territorio de San Antonio de Prado fue habitado en la época prehispánica por comunidades nativas que dejaron su legado cultural y social en los materiales de alfarería, instrumentos líticos y caminos que dan muestras de su tránsito por estos territorios y su vida en ellos.

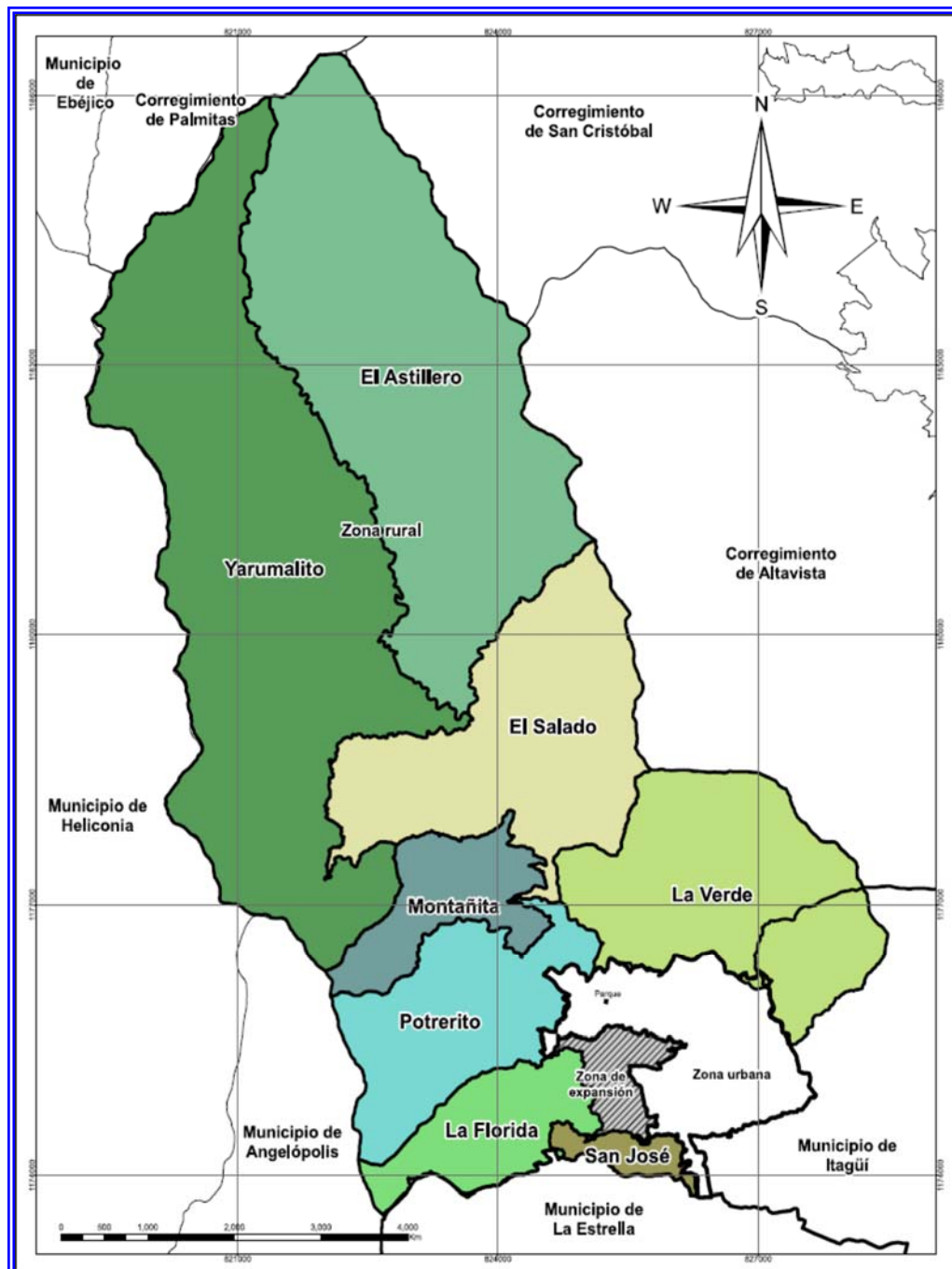
Durante la Colonia, la señora doña María de Quesada, viuda del capitán Juan Daza, recibió en 1616 de parte del señor Francisco Herrera Campusano unas tierras que iban desde Ancón hasta Itagüí, y que incluían la cuenca de la quebrada Doña María.

En la segunda mitad del siglo XIX, San Antonio de Prado estaba adscrito al municipio de Itagüí, en 1903 mediante Ordenanza se creó el municipio de san Antonio de Prado, segregando territorio del municipio de Itagüí, sin embargo luego de 4 años pasó a ser Corregimiento del municipio de Medellín.

1.5.2 Aspectos político – administrativos

Además de su área urbana, en el territorio del Corregimiento de San Antonio de Prado existen ocho veredas: Potrerito, Yarumalito, El Salado, Astillero, Montañita, La Verde, San José y La Florida; así como un zona de expansión urbana (Ver FIGURA N°2).

FIGURA N°2. DIVISIÓN VEREDAL CORREGIMIENTO SAN ANTONIO DE PRADO



1.7 ASPECTOS URBANÍSTICOS

En 1963, mediante el Acuerdo 052, se definió la sectorización del municipio de Medellín y se establecieron los límites del corregimiento. En la década de los cincuenta, a causa de la violencia política, el corregimiento recibió una amplia migración de población proveniente de Armenia, Ebéjico y Heliconia. Este fenómeno trajo como consecuencia el fraccionamiento de la propiedad rural y el incremento de la mano de obra para abastecer el sector industrial y comercial asentado en el sur de Medellín e Itagüí.

En las décadas de los ochentas y noventas se da una expansión urbana hacia la periferia del municipio de Medellín, el corregimiento de San Antonio de Prado se erige como destino y reserva de vivienda de interés social, duplicando su tasa de crecimiento en el área de su cabecera. El proceso de urbanización se inició con la construcción de las urbanizaciones Aragón y Rosaleda, en la década del ochenta, en la vereda San José, en los límites con el municipio de Itagüí. En los años noventa, San Antonio de Prado recibe la urbanización El Limonar con 2.670 viviendas, construidas con dineros públicos, como un plan piloto de reubicación de familias que habitan en zonas de alto riesgo.

Actualmente parte significativa del territorio de San Antonio es catalogado como suelo de expansión. Este proceso acelerado de urbanismo se manifiesta en los proyectos de vivienda que se han construido en los últimos años.

1.8 GENERALIDADES SOBRE LOS SERVICIOS PÚBLICOS

A continuación se presenta un resumen general de los servicios públicos existentes en la vereda La Verde, específicamente en el sector Los Rieles.

1.8.1 Servicios de energía eléctrica y telefonía

La prestación de servicio de energía en el corregimiento de San Antonio de Prado, incluyendo a la vereda La Verde es prestado por Empresas Públicas de Medellín, todo el sector cuenta con el servicio durante las 24 horas del día sin interrupciones frecuentes, adicionalmente toda la zona cuenta con alumbrado público.

Con respecto al servicio de telefonía, en el sector Los rieles cuentan con redes de Empresas Públicas de Medellín, adicional al servicio de telefonía móvil prestado por operadores como TIGO, Claro y Movistar, que cuentan con buena señal en todo el sector.

1.8.2 Servicios de Acueducto, Alcantarillado y Aseo

1.8.2.1 Servicio de Acueducto

De acuerdo a la información recolectada en campo el sector Los Rieles no cuenta con un completo servicio de acueducto, en este sector no hay cobertura total del servicio que presta Empresas Públicas de Medellín, para suplir esta carencia la comunidad se abastece de una fuente llamada La Isabela y una recarga de la misma, cuentan con dos bocatomas y un tanque de almacenamiento, estructuras que se evaluarán más adelante.

Pese a las carencias que presenta el sistema de acueducto existente, de las 135 viviendas encuestadas 127 cuentan con el servicio para suplir las necesidades básicas, las ocho que no tienen el servicio son viviendas en construcción o proyectadas.

1.8.2.2 Saneamiento

En el sector Los Rieles no existe un sistema de alcantarillado convencional, el 60% de viviendas descargan sus aguas residuales a la quebrada más cercana, el 20% en trece (13) tanques sépticos instalados por el municipio en el año 2.006 aproximadamente, el 12,6 % descargan al alcantarillado de EPM, el 1,5% descargan a tanques de construcción propia y el 5,9% son proyectos en construcción. (Ver TABLA N° 1).

TABLA N° 1. FORMA DE DISPOSICIÓN DEL AGUA RESIDUAL DOMÉSTICA

DISPOSICIÓN AGUA RESIDUAL DOMÉSTICA	N° VIVIENDAS	PORCENTAJE (%)
Al alcantarillado de EPM	17	12,6
A pozo séptico	27	20,0
Tanque de autoconstrucción	2	1,5
En construcción	8	5,9
A quebrada La Isabela	81	60,0
Total	135	100

Fuente: Censo Sanear S.A - 2.013, verificado y validado en Julio de 2017

En cuanto a las viviendas que tienen pozo séptico, se tiene que en la mayoría de los casos no se realiza el mantenimiento adecuado a dichos tanques, lo que ocasiona problemas de olores y vectores que afectan la calidad de vida de los habitantes, además la falta de un sistema adecuado de saneamiento básico se traduce en impactos negativos al medio ambiente y a la salud de las personas, en algunos casos las personas han optado por desconectarse del sistema y realizar una descarga directa sobre la quebrada.

A continuación se muestra un tanque séptico existente y algunas de las descargas que son vertidas sin ninguna clase de tratamiento (Ver FOTO 1).

FOTO 1. VERTIMIENTOS A QUEBRADA Y POZO SÉPTICO EXISTENTE



1.8.2.3 Aseo

Actualmente la vereda cuenta con servicio de recolección, transporte y disposición de residuos, realizado por empresas varias de Medellín, con una cuadrilla compuesta por dos recolectores y el conductor del vehículo.

1.8.3 El servicio de gas domiciliario

Actualmente la vereda La Verde no cuenta con el servicio de gas.

1.9 LEVANTAMIENTO ALTIPLANIMÉTRICO

Se realizó el levantamiento altiplanimétrico del sector empleando estación total, donde se levantaron todos los detalles en los cruces de las vías y en cambios de pendiente, se identificaron los posibles lotes donde se proyectarían las estructuras relacionadas con los sistemas de acueducto y alcantarillado, bocatoma, plantas de tratamiento, tanque de almacenamiento y en general todos los detalles que permiten conformar el plano urbanístico como son paramentos, bordes de vía, postes, sitios principales, individuos arbóreos, entre otros.

La información de ángulos horizontales, verticales y distancias recolectadas en el equipo (Estación total), se descargaron en el computador y se calcularon las coordenadas y cotas de cada punto, luego mediante el programa AUTOCAD se generó la nube de puntos, los cuales después de unidos conformaron lo correspondiente al centro poblado con todos los detalles registrados, como los ejes de las poligonales, las distintas manzanas y demás detalles de la zona en estudio. Con el levantamiento topográfico se localizaron y materializaron 2 mojones, los cuales fueron referenciados y amarrados a la red geodésica del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC).

2. CONTEXTO DEL PROYECTO

Teniendo en cuenta, que el sector Los Rieles ubicado en la vereda La Verde del corregimiento San Antonio de Prado es el objeto del presente proyecto, a partir de este capítulo el informe se enfocará en identificar la infraestructura de acueducto y saneamiento básico existente en el sector, con el fin de realizar su diagnóstico, así como analizar las posibles alternativas para la solución de los problemas encontrados.

De acuerdo con lo establecido en el RAS 2000 modificado por la Resolución 0330 de 2.017, para definir el período de diseño del proyecto, y considerando que, para el método usado y para las proyecciones adoptadas, la población del sector Los Rieles será menor de 2.500 habitantes dentro de 25 años, se puede concluir que el horizonte de diseño del Proyecto, será de 25 años (año 2.042), en concordancia con lo anterior todas las estructuras propuestas se diseñarán teniendo en cuenta el periodo de diseño adoptado

Como no se cuenta con registros oficiales de los censos del DANE, para el sector Los Rieles de la vereda La Verde, sólo se tendrá en cuenta los resultados del Censo Sanitario realizado por la consultoría SANEAR S.A., los cuales se muestran en el ANEXO 2.

En la TABLA N° 2 se presentan las proyecciones de población del sector Los Rieles, para un horizonte de diseño de 25 años, usando el método geométrico recomendado por el Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS/2.000 y Res. 0330/17), debido a la falta de información censal para el uso de los métodos aritmético o exponencial.

Para la proyección de la población se hacen las siguientes aclaraciones:

- Teniendo en cuenta los datos que se encontraron en la proyección de población del municipio de Medellín para comunas y corregimientos realizada por el DANE en el año 2005 y de acuerdo a la tasa de crecimiento rural de Antioquia según el plan de ordenamiento territorial de Antioquia (POT), se adopta una tasa de crecimiento para el corregimiento de San Antonio de Prado de 1,07 %
- El Censo Sanitario realizado por Sanear, dio como resultado una población de 479 habitantes en 135 inmuebles, de los cuales 125 son residenciales, 2 comercial y 8 están en construcción

Adicionalmente, el censo reveló que de estas viviendas 74% se abastecen del tanque de almacenamiento del acueducto veredal Los Pinos, el 9% se abastecen alternadamente del mismo acueducto y del sistema de acueducto de Empresas Publica de Medellín (EPM), el 8,8% se abastecen de nacimientos ubicados en terrenos propios y el 6% restante son viviendas en construcción que aún no cuentan con abastecimiento de agua.

- Otra variable importante que se determinó a partir del Censo Sanitario fue la densidad poblacional, la cual se calculó con los datos de habitantes y las viviendas del sector en el año 2017, en promedio se encontró que viven 3,54 habitantes por cada vivienda, a continuación se muestra como se realizó el cálculo:

$$DensidadPoblacional = \# \text{ habitantes} / \# \text{ viviendas}$$

$$DensidadPoblacional = 479 \text{ hab} / 135 = 3,54 \text{ hab} / \text{viv} \approx 4 \text{ hab} / \text{viv}$$

- Respecto a la población flotante se considera, que aunque su origen y cantidad varía de acuerdo con la temporada, en el sector Los Rieles no se observa que dicha población sea significativa, ya que se estima que la cantidad de personas que llega es igual o inferior a la que sale del sector en temporadas vacacionales. Por lo tanto, no se considera población flotante, esto con el fin de evitar inflar la población de referencia para las proyecciones, pues el hecho de tenerla, afectaría el factor de Consumo Máximo Diario (K_1)
- Definida la población del año 2.017, se realizaron las proyecciones para el horizonte señalado, adoptando la tasa de crecimiento rural de Antioquia de 1,07% y utilizando el método Geométrico. De acuerdo con los resultados se concluyó que, para el año 2.042, la población a atender por el acueducto será de 625 habitantes (Ver proyección de población en la TABLA N° 2 y en el ANEXO 3.1)

Las formulas empleadas para el cálculo de la proyección, se indican a continuación:

$$Pf = Puc(1 + r)^{Tf - Tuc}$$

Dónde:

Pf = Población final al año proyectado (miles)

Puc = Población correspondiente al censo ultimo

r = tasa de crecimiento anual (%)

Tuc = Año correspondiente al censo último

Tf = Año correspondiente a la proyección de población

$$Pf = Puc(1 + r)^{Tf - Tuc}$$

$$P_{2042} = 479(1 + 0,0107)^{2042-2017} = 625 \text{ hab}$$

Para la proyección de las viviendas se procedió de igual forma, actualmente existen 135 viviendas y después de aplicar la formula anterior se encontró que para el año 2.042 se contará con 176 viviendas. (Ver TABLA N° 2y ANEXO 3.1).

TABLA N° 2. PROYECCIÓN DE POBLACIÓN Y VIVIENDAS

AÑO	PROYECCIÓN POBLACIÓN (MET. GEOMETRICO)	PROYECCIÓN VIVIENDAS
2.017	479	135
2.018	484	136
2.019	489	138
2.020	495	139
2.021	500	140
2.022	505	142
2.023	511	143
2.024	516	145
2.025	522	147
2.026	527	148
2.027	533	150
2.028	538	151
2.029	544	153
2.030	550	155
2.031	556	156
2.032	562	158
2.033	568	160
2.034	574	161
2.035	580	163
2.036	586	165
2.037	593	167
2.038	599	168
2.039	605	170
2.040	612	172
2.041	618	174
2.042	625	176

3. INDICADORES DE LOS SERVICIOS DE ACUEDUCTO Y SANEAMIENTO

El sector Los Rieles parte alta y parte baja ubicado en la vereda La Verde se abastece en la actualidad de una fuente denominada La Isabela donde realizan la captación del agua cruda, la conducen hasta un tanque de almacenamiento y posteriormente la distribuyen a la comunidad sin ningún tipo de tratamiento.

En la actualidad el acueducto lo maneja una sociedad sin ánimo de lucro denominada Asociación de Acueducto Veredal Los Pinos, compuesta por un presidente que también es representante legal y fontanero, un vicepresidente, tres vocales y un tesorero, todos ellos habitantes del sector. Los tres vocales se encargan de hacer un recaudo mensual de \$3.000 pesos, el cual tiene muy bajo índice de pago por parte de la comunidad.

Para el análisis de los indicadores de los servicios, se ha tomado como base la información suministrada por la Asociación de Acueducto Veredal Los Pinos, los resultados del censo de usuarios y los resultados de las evaluaciones realizadas por SANEAR S.A., sin embargo algunos parámetros e indicadores que no pueden precisarse por la poca información encontrada, son adoptados de acuerdo con lo establecido en el RAS/2.000 modificado por la Resolución 0330 de 2.017.

3.1 INDICADORES ACTUALES DE LOS SERVICIOS

La información que se presenta a continuación, tiene como base la información recolectada en el Censo Sanitario realizado por la consultoría de SANEAR S.A en el año 2.013, sin embargo, dicha información ha sido verificada con visitas al sector Los Rieles, en las cuales se corrobora que la información proyectada para el año 2017 es acorde a lo que existe en la actualidad.

3.1.1 Población e inmuebles

Los resultados del censo de usuarios realizado por SANEAR S.A en abril del 2.013 y su posterior proyección, revelan que en el sector Los Rieles para el año 2017 hay 135 inmuebles de los cuales 125 son residenciales, 2 comercial y 8 están en construcción. Adicionalmente se tiene que existe una población total de 479 habitantes. Esta información fue corroborada en campo en donde se evidencia que efectivamente las viviendas proyectadas concuerdan con la realidad del sector (Ver TABLA N° 3).

De lo anterior se tiene que la densidad de ocupación residencial, o número de habitantes por vivienda, es:

$$DensidadPoblacional = \frac{479 \text{ habitantes}}{135 \text{ viviendas}} = 3,54 \frac{\# \text{ hab}}{\# \text{ viv}} \approx 4 \text{ hab / viv}$$

TABLA N° 3. POBLACIÓN E INMUEBLES

DESCRIPCIÓN	TOTAL
POBLACIÓN TOTAL (hab.)	479
TOTAL INMUEBLES (N°)	135
INMUEBLES RESIDENCIALES (N°)	125
INMUEBLES EN CONSTRUCCION (N°)	8
INMUEBLES COMERCIALES (N°)	2

3.1.2 Suscriptores de los servicios de Acueducto y Alcantarillado

Los suscriptores actuales del acueducto se pueden observar en la TABLA N° 4 donde se muestra según el uso de la vivienda, los usuarios adscritos al acueducto con el respectivo porcentaje de cobertura, igualmente se exponen las viviendas que cuentan con saneamiento básico (ya sea pozo séptico o conexión al alcantarillado de EPM) y el porcentaje respectivo de cobertura.

A partir de este punto del informe se asume que los lotes existentes o vivienda en construcción son inmuebles residenciales, teniendo en cuenta que en ellos se proyecta la construcción de viviendas.

TABLA N° 4. BALANCE DE USUARIOS DE LOS SERVICIOS DE ACUEDUCTO Y SANEAMIENTO

USO DEL INMUEBLE	INMUEBLES	ACUEDUCTO		SANEAMIENTO	
		Usuarios	%	Usuarios	%
RESIDENCIAL	125	125	94,81	46	34,07
COMERCIAL	2	2	0,74	0	0
PROYECTADAS (LOTES)	8	0	0	0	0
TOTAL	135	127	95,55	46	34,07

3.1.3 Producción, facturación y pérdidas en el acueducto

En vista de que la Asociación de Acueducto veredal Los Pinos no posee registros sobre agua facturada ni producida y con el fin de contar con un dato de pérdidas en el sistema, fue necesario calcularlo, obteniendo un valor de 69,7%. Para el cálculo de este valor se tuvo en cuenta la dotación neta adoptada para el sector la cual es de 90 L/hab-día y el caudal aforado en las Bocatomas 1 y 2, cuya suma de caudales dio 2,14 L/s; partiendo de este caudal aforado se encontró el caudal medio diario y posteriormente la dotación bruta, parámetros necesarios para encontrar las pérdidas en el sistema.

A continuación se muestra el cálculo empleado:

$$Q_{aforado} = QMD = 2,14 \frac{L}{s}$$

$$QMD = qmd * K_1$$

$$qmd = \frac{2,14 \frac{L}{s}}{1,3} = 1,65 \frac{L}{s}$$

$$qmd = \frac{Pob * D_{bruta}}{86400}$$

$$D_{bruta} = \frac{1,65 \frac{L}{s} * 86400}{479 \text{ hab}} = 296,93 \frac{L}{\text{hab-día}}$$

$$D_{bruta} = \frac{D_{neta}}{1 - \%Pérdidas}$$

$$\%P = 1 - \frac{90 \frac{L}{\text{hab-día}}}{296,93 \frac{L}{\text{hab-día}}} = 69,7\%$$

Según lo establecido en la resolución 0330 de 2017, el valor máximo para las pérdidas es de 25%, lo que indica que el valor calculado está muy por encima del valor máximo recomendado. Por lo tanto este valor se usará para el cálculo del primer año del proyecto (año actual) y para los años siguientes, se adoptará un valor de pérdidas del 25%, siendo más estrictos y teniendo en cuenta que es un dato sugerido por la resolución 0330 de 2017.

3.1.4 Dotaciones de agua del servicio de acueducto

La dotación neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas, sin considerar las pérdidas que ocurren en el sistema de acueducto.

Según lo sugerido en la resolución 0330 de 2017, en caso de ampliaciones del sistema de acueducto, la dotación neta debe fijarse con base en los análisis de producción y consumo del sistema, sin incluir pérdidas. Como se dijo anteriormente este tipo de información no existe para el acueducto del sector Los Rieles, por lo cual se tomará la Dotación Neta como se indica en el Título 2, capítulo 1, artículo 43 de la Resolución 0330/2.017 que modifica la tabla B.2.2 del título B del RAS/2.000.

La dotación bruta se debe establecer según el Título 2, Capítulo 1, artículo 44 de la resolución 0330/2.017 con la siguiente ecuación.

$$Dotación \text{ Bruta} = \frac{D_{Neta}}{1 - \% \text{ de pérdidas}}$$

Teniendo en cuenta lo anterior se muestra a continuación el cálculo de la dotación bruta para el año actual (2.017), adicionalmente se calcula la dotación bruta al final del periodo de diseño (año 2.042) la cual será de 120,0 L/hab.día ya que se proyecta reducir las pérdidas al 25%.

$$Dotación\ Bruta_{2.017} = \frac{D_{Neta}}{1 - \% \text{ de pérdidas}} = \frac{90 \frac{L}{hab-día}}{1 - 0.697} = 297 \frac{L}{hab-día}$$

$$Dotación\ Bruta_{2.042} = \frac{D_{Neta}}{1 - \% \text{ de pérdidas}} = \frac{90 \frac{L}{hab-día}}{1 - 0.25} = 120 \frac{L}{hab-día}$$

3.1.5 Factores de consumo máximo diario y horario en el acueducto

De acuerdo con el numeral B.2.7.4 del RAS 2000 modificado por el Título 2, Capítulo 2, artículo 47 párrafo 1 de la resolución 0330 de 2017, el coeficiente de consumo máximo diario (K_1) se obtiene de la relación entre el mayor consumo diario y el consumo medio diario, utilizando los datos registrados en un período mínimo de un año, teniendo en cuenta que no se tiene esta información, se adoptará un valor que está dentro de lo recomendado por la resolución 0330/2.017. De acuerdo a la sugerencia de la presente resolución y a experiencias anteriores donde se han obtenido resultados exitosos con este criterio, se decide adoptarlo para el presente diseño como se muestra a continuación.

➤ Factor de Consumo Máximo Diario = $K_1 = 1,30$

El coeficiente de consumo máximo horario (K_2) se define como el valor del pico máximo de la curva de consumo adoptada, (Ver FIGURA N°3 y TABLA N° 5). El numeral B.2.7.7 del RAS 2000 indica que los datos para elaborar las curvas de demanda horarias de cada población o zona abastecida pueden pertenecer a la localidad en estudio o a una localidad que presenta características semejantes, en términos de nivel socioeconómico, de costumbres y de clima.

Debido a que no se cuenta con información de los consumos de la población, se adopta como base la curva de demanda del acueducto San José el cual pertenece al corregimiento de San Antonio de Prado ya que se considera que es un sistema que se puede asemejar al proyectado para el sector Los Rieles, sin embargo es importante aclarar que la curva fue ajustada según los consumos típicos del sector en estudio.

➤ Factor de Consumo Máximo Horario = $K_2 = 2,06$

FIGURA N°3. CURVA DE DEMANDA

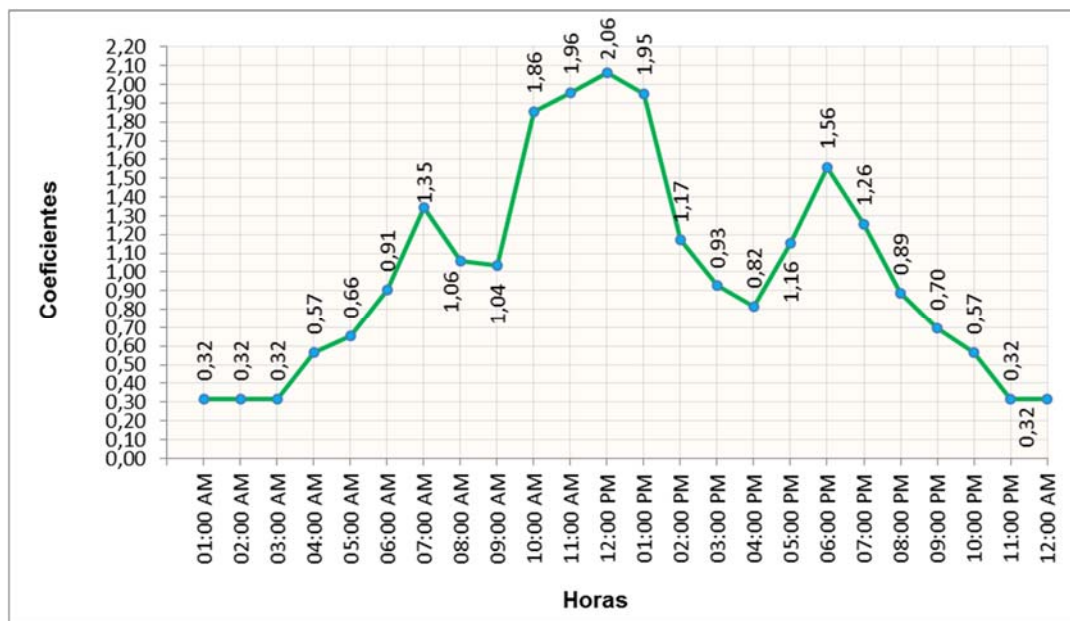


TABLA N° 5. COEFICIENTES DE CONSUMO HORARIO

Hora	Coeficiente	Hora	Coeficiente
01:00 a.m.	0,32	01:00 p.m.	1,95
02:00 a.m.	0,32	02:00 p.m.	1,09
03:00 a.m.	0,32	03:00 p.m.	0,93
04:00 a.m.	0,57	04:00 p.m.	0,82
05:00 a.m.	0,66	05:00 p.m.	1,16
06:00 a.m.	0,91	06:00 p.m.	1,56
07:00 a.m.	1,35	07:00 p.m.	1,26
08:00 a.m.	1,06	08:00 p.m.	0,89
09:00 a.m.	1,09	09:00 p.m.	0,7
10:00 a.m.	1,86	10:00 p.m.	0,57
11:00 a.m.	1,96	11:00 p.m.	0,32
12:00 p.m.	2,06	12:00 a.m.	0,32

La anterior curva se adopta con el fin de realizar el análisis del comportamiento de la red de distribución para la fase de y diseño, sin embargo una vez iniciada la micromedición y los programas de control de agua no contabilizada por parte del operador se pretende realizar la curva de consumo que se ajuste a las condiciones del sistema, por lo anterior se deben llevar los registros necesarios y a su vez realizar los ajustes que se requieran.

3.1.6 Capacidad instalada y utilizada del acueducto

El sistema de acueducto cuenta con una estructura controladora de caudal, la cual recibe el agua captada de la bocatoma 1 y la bocatoma 2, esta estructura fue diseñada para dejar pasar 0,73 L/s, que era el caudal concedido por la Corporación en ese momento. Actualmente el rebose de dicha estructura está tapado, por lo que el aforo reportó que en realidad se está captando 2,14 L/s, situación que evidencia que la población y las pérdidas (del 69,7%) generadas en el sistema, demandan un mayor caudal que el concedido y el requerido por el acueducto, el cual según las demandas proyectadas para el 2.042 el QMD asciende a 1,13 L/s.

- Capacidad instalada= 0,73 L/s
- Capacidad utilizada= 2,14 L/s
- Capacidad requerida= 1,13 L/s

Con el fin de disminuir las pérdidas hasta un valor del 25% recomendado por la Resolución 0330 de 2017 se deberán instalar micromedidores a cada usuario atendido, a medida que se vayan instalando, la empresa deberá trabajar en campañas de socialización relacionada con el pago por el servicio y el uso eficiente y ahorro del agua.

En la TABLA N° 6, se muestran los datos que se tienen proyectados en cuanto a agua producida y facturada cuando empiece a operar el nuevo sistema de acueducto.

TABLA N° 6. PROYECCIONES DE AGUA PRODUCIDA Y FACTURADA

DESCRIPCIÓN DEL INDICADOR (NOMBRE Y UNIDAD)		AÑO BASE	AÑOS PROYECTADOS					
		2.017	2.018	2.023	2.028	2.033	2.038	2.042
1.	Capacidad utilizada Acueducto (l/s)	2,14	0,87	0,92	0,98	1,03	1,08	1,13
2.	Agua producida (m³/mes)	4.267	1.742	1.840	1.937	2.045	2.156	2.250
3.	Agua facturada (m³/mes)	0	1.307	1.380	1.453	1.534	1.617	1.688

3.2 INDICADORES DEFINITIVOS DE LOS SERVICIOS

Comparados los indicadores actuales de los servicios, con los establecidos en el RAS/2000 modificado por la Resolución 0330 de 2.017 y considerando que las obras prioritarias del sistema, deberán estar culminadas en el corto plazo, se presentan a continuación los indicadores adoptados para el presente proyecto.

3.2.1 Dotaciones y pérdidas del acueducto

La Comisión de Regulación de Agua y Saneamiento Básico (CRA) expidió la Resolución 750 de 2016 cuyo objeto es modificar el rango de consumo básico y definir el consumo complementario y suntuario de tal forma que se contribuya al uso eficiente, ahorro del agua y se desestime su uso irracional. Sin embargo, la resolución 0330 de 2017 establece nuevos valores de dotación

que implica consumos elevados, por ejemplo para el presente proyecto que se ubica en elevaciones entre 1000 y 2000 msnm se propone una dotación neta de 130 L/hab.día; lo cual es contrario a la premisa enunciada.

Teniendo en cuenta lo anterior, y considerando que la capacidad económica de la población en estudio es baja y sus consumos tienden a disminuir con el fin de reducir los pagos por este servicio, la Consultoría decide asumir como dotación neta para la presente actualización del proyecto los 90 L/hab.día sugeridos en el RAS/2000, valor que fue empleado además en el proyecto original desarrollado en el año 2013.

Es por lo anterior que teniendo en cuenta una dotación neta de 90 L/hab-día y asumiendo que las pérdidas en el sistema serán de 25% una vez se ejecuten las obras, se muestra el siguiente resumen en la TABLA N° 7.

TABLA N° 7. DOTACIONES Y PÉRDIDAS DEL ACUEDUCTO

INDICADOR	AÑO						
	2017	2018	2023	2028	2033	2038	2042
Dotación Neta (L/(hab-día))	90	90	90	90	90	90	90
Porcentaje de pérdidas (%)	69,7	25	25	25	25	25	25
Dotación Bruta (L/(hab-día))	297	120	120	120	120	120	120

3.2.2 Proyecciones de población y demandas máximas de agua potable

Con base en las proyecciones de población, la dotación neta adoptada según la Resolución 0330 de 2017, la dotación bruta calculada y los coeficientes de consumo máximo, se calculan la demanda media diaria, la demanda máxima diaria, la demanda máxima horaria y el almacenamiento de agua requerido para todo el período de diseño (año 2.017 - año 2.042).

En la TABLA N° 8 y en el ANEXO 3.2 se observan los resultados año a año, para las variables mencionadas, que fueron calculadas con las siguientes ecuaciones:

$$\text{Caudal medio diario (Qmd):} \quad Qmd = \frac{P * \text{Dotación Bruta}}{86.400}$$

$$\text{Caudal Máximo Diario (QMD):} \quad Qmd * K_1$$

$$\text{Caudal Máximo Horario (QMH):} \quad QMH = QMD * K_2$$

TABLA N° 8. PROYECCIONES DE POBLACIÓN Y DEMANDAS MAXIMAS

AÑO	POBLACIÓN ATENDIDA (hab)	DOTACIÓN NETA (l/hab-d)	PÉRDIDAS (%)	DOTACIÓN BRUTA (l/hab-d)	DEMANDA MEDIA qmd = (l/s)	DEMANDA MÁXIMA QMD = (l/s)
2.017	479	90	69,7	296,9	1,65	2,15
2.018	484	90	25	120	0,67	0,87
2.019	489	90	25	120	0,68	0,88
2.020	495	90	25	120	0,69	0,9
2.021	500	90	25	120	0,69	0,9
2.022	505	90	25	120	0,7	0,91
2.023	511	90	25	120	0,71	0,92
2.024	516	90	25	120	0,72	0,94
2.025	522	90	25	120	0,73	0,95
2.026	527	90	25	120	0,73	0,95
2.027	533	90	25	120	0,74	0,96
2.028	538	90	25	120	0,75	0,98
2.029	544	90	25	120	0,76	0,99
2.030	550	90	25	120	0,76	0,99
2.031	556	90	25	120	0,77	1,00
2.032	562	90	25	120	0,78	1,01
2.033	568	90	25	120	0,79	1,03
2.034	574	90	25	120	0,8	1,04
2.035	580	90	25	120	0,81	1,05
2.036	586	90	25	120	0,81	1,05
2.037	593	90	25	120	0,82	1,07
2.038	599	90	25	120	0,83	1,08
2.039	605	90	25	120	0,84	1,09
2.040	612	90	25	120	0,85	1,11
2.041	618	90	25	120	0,86	1,12
2.042	625	90	25	120	0,87	1,13

3.2.3 Cobertura de micromedición e índice de micromedición efectiva

En la TABLA N° 9, se resumen las proyecciones de la cobertura de micromedición y del índice de micromedición efectiva en el sistema de acueducto del sector Los Rieles, teniendo en cuenta que a medida que se dañen o cumplan su vida útil se deben reponer.

TABLA N° 9. COBERTURA DE MICROMEDICIÓN E ÍNDICES DE MEDICIÓN EFECTIVA

INDICADOR PROYECTADO	2017	2018	2023	2028	2033	2038	2042
Usuarios activos del acueducto (N°)	135	136	144	152	160	169	176
Micromedidores instalados (N°)	0	136	144	152	160	169	176
Cobertura de Micromedición (%)	0	100	100	100	100	100	100
Medidores en mal estado (N°)	0	5	5	5	5	5	5
Micromedición Efectiva (%)	0	96,3	96,5	96,7	96,9	97,0	97,2

3.2.4 Resumen de Indicadores de los servicios de acueducto y alcantarillado

Recopilando lo analizado hasta este punto del informe, en la TABLA N° 10 se resumen los principales indicadores actuales (2.017) y proyectados (2.042), de los servicios de Acueducto y Alcantarillado de Los Rieles, asumiendo que dichos indicadores mejorarán notoriamente con el nuevo diseño y posterior construcción.

Debido a que no existe macromedición en la salida del tanque de almacenamiento, y no existe tampoco micromedición para cada usuario, no es posible determinar el volumen de agua producida y facturada; los datos de estos dos indicadores fueron proyectados teniendo en cuenta las pérdidas, la dotación y la cobertura del servicio de acueducto.

Los datos de Dotación neta y bruta fueron extraídos con base en la altura promedio de la zona con respecto al nivel del mar (Art. 43 Res. 0330/17), ya que no se cuenta con datos reales. Los cálculos fueron realizados partiendo de la dotación neta de 90 L/hab-día establecida para el sector teniendo en cuenta la recomendación de la resolución 750 de 2.016 de la CRA y el RAS/2000.

**TABLA N° 10.PARAMETROS E INDICADORES TECNICOS DE LOS SERVICIOS DE
ACUEDUCTO Y SANEAMIENTO**

DESCRIPCIÓN DEL INDICADOR (NOMBRE Y UNIDAD)		AÑO BASE	AÑOS PROYECTADOS					
		2.017	2.018	2.023	2.028	2.033	2.038	2.042
1.	Población total (hab)	479	484	511	538	568	599	625
2.	Pob. atendida con acueducto (hab)	479	484	511	538	568	599	625
3.	Inmuebles (N°)	135	136	144	152	160	169	176
4.	Usuarios activos del Acueducto (N°)	135	136	144	152	160	169	176
5.	Cobertura del acueducto	100	100	100	100	100	100	100
6.	Capacidad utilizada Acueducto (l/s)	2,14	0,87	0,92	0,98	1,03	1,08	1,13
7.	Dotación Neta (l/hab-día)	90	90	90	90	90	90	90
8.	Dotación Bruta (l/hab-día)	297	120	120	120	120	120	120
9.	Agua producida (m³/mes)	4.267	1.742	1.840	1.937	2.045	2.156	2.250
10.	Porcentaje de pérdidas (%)	70	25	25	25	25	25	25
11.	Agua facturada (m³/mes)	0	1.307	1.380	1.453	1.534	1.617	1.688
12.	Factor de Consumo Máximo Diario (K ₁)	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
13.	Factor de Consumo Máximo Horario (K ₂)	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06
14.	Cobertura de Micromedición (%)	0	100	100	100	100	100	100
15.	Micromedidores instalados (N°)	0	136	144	152	160	168	176
16.	Medidores en mal estado (N°)	0	5	5	5	5	5	5
17.	Micromedición Efectiva (%)	0,0	96,3	96,5	96,7	96,9	97,0	97,2
18.	Continuidad del servicio (horas al día)	24	24	24	24	24	24	24
19.	Calidad del servicio (IRCA)	No Apta	Apta	Apta	Apta	Apta	Apta	Apta
20.	Cobertura saneamiento (%)	36%	100	100	100	100	100	100
21.	Usuarios con saneamiento (N°)	46	136	144	152	160	168	176

4. DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

Teniendo en cuenta los resultados de la evaluación Técnica realizada al sistema de acueducto existente en el sector Los Rieles de la vereda La Verde, donde se concluyó que el sistema presenta problemas técnicos y operativos en cada uno de sus componentes, que no permiten dar a la comunidad un servicio con calidad y continuidad, se presenta a continuación el planteamiento de las alternativas de solución a cada uno de los problemas que tienen los componentes del sistema de acueducto existente, el cual se fundamenta en la búsqueda por entregar a la comunidad agua apta para consumo humano en la cantidad y continuidad necesaria para suplir las necesidades del 100% del sector.

Es importante tener en cuenta que debido a la topografía del sitio y a la ubicación de la bocatoma proyectada, el tanque y la Planta de Potabilización; la hacienda Tierra Grata no será abastecida por este acueducto, además de que este predio cuenta con una bocatoma y un tanque para su abastecimiento, si estas personas desean contar con el servicio, tendrían que gestionar un sistema de bombeo con un tanque de almacenamiento que garantice el suministro de agua potable a esta vivienda.

Se procede a continuación a describir cada uno los componentes que harán parte del sistema proyectado donde se busca cumplir con todos los criterios especificados en la normatividad vigente y aplicable, tanto técnicos como operativos y de calidad y continuidad.

4.1 FUENTE DE ABASTECIMIENTO

La quebrada La Isabela en el sitio de captación actual para el acueducto del sector Los Rieles, tiene una oferta hídrica mínima con una confiabilidad del 95%, correspondiente a un periodo de retorno de 20 años, de 2,15 L/s, que supera la demanda para la población de diseño, estimada en 625 habitantes para el 2.042, que demandan un caudal de 1,13 L/s. En el ANEXO 5 se encuentra el estudio hidrológico e hidráulico detallado de la cuenca.

Igualmente y como se mencionó en la fase de diagnóstico del presente estudio, con el análisis de laboratorio para las características del agua cruda que proporciona la fuente se determinó que esta cuenta con un agua de buenas características fisicoquímicas y microbiológicas, para la cual solo se necesita tratamiento convencional para su potabilización.

4.2 SISTEMA DE APROVECHAMIENTO DE AGUA CRUDA

El sistema de aprovechamiento de agua cruda consiste en aquellos componentes que hacen posible la captación y transporte del agua cruda de la fuente de abastecimiento seleccionada según el estudio hidrológico hasta el sistema de pre tratamiento o desarenador.

Los componentes que hacen parte del sistema de aprovechamiento de agua cruda son: la bocatoma, la caja de derivación o aforo y la línea de aducción de agua cruda, a continuación se describen detalladamente cada uno de estos componentes.

4.2.1 Bocatoma

La captación del agua sobre la quebrada La Isabela se realizará por medio de una bocatoma de fondo, que se diseñó teniendo en cuenta los datos obtenidos en el estudio hidrológico de la fuente de captación y el caudal de diseño.

Una bocatoma de fondo es una estructura empleada para captaciones de pequeñas cantidades de agua en ríos o quebradas, en las cuales la lámina de agua se reduce considerablemente. El objetivo de este tipo de estructuras es que se puedan proyectar de tal forma que se acomode al lecho del río, procurando que en épocas de caudal mínimo el agua pase por la rejilla ubicada en el centro de la estructura. El agua captada mediante la rejilla, se conduce a una caja de donde la tubería transporta el agua hasta el desarenador.

La bocatoma de fondo proyectada sobre la cota 1.873,42 m.s.n.m., será una estructura en concreto reforzado y estará compuesta por los siguientes componentes:

- Una presa, colocada de manera normal a la corriente
- Muros laterales de contención para proteger la presa y encauzar la quebrada
- Una rejilla colocada sobre la presa perpendicular al sentido del flujo
- Una tubería ubicada dentro de la presa y debajo de la rejilla que se encarga de transportar el agua hasta la caja de derivación

A continuación se muestra en resumen el diseño hidráulico de la bocatoma de fondo proyectada, los cálculos del diseño de esta estructura se observa en el ANEXO 8.1.

4.2.1.1 Parámetros de diseño

Según lo consignado en el RAS 2000 modificado por la Resolución 0330/2.017, se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones para el diseño de la bocatoma.

- Caudal de diseño: Sera hasta dos veces el QMD; pero el excedente debe devolverse a la fuente. (Resolución 0330/2.017 Título 2, Capítulo 2, Artículo 47, Parágrafo 1)
- Inclinação de las rejillas: Debe estar entre 10° - 20° (Sugerido en RAS/2000 Capítulo B, Numeral B.4.4.5.2)
- Separación entre barras: Si se considera que la fuente transporta gravas finas, se tiene que la separación debe estar entre 20mm - 40mm (Sugerido en RAS/2000 Título B, Numeral B.4.4.5.3)
- Velocidad efectiva en la rejilla: Debe ser menor o igual a 0,15m/s, para evitar el arrastre de materiales retenidos (Sugerido en RAS/2000 Título B, Numeral B.4.4.5.5)

4.2.1.2 Datos de entrada

- Ancho de la quebrada: 3m
- Caudal de crecientes de la fuente: 6,22m³/s
- Caudal mínimo de la fuente :2,15L/s
- Caudal máximo diario año 2.042: 1,13L/s
- Caudal de diseño de la estructura: 2,26L/s

4.2.1.3 Resultados del diseño

- Rejilla de captación: Se utilizará una rejilla en acero, de longitud 0,40m y ancho de 0,2 m, conformada por 13 barras de Ø 3/8" espaciadas 0,020 m, inclinada 10° respecto a la dirección del flujo aguas abajo
- Tubería de derivación: El agua captada será transportada a la caja de derivación por medio de una tubería de PVC-P, con diámetro de 0,1 metros y 1,7 m de longitud en su primer tramo, el cual va desde la rejilla hasta la salida de la bocatoma, que se proyectó con una pendiente de 1%, el cálculo de toda la derivación se presenta en el ANEXO 8.1.1.
- Vertedero central de captación: el vertedero de captación contará con un ancho de 0,5 m y altura de la lámina de agua de 0,02 m, este se diseña teniendo en cuenta el caudal mínimo de la fuente
- Vertedero de crecida: tendrá por dimensiones 3m de largo, una altura de la lámina de agua de 0,70 m; con capacidad de dejar pasar un caudal de 3,0 m³/s; lo cual indica que si el caudal que transporta la quebrada La Isabela llegara a superar éste valor, simplemente se desbordará por encima de la estructura de captación.

Teniendo en cuenta lo anterior y la geométrica del punto de captación sobre la quebrada La Isabela se proyecta una bocatoma de fondo en concreto reforzado de 3m de ancho y 0,80m de altura con una rejilla ubicada en el centro de la estructura, en la FIGURA N°4 se observa la bocatoma proyectada.

4.2.2 Caja de derivación

El agua captada por medio de la bocatoma será transportada hacia una caja de derivación proyectada en concreto reforzado de sección cuadrada de 0,80m y profundidad total de 1,0 m, la cual tiene como función llevar al desarenador solo el caudal requerido por el acueducto y devolver a la fuente de captación el caudal sobrante.

La entrada a la caja de derivación se realiza por medio de tubería de 4 pulgadas de diámetro proveniente de la bocatoma al igual que la tubería de exceso que devuelve el agua a la quebrada, además contará con tubería de desagüe y limpieza de 2 pulgadas de diámetro, la tubería que transporta el agua captada hasta el desarenador se proyecta de Polietileno de alta

densidad de 2 pulgadas de diámetro (Línea de aducción) con una válvula de compuerta ubicada a la salida de la caja de derivación.

La caja de derivación proyectada cuenta con dos vertederos, uno es el vertedero de salida hacia el desarenador, el cual será un vertedero triangular con un tirante de agua de 6cm el cual es el encargado de garantizar la captación del caudal otorgado por la autoridad ambiental al acueducto (1,13L/s), el segundo vertedero corresponde al vertedero de exceso encargado de devolver a la fuente el caudal sobrante, este tendrá un ancho de 0,5m, una lámina de agua de 3cm y tendrá la capacidad de evacuar un caudal de 4,35L/s.

En la FIGURA N°5 se observa la caja de derivación proyectada y en el ANEXO 8.1.1. se observa el diseño detallado de este componente del acueducto.

FIGURA N°4. BOCATOMA PROYECTADA

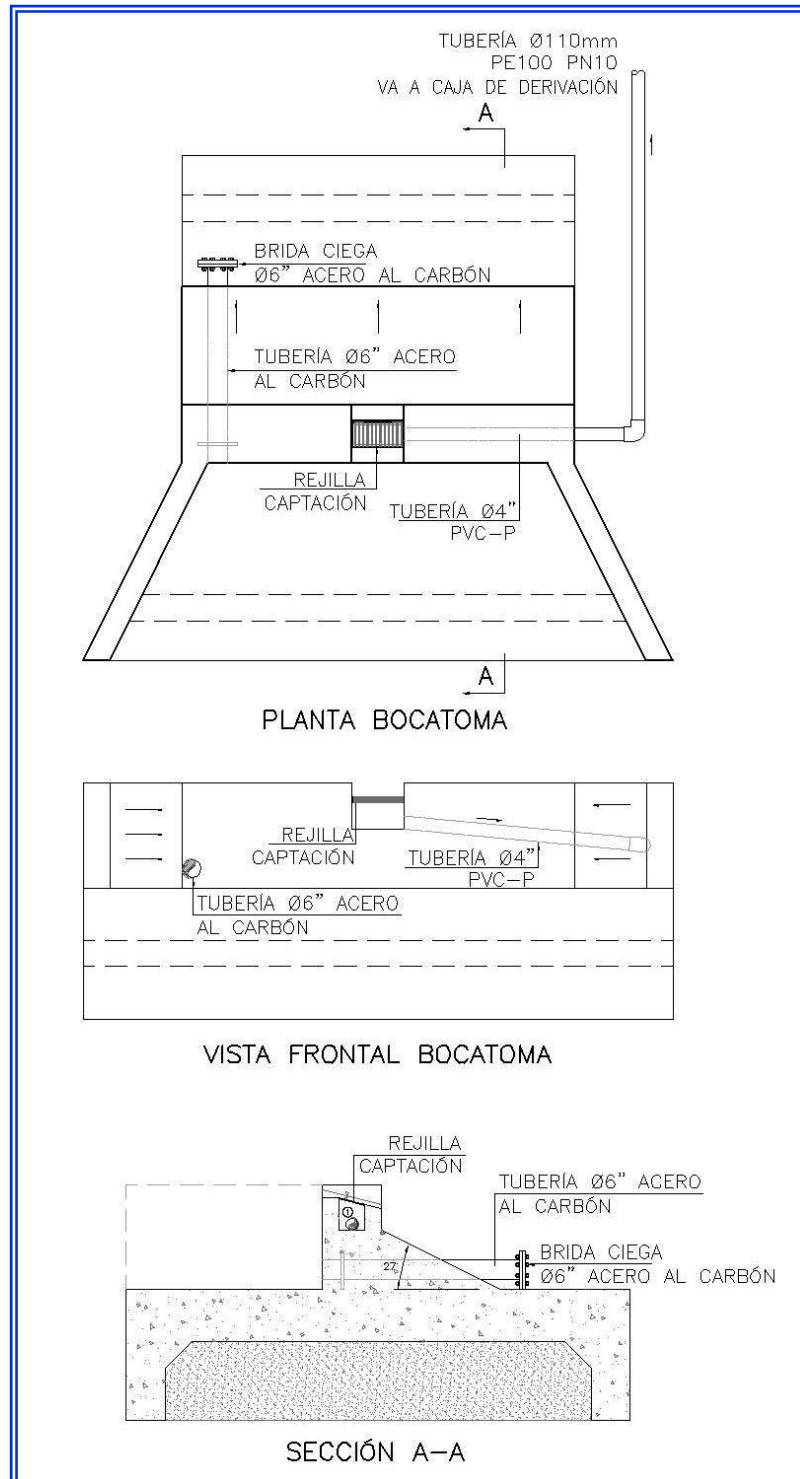
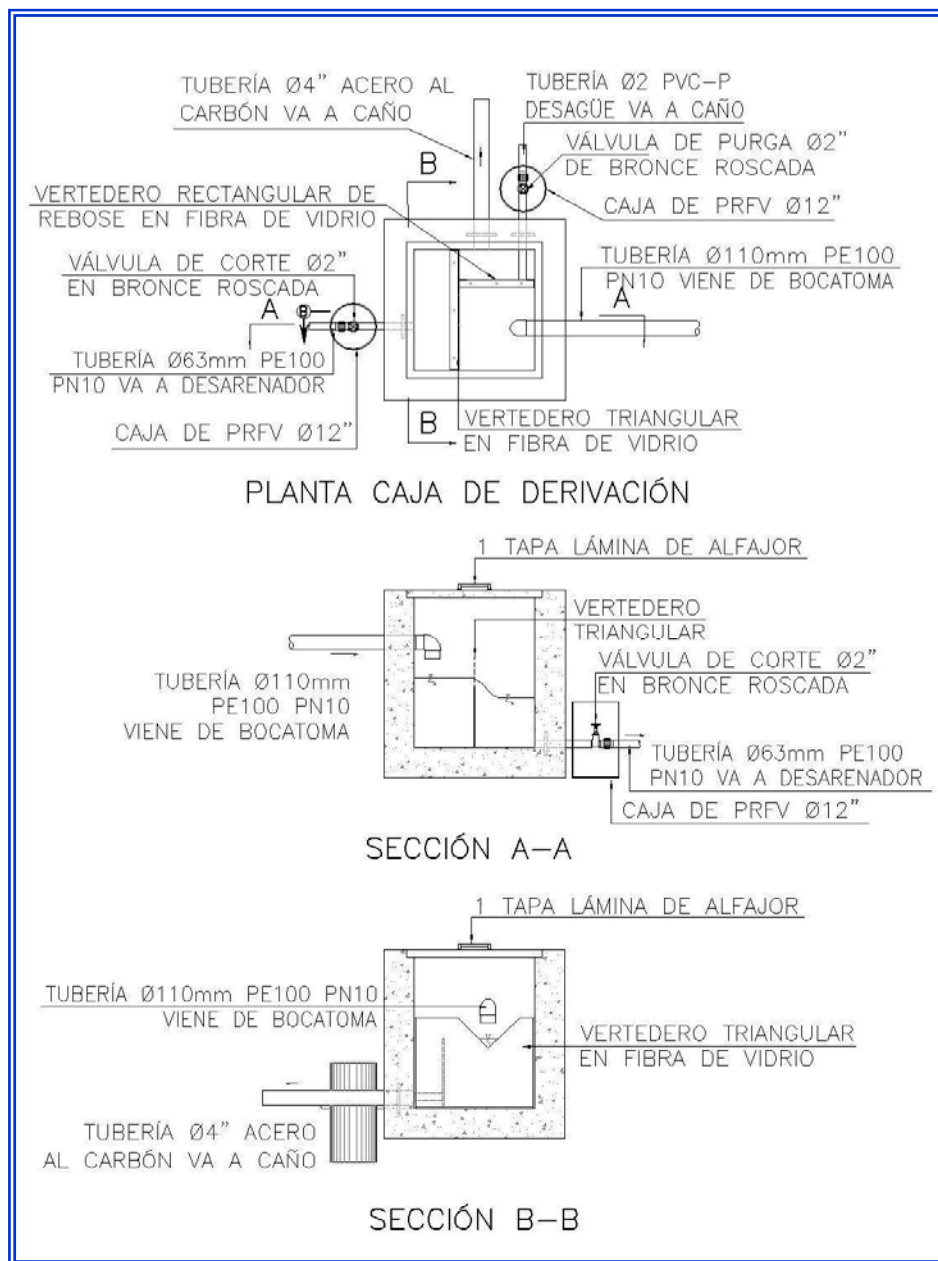


FIGURA N°5. CAJA DE DERIVACIÓN PROYECTADA



4.2.3 Línea de aducción

Para satisfacer las demandas actuales y futuras del sector, se hace necesario la proyección de la nueva línea de aducción de agua cruda desde la caja de derivación proyectada hasta el desarenador (sistema de pre tratamiento), esta tubería se proyecta ser instalada en tubería de Polietileno de alta densidad de Ø63mm con una longitud total de 22,13m, y cumpliendo con las condiciones hidráulicas propias de tuberías de flujo a presión (Ver FIGURA N°6).

La selección de este diámetro se determinó con base en las recomendaciones propuestas en el RAS 2000 modificado por la Resolución 0330/2.017, el cual sugiere que para aducciones o conducciones que trabajen a presión el diámetro nominal deberá ser mínimo de 50mm.

En cuanto al material se escogió polietileno debido a sus múltiples ventajas, entre ellas, su flexibilidad que le confiere la capacidad de absorber movimientos de tierra, propios de zonas que presenten pendientes altas, igualmente su facilidad de manipulación permite que el proceso de instalación sea menos engorroso y más ágil, disminuyendo el tiempo destinado para esta actividad, otro aspecto importante es el hecho de que al ser un material muy elástico no es necesario utilizar codos de 11,25° y 22,5°, lo que disminuye los costos finales.

Una vez seleccionado el material y el diámetro nominal de la tubería, se procedió a realizar el diseño hidráulico para la tubería con el fin de verificar que funcione adecuadamente y cumpla con todos los requerimientos hidráulicos, el diseño de esta tubería se muestra detalladamente en el ANEXO 8.2.

Según el diseño hidráulico de la línea de aducción se puede observar que la velocidad en la tubería es de 0,5m/s, valor que cumple con la recomendación de la Resolución 0330/2.017 Título 2, Capítulo 2, Artículo 56 para evitar que se presente sedimentación de las partículas a lo largo de la tubería, no obstante se debe tener en cuenta que el agua cruda antes de pasar por esta tubería se represa en la bocatoma y pasa por una caja de derivación donde se presenta sedimentación de las partículas más gruesas, además se proyecta en esta línea una válvula de purga ubicada antes de entrar al desarenador con el fin de hacer mantenimiento a la tubería y evitar este inconveniente.

Con el fin de verificar la resistencia de la tubería a sobrepresiones generadas por el golpe de ariete se calculó la sobrepresión teniendo en cuenta el material de la tubería y su diámetro correspondiente, como se muestra a continuación.

➤ Caudal a transportar	$Q = 1,13 \text{ L/s}$
➤ Velocidad del sonido en el agua	$V_w = 1,420.0 \text{ m/s}$
➤ Módulo de elasticidad del agua	$E_w = 20,670.0 \text{ Kg/cm}^2$
➤ Material de la tubería de aducción	PEAD
➤ Diámetro interno de la tubería de aducción	$\varnothing_i = 55,4 \text{ mm}$
➤ Espesor pared tubería de aducción	$e = 4,7 \text{ mm}$
➤ Módulo de elasticidad de la tubería	$E = 254,8 \text{ Kg/cm}^2$
➤ Velocidad del agua en la aducción	$V_i = 0,5 \text{ m/s}$
➤ Aceleración de la gravedad	$g = 9,81 \text{ m/s}^2$
➤ Velocidad de la onda de presión	$V_p = 5,6 \text{ m/s}$



Diagnóstico, Evaluación, Diseños y Estudios
Referentes a Agua Potable y Saneamiento Básico, En
Las Diferentes Comunas y Corregimientos del
Municipio de Medellín



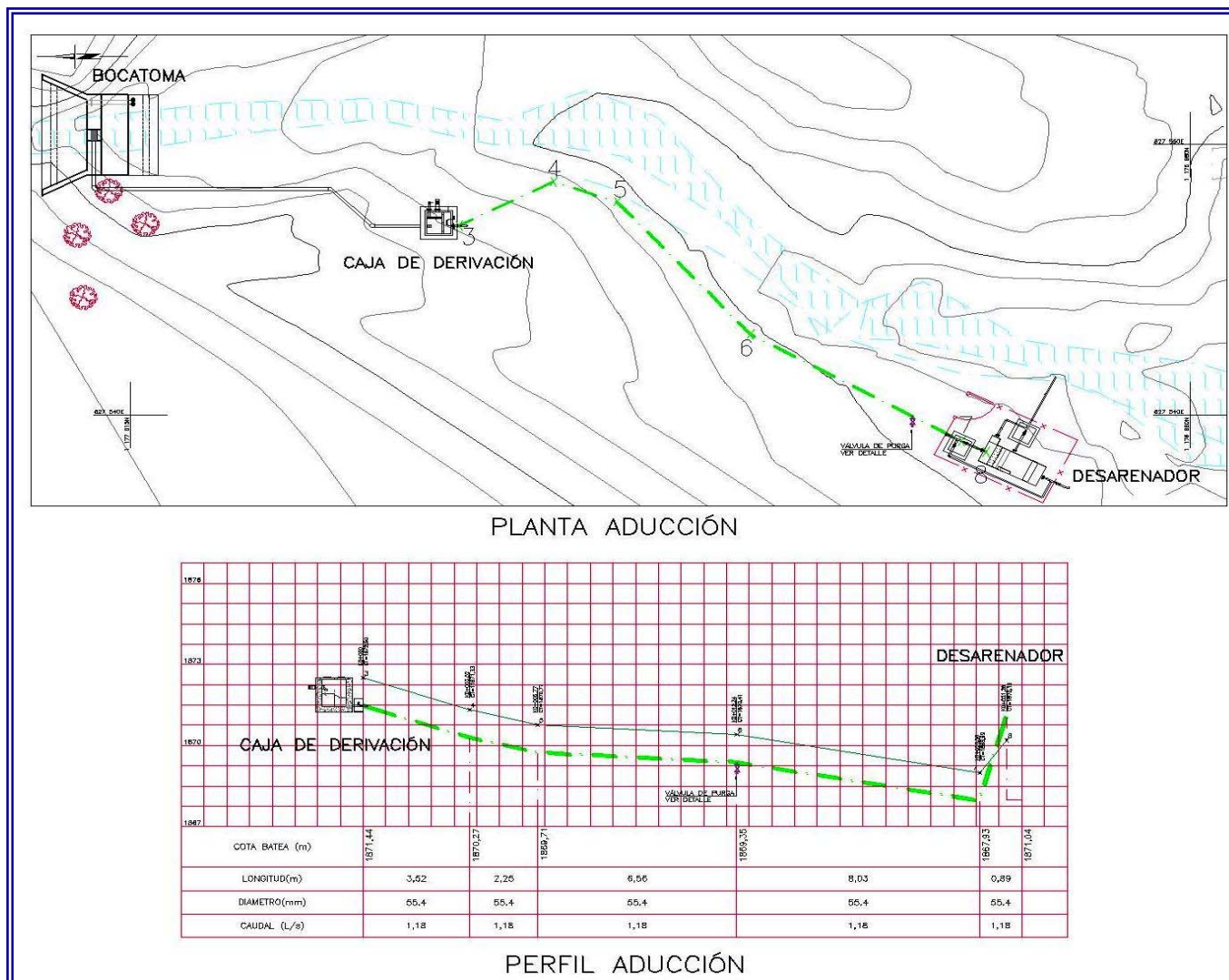
Alcaldía de Medellín
Cuenta con vos

CONTRATO N° 4600071157/2017

- Sobrepresión por golpe de ariete $S = 0,3 \text{ m.c.a.}$
- Altura estática más desfavorable $h_i = 3,5 \text{ m.c.a.}$
- Presión cuando ocurra golpe de ariete $P = 3,8 \text{ m.c.a.}$

La tubería seleccionada la cual corresponde a polietileno de alta densidad tiene una resistencia de 145,04 PSI equivalente a 101,98 m.c.a (PN 10) lo cual garantiza que en el momento de una sobrepresión por el cierre brusco de una válvula, esta tendrá la capacidad de soportar dicho fenómeno sin poner en riesgo la continuidad del sistema.

FIGURA N°6. LINEA DE ADUCCIÓN PROYECTADA



4.3 SISTEMA DE PRETRATAMIENTO - DESARENADOR

Con el fin de remover los materiales gruesos y algunos finos transportados en el agua captada a través de la bocatoma, y también para evitar la entrada de partículas indeseables que pueden disminuir la eficiencia de las operaciones realizadas en la Planta de Potabilización proyectada; se proyecta un desarenador en poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV) el cual estará ubicado aproximadamente a 24m de la bocatoma al margen de la quebrada La Isabela sobre la cota 1.870,50msnm.

En la FIGURA N°7 se muestra la estructura proyectada, en el ANEXO 8.3. se muestra el diseño de la estructura, el cual se presenta a continuación en forma resumida.

4.3.1 Parámetros de diseño

Según el RAS 2000 y la Resolución 0330/2.017 que lo modifica se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones.

- Caudal de diseño: El desarenador debe tener una capacidad hidráulica igual al caudal máximo diario (QMD). (Resolución 0330/2.017 Título 2, Capítulo 2, Artículo 47, Parágrafo 1).
- Relación dimensiones de la estructura: Se recomienda que la relación entre la longitud útil del desarenador y la profundidad efectiva para almacenamiento de arena sea 10 a 1. (Sugerido en el RAS/2000 Título B, Literal B.4.4.6.4).
- Profundidad de la tolva de arenas: La profundidad efectiva para el almacenamiento de arena en el desarenador debe estar comprendida entre 0,75 m y 1,50 m; aunque también puede ser que la altura de la tolva sea igual a la altura útil de la estructura. (Sugerido en el RAS/2000 Título B, Literal B.4.4.6.4).
- Sistema de evacuación de arenas: El dispositivo para la evacuación de arenas debe tener una pendiente superior del 10% para obtener una eficiente evacuación del producto desarenado (Resolución 0330/2.017 Título 2, Capítulo 2, Artículo 55).
- Rebose y limpieza: Dichos dispositivos deben conectarse a una tubería o canal de descarga cuyo diámetro o ancho sea como mínimo de 25 cm y/o tener una pendiente superior al 2% (Sugerido en el RAS/2000 Título B, Literal B.4.4.6.6)
- Velocidad de sedimentación: La relación entre la velocidad horizontal y la velocidad de sedimentación de las partículas a remover, debe ser menor de 20 (Resolución 0330/2.017 Título 2, Capítulo 2, Artículo 55)
- Tratamiento posterior a la desarenación: Para aguas sometidas a tratamiento posterior, la velocidad horizontal máxima en el desarenador debe ser inferior a 0,25 m/s. Se requiere prever la eliminación de partículas con diámetro mínimo 0,1 mm. (Resolución 0330/2.017 Título 2, Capítulo 2, Artículo 55).
- Peso específico de las partículas: El peso específico de las arenas a remover en el desarenador, será 2,65 g/cm³ (Resolución 0330/2.017 Título 2, Capítulo 2, Artículo 55)

- Pantalla deflectora de flujo: La velocidad a través de los orificios no exceda de 0,20 m/s (Acueductos. Teoría y Diseño, Corcho Romero, Freddy Hernán Pág 187 Numeral 4.2.2)

4.3.2 Datos de entrada

- Caudal máximo diario QMD=1,13L/s
- Caudal de diseño Q=1,13L/s
- Temperatura media del agua T°= 18°C
- Viscosidad absoluta del agua $\mu=0,011\text{g/cm-s}$
- Viscosidad cinemática del agua $\nu=0,011\text{cm}^2/\text{s}$
- Diámetro de la partícula adoptado $\phi_p= 0,075\text{cm}$
- Eficiencia de Remoción Er= 87,5%
- Aceleración de la gravedad $g=981\text{cm/s}^2$
- Peso específico de la arena $\rho_s= 2,65\text{g/cm}^3$
- Peso específico del agua $\rho_a= 1\text{g/cm}^3$

4.3.3 Cálculos y resultado

Con los parámetros anteriores adoptados se realizó el cálculo de la velocidad de sedimentación necesaria para la remoción proyectada con dos expresiones diferentes (Stokes y Alten-Hazen):

Según Stokes tenemos:

$$V_s = \frac{g * (\rho_s - \rho_a) * \phi_p^2}{18\mu} = \frac{9.81 * (2.65 - 0.998) * 0.0075^2}{18 * 0.0106} = 0.477 \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

Ahora con la ecuación de Alten-Hazen se encuentra la velocidad de sedimentación a una temperatura de 18 °C, tomando como base la velocidad de sedimentación a 10°C, la cual es de 0,563cm/s:

$$V_{s(18^\circ\text{C})} = \frac{V_{s(10^\circ\text{C})} * (T^\circ + 23.3)}{33.3} = \frac{0.563 * (18 + 23.3)}{33.3} = 0.698 \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

Con los datos anteriores realizamos el promedio de ambos valores:

$$V_{sa} = \frac{V_s + V_{ST^o}}{2} = \frac{0.477 + 0.698}{2} = 0.588 \frac{cm}{s}$$

El dimensionamiento del desarenador se realizó con base en el cálculo anterior y los parámetros establecidos en RAS 2000 modificado por la Res. 0330/2.017.

TABLA N° 11.DIMENSIONAMIENTO DESARENADOR PROYECTADO

PARÁMETRO	VALOR
* Profundidad útil del desarenador; H	1,50 m
* Tiempo de sedimentación de la partícula ; t	255,2 s
* Grado del desarenador, según Flinn, Weston y Bogart	2
- Malos deflectores o sin ellos	1
- Deflectores Buenos	2
- Muy Buenos Deflectores	3
* Relación entre tiempo de det. Y tiempo de sedim. ; M	2,75
* Tiempo de detención hidráulica ; a	701,86 s
* Volumen de la zona de sedimentación ; V	0,79 m³
* Área útil superficial del desarenador ; As	0,53 m²
* Relación largo útil - ancho útil ; L / A	5
* Ancho útil del desarenador ; A	0,30 m
* Largo útil del desarenador ; L	1,50 m
* Ancho útil del Desarenador (adoptado) ; A	0,80 m
* Largo útil del desarenador ; L (adoptado) L	1,50 m

Para el dimensionamiento del desarenador se utilizó una relación largo/ancho (útil) de 5:1 y con el área superficial se encontró el ancho útil del desarenador, que para este caso fue de 0,3 metros, sin embargo esta medida es muy pequeña y no permite hacer el mantenimiento de la estructura razón por la cual se adoptó un ancho útil de 0,8 metros.

El desarenador se proyectará en PRFV de largo total de 2,1m, ancho 0,8 m y altura total de 2,05 m, conformado por los siguientes componentes:

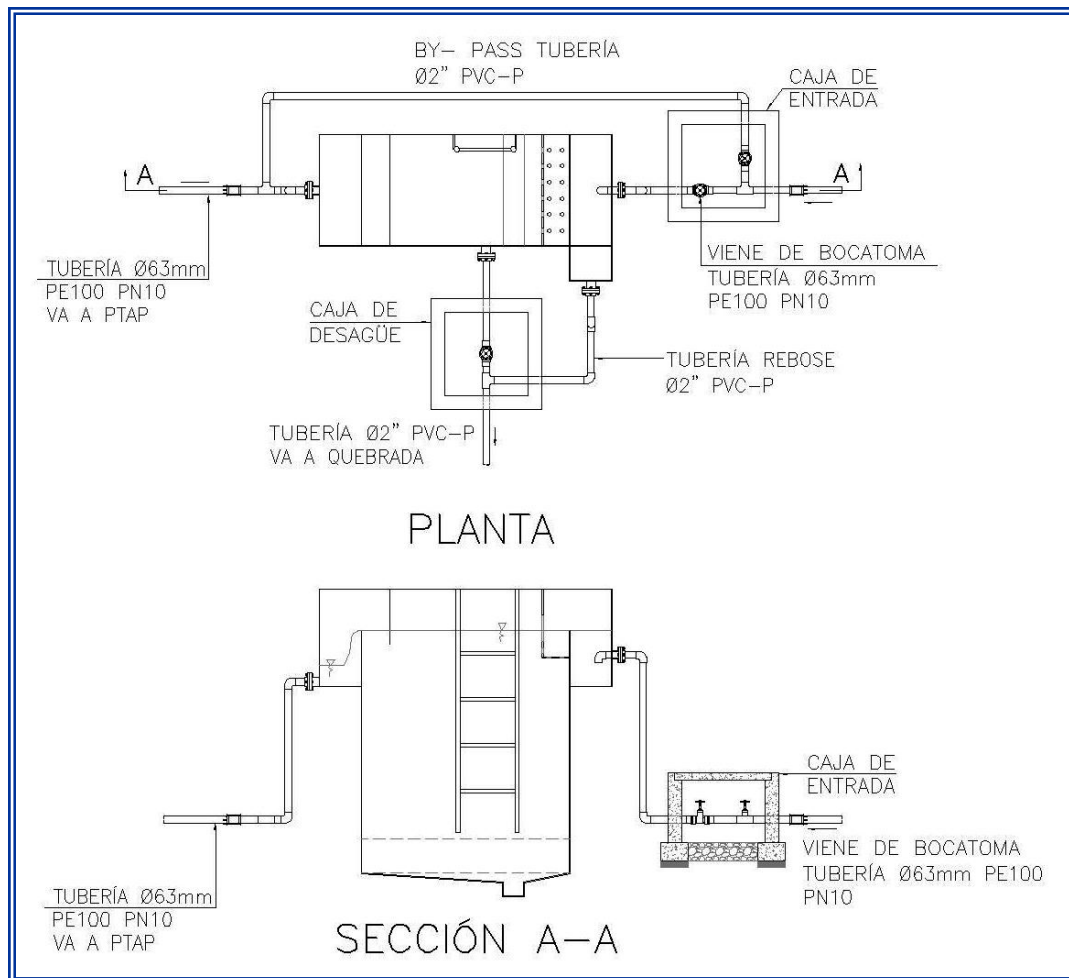
- Zona de entrada: El sistema de entrada será una cámara compuesta por un vertedero dispuesto a todo lo ancho de la estructura, además para los excesos de caudal, se instalará

un rebose en tubería, el cual tendrá capacidad para evacuar todo el caudal que ingresa al sistema. Por último, se instalará una tubería para el paso directo (by-pass) hacia la conducción, en el momento que el desarenador requiera labores de reparación o mantenimiento.

- **Vertedero de excesos:** Para evacuar el caudal excedente que pudiera llegar a la caja de entrada del desarenador en épocas de fuertes lluvias y aumento del nivel de la quebrada, que ocasiona un aumento del régimen de velocidad en la zona de sedimentación y con ello se disminuye su eficiencia, se proyectará un vertedero rectangular en una de las paredes paralelas a la dirección de entrada del flujo, utilizando la expresión de Francis para vertederos rectangulares de pared delgada sin velocidad de llegada y sin contracción. El vertedero de exceso se debe diseñar para evacuar la totalidad del caudal que transportar a línea de aducción cuando se dé la eventualidad de tener que evacuar toda el agua presente. Para tal fin se diseña un vertedero de 0,30m de ancho y 0,40m de profundidad con una tubería de Ø2 pulgadas de diámetro en el fondo para retornar el agua excedente a la quebrada y garantizar que el vertedero trabaje a flujo libre
- **Pantalla distribuidora de flujo:** se instalará con el fin de eliminar corto circuitos y distribuir el flujo uniformemente en toda el área del desarenador, la pantalla en PRFV tendrá dimensiones 21 orificios de Ø 0,75 pulgadas, cada uno con capacidad de transportar un caudal de 0,06 L/s a una velocidad de 0,2 m/s.
- **Zona de sedimentación:** Esta zona tendrá una dimensiones de 0,80 m de ancho, de 1,50m de largo y 1,50 m de alto medidos desde la lámina de agua hacia el fondo donde empieza la zona de almacenamiento de arena; cabe anotar que entre la zona de decantación y la zona de arenas no hay ninguna clase de pantalla o deflector que separe completamente cada zona, es decir; que la profundidad útil es un margen establecido y avalado por los parámetros de diseño del RAS/2000, modificado por la Resolución 0330/2.017. Contará hacia la salida de la zona de sedimentación con una pantalla de 0,40 m de alto y 0,8m de ancho, con el objetivo de prevenir la salida de natas y flotantes, ubicada a 0,20 m con respecto al vertedero de salida.
- **Zona de almacenamiento de arena:** almacenará las arenas que se remueven en el desarenador, tendrá una longitud de 1,5 m, ancho 0,8 m y altura de 0,25 m. Para la extracción de la arena se contará con una tubería de purga de Ø 2", la cual contará con una válvula de compuerta Ø 2".
- **Zona de salida:** La zona de salida se diseña de tal manera que permita un flujo constante, y mantenga la velocidad por debajo de la velocidad de arrastre (velocidad horizontal), con el fin de evitar la re suspensión de las partículas sedimentadas, tendrá una dimensión de 0,3 m de separación entre el vertedero y el muro, 0,4 m de largo y 0,7 de profundidad. La zona de salida contará con un vertedero rectangular en PRFV de ancho 0,80 m y una lámina de agua de 0,80 cm, y tubería de salida hacia el tanque de aquietamiento en PE 100 PN 16 Ø 63 mm, la cual garantiza que el vertedero trabaje a flujo libre.

Las memorias de cálculo detalladas acerca del diseño del desarenador se muestran en el ANEXO 8.3, y en la FIGURA N°7 se observa la configuración del desarenador proyectado.

FIGURA N°7. DESARENADOR PROYECTADO



4.4 LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA CRUDA

La tubería que transportará el agua desde el desarenador hasta la planta de tratamiento de agua potable fue diseñada bajo todos los criterios técnicos estipulados para tuberías que trabajan con condiciones hidráulicas de flujo a presión y teniendo en cuenta las recomendaciones del RAS 2000 modificado por la Resolución 0330/2.017.

Del diagnóstico del sistema de abastecimiento de agua cruda, se concluyó que no es posible conservar la tubería existente, razón por la cual la línea de conducción será reemplazada en su totalidad por tubería de polietileno de alta densidad (PE 100 PN10 RDE 17 Ø63mm) con una longitud de 356,76 metros (Ver FIGURA N°8).

Al igual que para la aducción en la selección del diámetro y del material influyeron aspectos importantes como los mencionados anteriormente, y que permiten reducir costos de instalación.

En el ANEXO 8.4 se observa el diseño hidráulico de la red de conducción de agua cruda donde se muestra que la velocidad del agua en la tubería es de 0,5 m/s, valor que cumple con la recomendación de la Resolución 0330/2.017 donde se sugiere una velocidad mínima de 0,50m/s para evitar que se presente sedimentación de las partículas a lo largo de la tubería, sin embargo se debe tener en cuenta que el agua cruda pasa previamente por un desarenador donde se remueven partículas con diámetro igual o mayor a 0,0075 cm donde se garantiza que la sedimentación que se presentará en el recorrido será mínima, además como medida de corrección se proyectó la instalación de una válvula de purga para limpieza y mantenimiento.

Por otro lado se proyecta la instalación de una válvula ventosa ubicada en el punto más elevado de la línea de conducción para evitar la generación de bolsas de aire.

En la TABLA N° 12 se observan las coordenadas donde se ubican las válvulas.

TABLA N° 12. UBICACIÓN DE LAS VÁLVULAS DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA CRUDA

Tipo de Válvula	Ø(pul)	Ubicación		
		Abscisa	Norte	Este
Ventosa	2	K0+216,36	1176855,99	827376,72
Purga	2	K0+307,08	1176809,50	827299,95
Total Válvulas				2

En el diseño hidráulico se verificó también la resistencia de la tubería a las sobrepresiones generadas por el golpe de ariete, para ello se calculó esta sobrepresión teniendo en cuenta el material de la tubería y su diámetro correspondiente, como se muestra a continuación.

- Caudal a transportar $Q = 1,13 \text{ L/s}$
- Velocidad del sonido en el agua $V_w = 1,420.0 \text{ m/s}$
- Módulo de elasticidad del agua $E_w = 20,670.0 \text{ Kg/cm}^2$
- Material de la tubería PEAD
- Diámetro de la tubería $\varnothing_i = 55,4 \text{ mm}$ (diámetro interno)
- Espesor pared tubería $e = 4,7 \text{ mm}$
- Módulo de elasticidad de la tubería $E = 254,8 \text{ Kg/cm}^2$
- Velocidad del agua $V_i = 0,5 \text{ m/s}$
- Aceleración de la gravedad $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- Velocidad de la onda de presión $V_p = 5,6 \text{ m/s}$
- Sobrepresión por golpe de ariete $S = 0,3 \text{ m.c.a}$



Diagnóstico, Evaluación, Diseños y Estudios
Referentes a Agua Potable y Saneamiento Básico, En
Las Diferentes Comunas y Corregimientos del
Municipio de Medellín



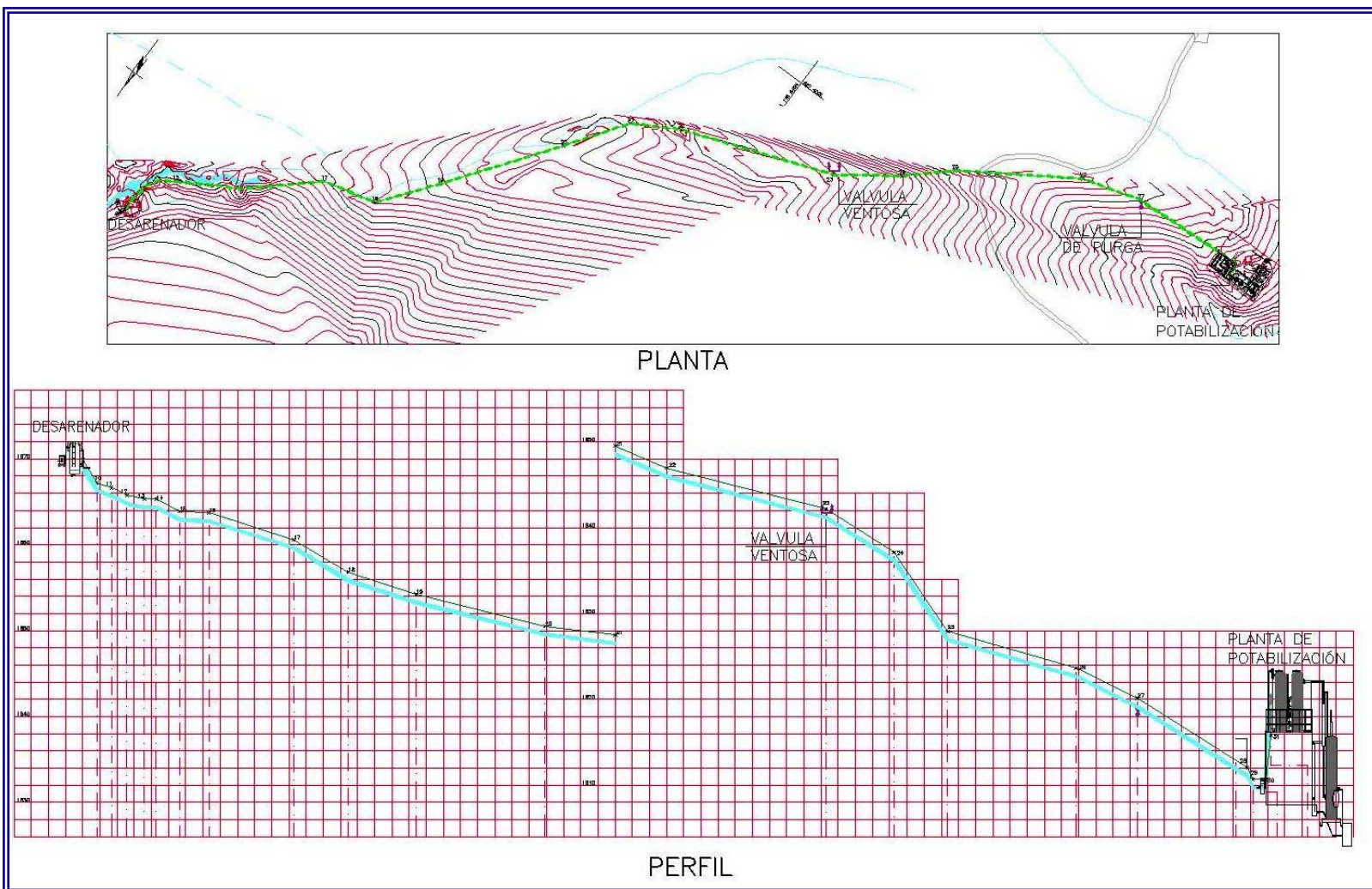
Alcaldía de Medellín
Cuenta con vos

CONTRATO N° 4600071157/2017

- Altura estática más desfavorable $h_i = 60,0 \text{ m.c.a.}$
- Presión cuando ocurra golpe de ariete $P = 60,3 \text{ m.c.a.}$

La tubería seleccionada la cual corresponde a polietileno de alta densidad (PE 100) tiene una resistencia de 10 bares (PN 10) equivalente a 101,98 m.c.a. lo cual garantiza que en el momento de una sobrepresión por el cierre brusco de una válvula, esta tendrá la capacidad de soportar dicho fenómeno sin poner en riesgo la continuidad del sistema.

FIGURA N°8. LINEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA CRUDA PROYECTADA



4.5 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE (PTAP)

Como primer paso para el diseño de la planta de Tratamiento de agua potable para el sector, fue necesario realizar un análisis de calidad del agua cruda y de este modo poder determinar qué clase de tratamientos requiere el agua para poder ser aprovechada como agua potable.

De este análisis se concluyó que el agua tiene buenas características físico químicas y microbiológicas, razón por la cual solo requiere tratamiento convencional, en el ANEXO 6.1 se muestran los resultados de dichos análisis.

En consecuencia con lo anterior se proyecta entonces un sistema de tratamiento que consta de las siguientes unidades: coagulación, floculación, sedimentación, filtración y cloración y adicionalmente dos unidades de secado para los lodos producidos en el proceso.

Sumado a esto, se contará con una caseta de operaciones dotada de los implementos necesarios para monitorear constantemente los parámetros del agua tratada y un sistema de medición del agua producida que facilitará las labores de facturación y manejo de pérdidas en el sistema, además contará con un desagüe interno hacia un caño aledaño.

La planta de tratamiento de agua potable será diseñada para un caudal de 1,13L/s y estará ubicada en la parte alta del sector lo que permite que el sistema trabaje por gravedad.

El recorrido del agua empieza en el proceso de coagulación que será realizado por medio de un dosificador de coagulante ubicado a la entrada de la planta, allí se realiza la mezcla rápida y posteriormente el agua es conducida hacia la unidad de floculación de manto de lodos, la cual es un módulo circular de 1,2 metros de diámetro y altura de 2,5 metros, de poliéster reforzado con fibra de vidrio. Seguidamente, el agua pasa hacia el sedimentador proyectado con las mismas dimensiones y en el mismo material del floculador. El floculador y el sedimentador estarán ubicados sobre la losa superior del tanque de almacenamiento.

Del sedimentador, el agua pasa por una tubería de 2" de diámetro de PVC-P hasta el filtro autolavante de dimensiones Ø0,8m y altura 3,5 metros, ubicado a un nivel más bajo sobre una losa de concreto, posteriormente el agua pasa al tanque de almacenamiento de agua potable por una tubería de PVC-P de 2" de diámetro, a la entrada del filtro se realiza la dosificación de Hipoclorito de sodio encargado de la desinfección del agua.

Para el tratamiento de los lodos producidos en las unidades de floculación y sedimentación se proyectan dos unidades de lechos de secado ubicados sobre una losa en concreto. A continuación se describen detalladamente cada una de las unidades que componen el sistema de tratamiento.

4.5.1 Sistema de entrada

El ingreso del agua cruda al sistema de potabilización consiste en tubería de Polietileno de alta densidad proveniente del desarenador, posteriormente se realiza una transición a tubería de PVC-P antes de entrar a una caja en concreto que contiene una válvula de cierre, la cual es la encargada de contralar el ingreso de agua cruda al sistema.

Después de la válvula de entrada a la Planta de tratamiento el agua se dirige por medio de tubería de PVC-P hasta un cilindro de 0,15m de diámetro y 0,65m de altura donde se realiza la dosificación y mezcla rápida del coagulante.

4.5.2 Dosificación del coagulante

Para la dosificación de coagulante, se utilizará una bomba dosificadora electromagnética de membrana la cual es utilizada con el fin de realizar una inyección precisa del producto químico, esta estará ubicada dentro de la caseta de operaciones, realizará la succión del producto químico de un tanque plástico ubicado en la parte externa de la caseta y la inyección se realiza por medio de una manguera flexible en el cilindro mencionado en el numeral anterior, ubicado a la entrada del floculador.

La bomba proyectada cuenta con 5 modos de operación que permite hacer variación del caudal del 20% al 100% y automatizar la dosificación, igualmente cuenta con control de potencia ajustable electrónicamente. En la FIGURA N°9 se muestra una bomba que cumple con las características de la bomba proyectada.

FIGURA N°9. BOMBA DOSIFICADORA DE QUÍMICOS



4.5.3 Sistema de floculación

La unidad de floculación estará compuesta por un cilindro circular construido en poliéster reforzado con fibra de vidrio de Ø1,20m y 2,5m de altura; en donde se llevará a cabo la floculación de manto de lodos. Para la recolección del agua floculada contará con una canaleta perimetral interna en fibra de vidrio y dientes de sierra. La unidad será diseñada para trabajar con un caudal de 1,13 L/s.

El RAS 2000 modificado por la Resolución 0330/2.017 no tiene parámetros de diseño para las unidades de floculación de manto de lodos, sin embargo para el diseño se tomó los parámetros de diseño de la ENOHSA.

4.5.3.1 Datos de diseño

* Caudal de diseño	Q=	1,13 L/s
* Horas de tratamiento al día	Tb=	24 h
* Numero de módulos	N=	1 un
* Caudal por módulo	q=	1,13 L/s
* Dosis de coagulante	D=	10 mg/L
* Concentración del lodo deseado	C=	10 %
* Densidad del floculo deseado	rf=	1001 kg/m ³
* Carga superficial	Cs=	4,0 m/h
* Profundidad útil de la cámara	h=	2,00 m
* Temperatura	T=	18 °C
* Tiempo de floculación	t=	15 min
* Gravedad	g=	9,81 m/s ²
* Peso específico del agua	r=	998,62 kgf/m ³
* Viscosidad Absoluta	m=	0,000108 kgf-s/m ²
* Viscosidad Absoluta	m=	0,001060 N-s/m ²
* Viscosidad Cinemática	n=	0,010615 cm ² /s

4.5.3.2 Cálculos y resultados

➤ Área requerida

$$A \text{ (m}^2\text{)} = \text{Caudal de diseño (m}^3\text{/h) / Carga superficial (m/h)}$$

* Área requerida	A=	1,02 m ²
* Diámetro del floculador	Øf=	1,14 m

* Diámetro del floculador adoptado $\varnothing_f = 1,20 \text{ m}$

La profundidad del floculador de manto de lodos es diferente según el tipo de unidad y suele estar entre 1m y 3m, cuanto mayor sea la altura del manto, mayor será la remoción de turbiedad (ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. "Teoría y Práctica de la Purificación del Agua", 3ra Edición, Editorial Mc.Graw-Hill, Santa Fé de Bogotá, 2.000, pág.264.).

Los tanques de manto de lodos frecuentemente se construyen con una forma tronco - piramidal o tronco - cónica (paredes con 60° de inclinación con la horizontal) con el objeto de que la velocidad del agua disminuya con la altura, (ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. "Teoría y Práctica de la Purificación del Agua", Tercera Edición, Editorial Mc.Graw-Hill, Santa Fé de Bogotá, 2.000, pág. 264.)

➤ Gradiente

$$G = \sqrt{\frac{\rho g}{\mu}} \times \sqrt{\frac{C}{1-C}} \times \frac{\rho_f - \rho}{\rho} \times C_s$$

Carga superficial C_s en m/s

Viscosidad Absoluta μ en Ns/m^2

$$G = 1,649 \text{ s}^{-1}$$

➤ **Comprobación; C x G x T**

Concentración (decimal) x gradiente (s-1) x tiempo floculación (s)

Comprobación **148,41 OK!! Buena eficiencia**

➤ **Diseño de las canaletas recolectoras de agua clarificada**

$$h = [73 \times (1,3Q) / b]^{2/3}$$

Número de canaletas por floculador (N_c) =	1 un
Caudal por cada canaleta; (q_c) =	1,13 l/s
Adoptar una canaleta de ancho; b =	15 cm
Factor de mayoración de caudal; K =	1,00
h_o =	3 cm
Altura vertedero alv=	5 cm
Borde libre bl=	7 cm
Adoptar una canaleta de altura; h_t =	15 cm
Longitud canaleta, L =	2,83 m
Ancho de vertederos =	10 cm
Número de veraderos =	14 cm
Espaciamiento =	10,2 cm

Lámina sobre vertedero = 2,0 cm

Verificación lámina de agua menor a altura de
vertedero **OK**

Carga en las canaletas recolectoras de agua clarificada, q/m

q/m = Caudal por canaleta/longitud de canaletas

$$q/m = 0,35 \text{ l/s-m}$$

No cumple Rango RAS/2000 : 1,67 - 3,33 L/s-m

Se utilizará una canaleta perimetral diente de sierra en poliéster reforzado con fibra de vidrio de 15 cm de ancho por 15 cm de alto para recolectar el agua clarificada y entregarla hacia el sedimentador.

Se tiene una carga superficial por longitud de canaleta de 0,35 l/s-m, la cual es menor que la carga mínima recomendada en el RAS 2000.

Al tener una recolección perimetral se alcanza una mayor longitud de recolección del agua, lo que disminuye la carga, esto no implica un mal diseño de la canaleta, simplemente significa que esta trabajará con una carga más baja y podrá trabajar con un caudal mayor sin que se ahogue.

➤ Diseño del orificio de entrega al sedimentador

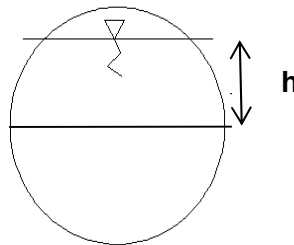
Con el fin de determinar la altura de la lámina de agua del orificio que entregará al sedimentador se utilizará el concepto de orificio sumergido, aplicando la siguiente fórmula:

$$Q = C_d \times A (2 \times g \times h)^{0,5}$$

Despejando h en función de las demás variables se tiene:

$$h = [(Q / (C_d \times a))^2 / 2g]$$

Cd	=	0,6 Adoptado
Diámetro orificio	=	4,0 pulg
Área del orificio	=	0,008 m ²
Q	=	1,13 L/s
g	=	9,81 m/s ²



$$h = 0,0028 \text{ m}$$

Al utilizar una tubería de Ø 4pulg para conectar el floculador con el sedimentador, se genera una lámina de agua desde el centro de la tubería de 0,003m por lo que se garantiza que la tubería seleccionada permita el paso de este caudal.

➤ **Gradiente a la entrada de un orificio**

$$G = (f \times V^3 / (n \times 8 \times R))^{1/2}$$

* Diámetro orificio	Ø=	4,0 pulg
* Velocidad en el orificio	V=	0,12 m/s
* Temperatura del agua	T=	18 °C
* Viscosidad	n=	0,0106 cm ² /s
* Gradiente	G=	18,66 s ⁻¹

➤ **Número de Reynolds, Re**

$$Re = \frac{V \times e}{\nu}$$

Donde:

V= Velocidad en el orificio en cm/s

e= Diámetro del orificio en cm

n= Viscosidad cinemática en cm²/s

$$Re = 11806,2$$

➤ **Estabilidad de los flóculos; S**

$$S = G_p \times Re^{-0.5}$$

Donde:

Gp = Gradiente instantáneo en el pase

Re = Número de Reynolds

S= 1,72E-01

OK, Cumple ENOHSA Numeral 5

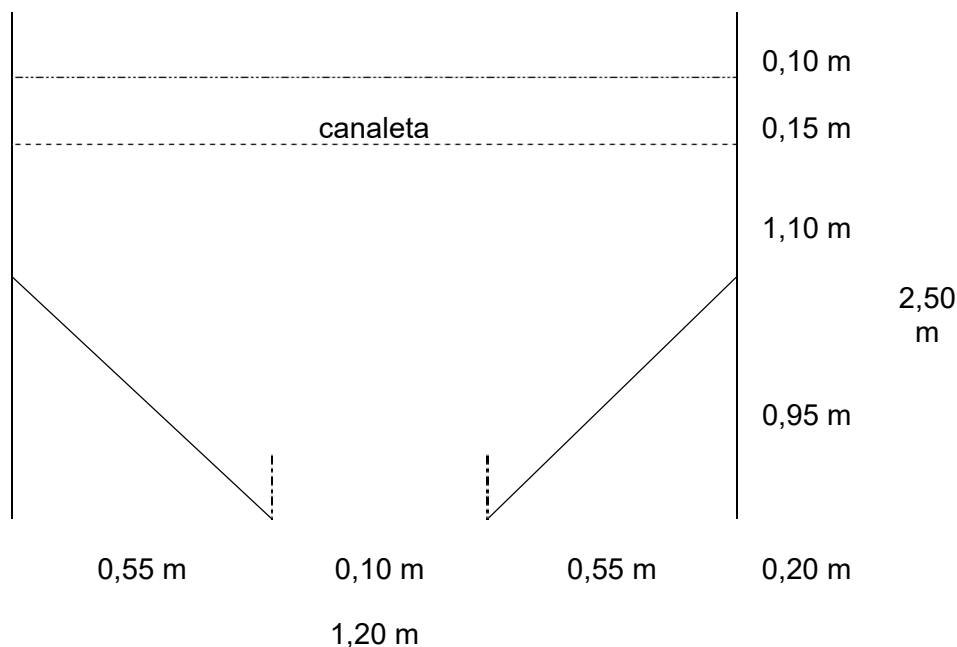
➤ **Dimensiones del floculador**

Diámetro tubería de entrada	Øt =	4 plg
Área tubería	At =	0,008 m ²
Velocidad	V =	0,12 m/s
Angulo de la tolva	Ang =	60 °
1/2 base floculador	C =	0,55 m
Altura tolva	Alt tol =	0,95 m
Volumen tolva	V tol =	0,39 m ³
Volumen cilindro (lodos)	V cil =	1,08 m ³
Tiempo de detención cono	Tcono =	6,53 min
Altura sobre el cono	Alt c =	0,51 m
Altura adicional	Alt adc =	0,59 m
Altura total sobre el cono	Alt total =	1,10 m
Altura cono sobre el fondo	Alt sf =	0,20 m
Altura canaleta	Alt canal =	0,15 m
Borde libre	Bl =	0,10 m
Altura floculador	Alt floc =	2,50 m

Se instalará un floculador de 2,50 metros de altura y diámetro igual a Ø1,2 metros.

➤ Volumen de almacenamiento de lodos

Volumen de almacenamiento de lodos = 0,34 m³



➤ Exceso de lodo producido

Como antecedente se tiene que Hudson (1965), estimó que (1) un gramo de Sulfato de Aluminio produce $21,8 \times 10^{-3} \text{ cm}^3$ de lodo, por consiguiente se tiene entonces que para el caudal que se espera tratar se produce:

$$\text{Lodos (q)} = 21,8 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{d} \times \text{QMD} \times \text{Dosis}$$

* Lodos (q) q= 0,0078 m³/d

➤ Caudal de purga: qe

$$q_e = C_d \times a \times (2 \times g \times h)^{1/2}$$

* Coeficiente de descarga

Cd=

0,6

* Diámetro del orificio

Øo=

2,00 pulg

* Área del orificio	a=	0,0020 m ²
* Gravedad	g=	9,81 m/s ²
* Carga hidráulica sobre el orificio	h _o =	2,25 m
* Caudal descargado	Q _e =	0,008 m ³ /s
* Caudal descargado	Q _e =	8,1 L/s
* Duración de la descarga:	t=	42,32 seg

➤ Frecuencia de purga: T_p

$$T_p = \text{Volumen de lodos (m}^3\text{)} / \text{exceso de lodos (m}^3\text{/d)}$$

* Frecuencia de purga: 43,60 horas

1,82 días

Lo anterior indica que el floculador proyectado debe ser purgado cada 2 días; sin embargo por facilidad de operación y mantenimiento de las estructuras de la PTAP, se escoge el menor tiempo de purga entre el floculador y el sedimentador y este será el tiempo para ambas estructuras

* Frecuencia de purga final: 1,82 días

➤ Tiempo de vaciado del floculador

Debido a la eventual necesidad de desocupar por completo el floculador, a causa de actividades de limpieza, reparación o mantenimiento; se realizará a continuación el diseño del orificio de vaciado y desagüe, utilizando la siguiente expresión:

$$T = [(2 \times A \times (h)^{1/2}) / (m \times a \times (2 \times g)^{1/2})]$$

$$A = [L \times b]$$

$$a = [(p \times \varnothing^2) / 4]$$

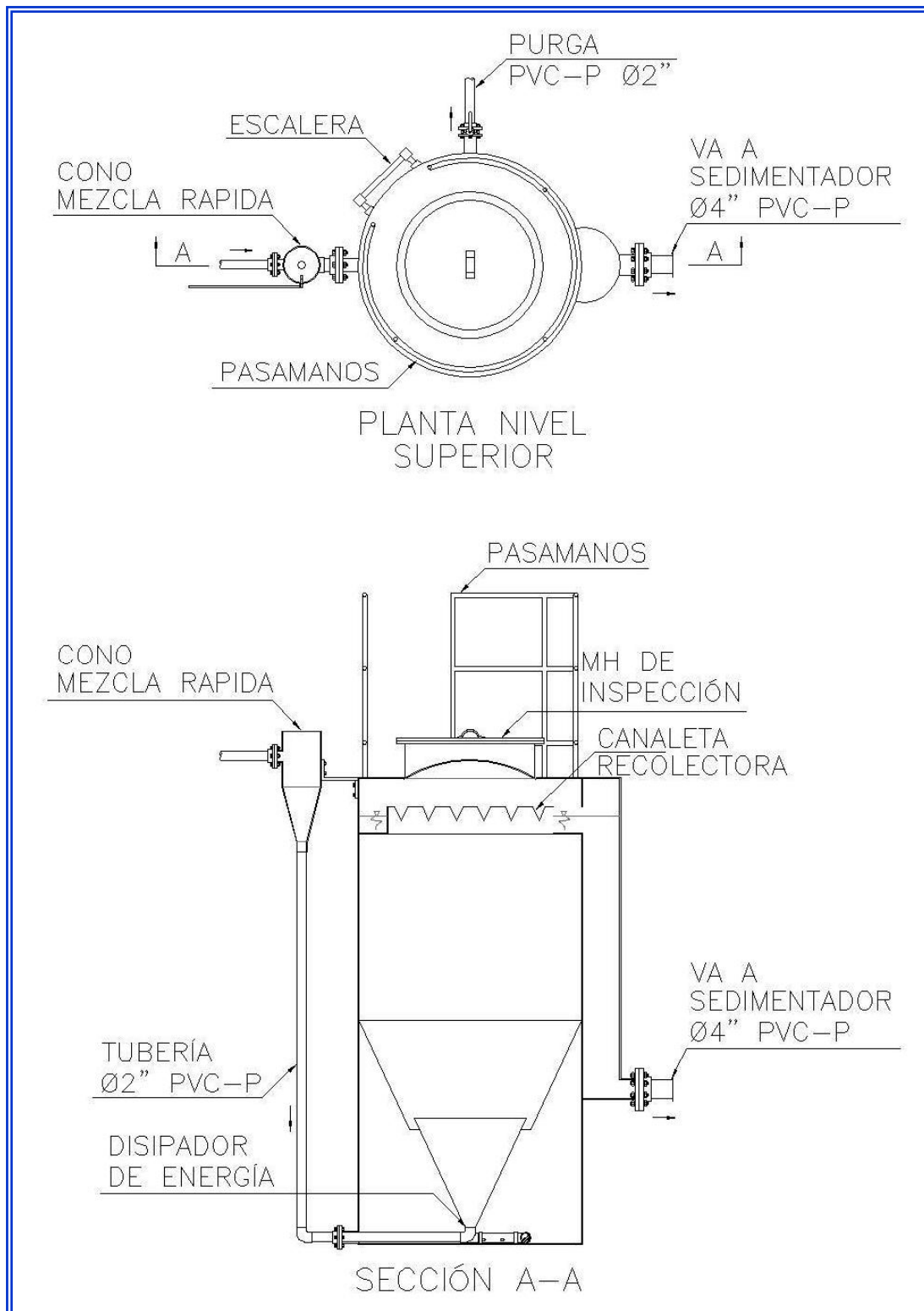
* Área superficial del floculador	A =	1,1 m ²
* Constante de la ecuación	m =	0,55
* Aceleración de la gravedad	g =	9,81 m/s ²
* Tiempo de vaciado del floculador	T =	0,20 h

Cumple Literal B.9.4.10 del RAS/2.000, T < 8 horas

La extracción de lodos del floculador se realizará por medio de una tubería de PVC-P de Ø2 pulgadas y una válvula mariposa de Ø2 pulgadas.

En la FIGURA N°10 se muestra un esquema del floculador de manto de lodos proyectado y en el ANEXO 8.5.1 se muestra detalladamente el diseño hidráulico.

FIGURA N°10. FLOCULADOR DE MANTO DE LODOS PROYECTADO



4.5.4 Sistema de sedimentación

El agua proveniente de la floculación pasará al sistema de sedimentación de alta tasa con panales plásticos de decantación acelerada, de sección circular, con $\varnothing$ 1,20 m y altura total de 2,50 m, será en PRFV, proyectado para tratar un caudal de 1,13 L/s.

El ingreso del agua al sedimentador se realizará por medio de un múltiple distribuidor de PVC-P de $\varnothing$ 4", el agua tratada se recolectará en una canaleta perimetral diente de sierra de 0,15m de ancho por 0,15m de alto y para la extracción de lodos se instalará una tubería de PVC-P de $\varnothing$ 3", a la cual estará adosada una válvula tipo mariposa $\varnothing$ 3".

Para el dimensionamiento de la unidad de sedimentación se tuvo en cuenta las siguientes consideraciones según lo consignado en la resolución 0330 de 2.017.

Carga superficial-Tiempo de retención-Velocidad sedimentación: (Resolución 0330 de 2017. Art 113).

Tipo de sedimentador	Carga superficial (m ³ /m ² /d)	Tiempo de retención hidráulica (min)	Velocidad Crítica sed (cm/s)
Módulos angostos L=0.6 m	100-110	10-20	15-30
Módulos angostos L=1.2 m	120-185		
Módulos profundos L>1.2 m	200-300		

De acuerdo al tipo de módulo, la tasa de sedimentación se afectará por el factor indicado en la tabla:

Tipo de módulo	Factor de forma
Placas plantas paralelas	1
Tubos circulares	4/3
Tubos cuadrados	11/8
Tubos ondulados	1,3
Otras secciones tubulares	1.33 - 1.42

4.5.4.1 Obtención de la tasa de rebose (ascenso)

Según el fabricante de los módulos plásticos de sedimentación acelerada; en áreas con temperatura del agua normalmente superior a 10°C, sin exceder una rata de ascenso de 6,1 m³/m²-h, en el área total del tanque, se puede aplicar lo siguiente:

$$R = [Qd / At]$$

- * Rata de rebose ; $R = (m^3/m^2-h)$
- * Caudal de diseño ; $Qd = (l/s)$
- * Área superficial del tanque ; $At = (m^2)$

RATA (m ³ /m ² -h)	TURBIEDAD (U.N.T.) ⁽¹⁾
4,9	1 a 3
7,3	3 a 7
9,8	5 a 10
(1): Hace referencia a la turbiedad del efluente del sedimentador.	

Adoptando una Rata de rebose de 3,6 m³/m²-h; de acuerdo a resultados encontrados experimentalmente, se tiene:

* Rata de rebose	R=	3,6 m ³ /m ² -h	Experiencia de sistemas existentes y en operación exitosa.
* Caudal de diseño	Qd=	1,13 l/s	
* Área sup. Tanque	At=	1,13 m ²	

Adoptando una estructura circular se tiene entonces un diámetro de:

$$\varnothing_s = (4 * At / P)^{0,5}$$

* Diámetro del cilindro	$\varnothing_s =$	1,20 m
* Diámetro del cilindro adoptado	$\varnothing_s =$	1,20 m
* Perímetro del cilindro	$P_s =$	3,77 m

* Altura Útil Sedimentador	h= 2,25 m
* Borde libre	Bl= 0,20 m
* Altura total del sedimentador	H= 2,50 m

Se instalará un sedimentador de 2,5 metros de altura y diámetro igual a 1,2 metros.

4.5.4.2 Diseño del sistema de distribución de flujo tipo Hudson

* Diámetro sedimentador	Øs=	1,20 pulg
* Diámetro múltiple	Øm=	4,00 pulg
* Area del múltiple	Am=	0,0081 m ²
* Caudal sedimentador	Øs=	1,13 l/s
* Espaciamento	e=	0,125 m
* N° de orificios	No=	10 un
* Diámetro Orificio	Ø1=	3,14 pulg
* Diámetro Orificio	Ø1=	3,00 pulg
* Area de Orificios	A1=	0,0046 m ²
* Viscosidad Cinemática	n=	0,01061 cm ² /s

➤ Gradiente en orificio de entrada

$$*G = (f \times V^3 / (n \times 8 \times R))^{1/2}$$

$$V = 0,13 \text{ m/s}$$

$$G = 22,41 \text{ s}^{-1}$$

Donde:

* f: coeficiente que variar entre 0,020 y 0,04

* ν : Viscosidad cinemática (cm²/s)

* v : velocidad del flujo en los orificios (cm/s)

* R: radio medio hidráulico, para orificio es d/4 (cm)

*ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. "Teórica y Práctica de la Purificación del Agua", Tercera Edición, Editorial Mc.Graw-Hill, Santa Fé de Bogotá, 2.000, pág. 297.

- Primera iteración

No. ORIFICIOS	VLi	QLi	QM	VMi	(VMi/VLi) ²	Bi	(1/Bi) ^{1/2}	Grad.
POR LADO	m/s	l/s	l/s	m/s				(s ⁻¹)
1	0,012	0,113	1,13	0,14	126,56	213,06	0,07	1,94
2	0,012	0,113	1,02	0,13	102,52	172,90	0,08	1,94
3	0,012	0,113	0,90	0,11	81,00	136,97	0,09	1,94
4	0,012	0,113	0,79	0,10	62,02	105,27	0,10	1,94
5	0,012	0,113	0,68	0,08	45,56	77,79	0,11	1,94
6	0,012	0,113	0,57	0,07	31,64	54,54	0,14	1,94
7	0,012	0,113	0,45	0,06	20,25	35,52	0,17	1,94
8	0,012	0,113	0,34	0,04	11,39	20,72	0,22	1,94
9	0,012	0,113	0,23	0,03	5,06	10,15	0,31	1,94
10	0,012	0,113	0,11	0,01	1,27	3,81	0,51	1,94
SUMA		1,13					1,79	

- Segunda iteración

No. ORIFICIOS	VLi	QLi	QM	VMi	(VMi/VLi) ²	Bi	(1/Bi) ^{1/2}	Grad.
POR LADO	m/s	l/s	l/s	m/s				(s ⁻¹)
1	0,005	0,043	1,13	0,14	863,63	1443,96	0,03	0,46
2	0,005	0,048	1,09	0,13	648,22	1084,22	0,03	0,54
3	0,006	0,054	1,04	0,13	469,13	785,15	0,04	0,64
4	0,007	0,062	0,98	0,12	324,06	542,88	0,04	0,78
5	0,008	0,072	0,92	0,11	210,48	353,20	0,05	0,98
6	0,009	0,085	0,85	0,11	125,57	211,41	0,07	1,28
7	0,012	0,106	0,77	0,09	66,18	112,22	0,09	1,76
8	0,015	0,139	0,66	0,08	28,67	49,58	0,14	2,64
9	0,022	0,198	0,52	0,06	8,77	16,34	0,25	4,50
10	0,035	0,323	0,32	0,04	1,27	3,81	0,51	9,39
SUMA		1,13					1,25	

El gradiente de los orificios no debe superar el gradiente de entrada del distribuidor OK Cumple

Se debe instalar un múltiple distribuidor de flujo de Ø 4 pulg en el sedimentador, perforado con 10 orificios de Ø 3pulg por cada lado, formando un ángulo de 180° entre ellos, espaciados cada 12,5 cm centro a centro. El múltiple debe ir sellado en el extremo final.

4.5.4.3 Diseño del sistema extractor de lodos

➤ Producción de lodos en la planta

Con el fin de estimar la producción de lodo en la unidad de sedimentación, se tiene en cuenta el color y la turbiedad del agua cruda, sumado a la dosis de coagulante usada en la mezcla rápida; cuando se tiene un óptimo proceso de floculación de manto de lodos, la mayor cantidad de lodos se genera en la unidad de sedimentación, mientras que en el floculador no se presenta una acumulación significativa de lodos, razón por la cual se estipula que el 100% de la producción de lodos de la planta se da en el sedimentador. A continuación se muestra el cálculo de la producción de lodos:

• Datos para el diseño

* Caudal de diseño	$Q_D =$	1,13 L/s
* Dosis de coagulante (sulfato líquido)	$D =$	10 mg/l
* Turbiedad en el agua cruda	$T =$	2,89 U.N.T
* Color presente en el agua	$Ca =$	20,0 U.C.
* Concentración de lodos	$C =$	10 %
* Densidad del lodo	$L =$	10 Kg/m ³
* Tasa superficial	$K =$	12 m ³ /m ² /d

• Consideraciones teóricas para el estimativo

* Una unidad de turbiedad, equivale a 1,0mg/l de S.S.:	1 U.T = 1,0mg/l S.S.
* Diez unidades de color, equivalen a una unidad de turbiedad:	10 U.C. = 1 U.T.
* Un Kg de coagulante, equivale a 1/3 de Kg de S.S	1 Kg Coagulante = 1/3 Kg S.S.

generados:

- **Estimativo de la producción de lodos**

Se tendrán en cuenta los lodos producidos por la presencia de turbiedad y color en el agua cruda, además de los generados por la adición de coagulante (Sulfato de aluminio).

- **Sólidos producidos por color y turbiedad (S.S.T,C)**

$$S.S.T,C = Q_D \times (T + Ca)$$

$$S.S.T,C = 0,41 \text{ Kg/d}$$

- **Sólidos producidos por adición de coagulante (S.S.C)**

$$S.S.C = Q_D \times D$$

$$S.S.C = 0,29 \text{ Kg/d}$$

Sólidos totales producidos (S.S.T)

$$S.S.T = S.S.T,C + S.S.C$$

$$S.S.T = 0,70 \text{ Kg/d}$$

Caudal de lodos producidos diariamente (QP)

$$Q_P = S.S.T / L$$

$$Q_P = 0,07 \text{ m}^3/\text{d}$$

- **Lodo producido en el Sedimentador: q**

$$q = 0,07 \quad \text{m}^3/\text{d}$$

➤ Volumen de almacenamiento de lodos adoptado

Para hallar la cantidad de lodo que se puede almacenar en el sedimentador, se tendrá en cuenta que éste contará con una altura adoptada para almacenar lodos de 0,25 m y un diámetro de 1,2m, por lo que tendrá la capacidad de almacenar 0,28m³, como se muestra a continuación.

* Volumen de almacenamiento de lodos del sedimentador	VI=	0,28 m ³
* Número de sedimentadores	Ns=	1 un
* Volumen total de almacenamiento de lodos	Vt=	0,28 m ³

➤ Diámetro de la tubería de extracción de lodos

Se adopta un sistema con un múltiple perforado en el fondo del sedimentador, el cual incluye válvula de apertura y cierre rápido para su evacuación.

Longitud múltiple extractor	L =	2,16 m
* separación de orificios	sep =	0,125 m
* Altura de la lámina de agua en el sedimentador	h =	2,25 m
* Número de orificios	No =	17 un
* Diámetro de los orificios	Ø _{or} =	½ pulg
* Separación entre orificios	Xr =	0,125 m
* Velocidad de arrastre de sólidos	Va =	2,00 m/s
* Ancho de la zona de influencia	X =	0,128 m
* Verificación de la relación: $X > X_r$	OK, cumple verificación $X > X_r$	
* Diámetro del múltiple	Ø _M =	3,29 pulg
* Diámetro del múltiple adoptado	Ø _M =	3,0 pulg
* Suma de áreas de los orificios	At =	21,89 cm ²
* 50% del área de múltiple	50% Am =	22,8 cm ²
* Suma áreas < 50% área múltiple	OK, cumple	

Se debe instalar un múltiple extractor de lodos de Ø3 pulgadas en el sedimentador, perforado con 17 orificios de Ø0,5 pulgadas, espaciados cada 0,125 metros de centro a centro

➤ **Caudal evacuado por la tubería de purga del sedimentador (Qe)**

Debido a la eventual necesidad de desocupar por completo el sedimentador, a causa de actividades de limpieza, reparación o mantenimiento; se realizará a continuación el diseño del orificio de vaciado y desagüe, utilizando la siguiente expresión:

$$T = [(2 \times A \times (h)^{1/2}) / (m \times a \times (2 \times g)^{1/2})]$$

$$A = [L \times b]$$

$$a = [(p \times \varnothing o^2) / 4]$$

* Área superficial del sedimentador	A =	1,13 m ²
* Profundidad útil del sedimentador	h =	2,25 m
* Diám. del orificio de vaciado	Øo =	3,0 pulg
* Diám. del orificio de vaciado	Øo =	0,08 m
* Área del orificio de vaciado	a =	0,005 m ²
* Constante de la ecuación	m =	0,55
* Aceleración de la gravedad	g =	9,81 m/s ²
* Tiempo vaciado del sedimentador	T =	0,1 h

Cumple Literal B.9.4.10 del RAS/2.000, T < 8 horas

* Coeficiente de descarga	Cd =	0,6
* Caudal máximo descargado	Qd =	19,93 L/s

➤ Frecuencia de purga de lodos del sedimentador

Para estimar la frecuencia con la cual se debe purgar el sedimentador, se tendrá en cuenta la capacidad de almacenamiento y la producción de lodo generado. Para facilidad de operación del sedimentador se purga los lodos cuando esté en un 80% de su capacidad de almacenamiento.

* 80% del volumen almacenamiento de lodos en sedimentador	Vs=	0,23 m ³
* Producción de lodos en el sedimentador	Qp=	0,07 m ³ /d
* Frecuencia de purga del sedimentador	t=	4 días

Lo anterior indica que el sedimentador proyectado debe ser purgado cada 4 días; sin embargo por f operación y mantenimiento de las estructuras de la PTAP, se escoge el menor tiempo de purga entre el flo sedimentador y este será el tiempo para ambas estructuras

* Frecuencia de purga final: 1,82 días

➤ Tiempo de purga en el sedimentador (Ts)

Utilizando la siguiente expresión se calcula el tiempo necesario para purgar el lodo producido en el sedimentador; teniendo en cuenta el caudal instantáneo a evacuar y el volumen de lodo generado.

$$Q_e = V_s / t_p$$

* Caudal evacuado	Qe =	0,020 m ³ /s
* Volumen de lodos producidos	Vs =	0,28 m ³
* Tiempo de purga	t _p =	14 s = 0,23 min

Se tiene entonces que el tiempo de purga para este caudal, no debe superar los 14 segundos.

➤ Canaletas recolectoras de agua clarificada

La canaleta recolectora de aguas clarificadas tendrá las mismas especificaciones de la diseñada para el floculador.

$$h = [73 \times (1.3Q) / b]^{2/3}$$

Número de canaletas por floculador (Nc) = 1 un

Caudal por cada canaleta; (qc) = 1,13 l/s

Adoptar una canaleta de altura; ht = 15,0 cm

Adoptar una canaleta de ancho; b = 15,0 cm

➤ **Carga en las canaletas recolectoras de aguas clarificadas, q/m**

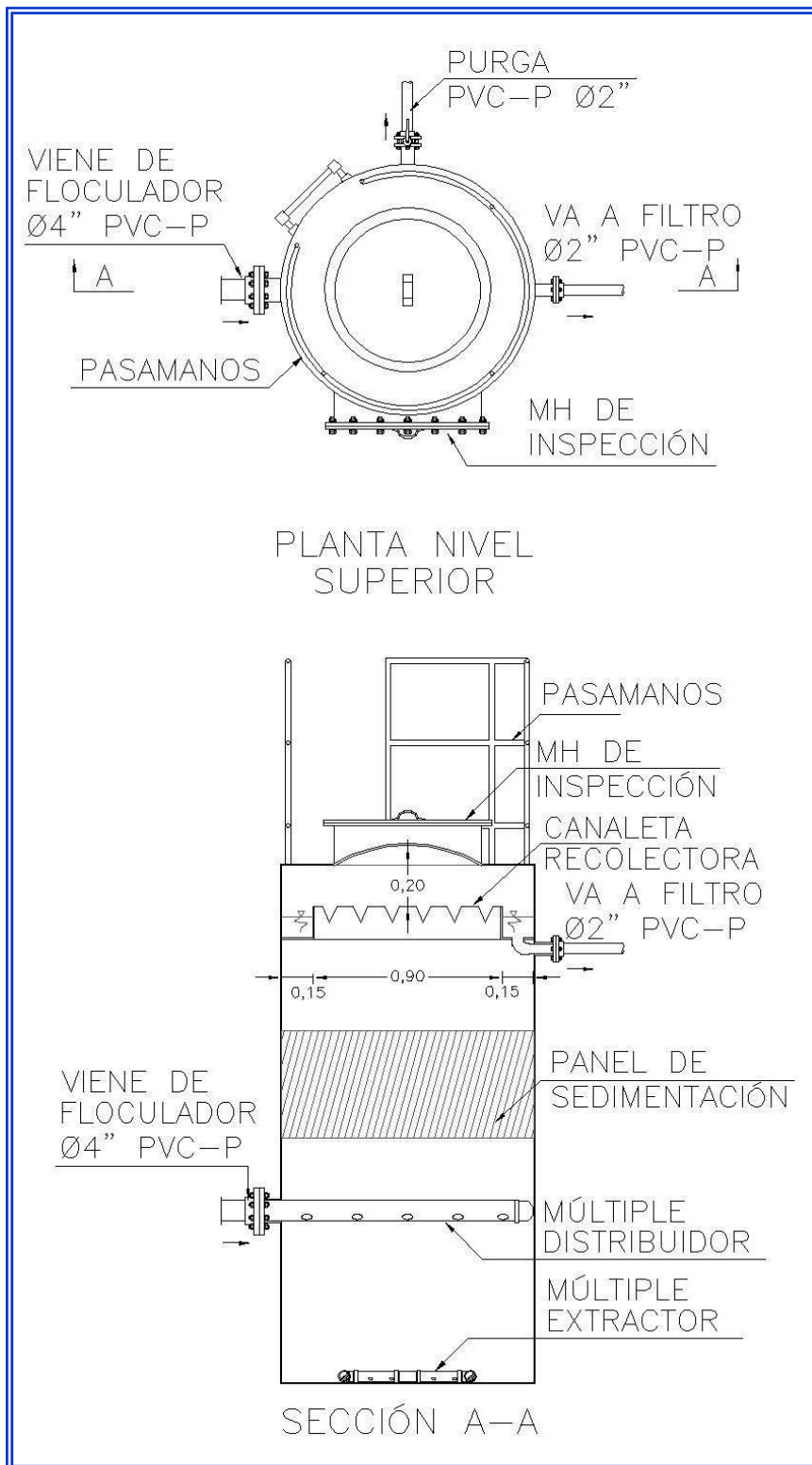
$q/m = \text{Caudal por canaleta} / \text{longitud de canaletas}$

$q/m = 0,40 \text{ l/s-m}$ **No cumple**

Rango RAS/2000 : 1,67 -3,33 L/s-m

Se utilizará una canaleta perimetral diente de sierra en poliéster reforzado con fibra de vidrio de 15 cm de ancho por 15 cm de alto para recolectar el agua clarificada y entregarla al filtro. Se tiene una carga superficial por longitud de canaleta de 0,40 l/s-m, el cual es menor que la mínima recomendada en el RAS 2000. Al ser la recolección perimetral se alcanza una mayor longitud de recolección y disminución de la carga, lo que no implica un mal diseño del mismo, sino que la canaleta trabajará con mayor caudal sin que se ahogue.

FIGURA N°11. SEDIMENTADOR DE ALTA TASA PROYECTADO



4.5.5 Sistema de filtración

El sistema de filtración estará conformado por una unidad cilíndrica autolavante de Ø0,8m y 3,5m de altura, de lecho mixto de arena y antracita, el cual se construirá en Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV), este tanque estará soportado por una losa de concreto reforzado de 3,0m de largo por 2,0m de ancho.

El diseño del filtro se realiza de acuerdo con los parámetros del RAS – 2000 y la Resolución 0330 de 2.017 como se muestra a continuación, el diseño detallado de esta unidad se observa en el ANEXO 8.5.3.

4.5.5.1 Datos de entrada

* Caudal de diseño	Q=	1,13	L/s
* Tasa de Filtración	Tf=	180	m ³ /m ² -día
* Número de filtros	N=	1	un
* Caudal por módulo	q=	1,13	L/s
* Área filtración	As=	0,54	m ²
* Diámetro del filtro	Øf=	0,83	m
* Diámetro final del filtro	Øf=	0,80	m
* Área superficial	As=	0,50	m ²
* Área superficial total	At=	0,50	m ²
* Aceleración gravedad	Ag=	9,81	m/s ²

A continuación se presentan los cálculos que determinan el comportamiento hidráulico del filtro y por ende su funcionalidad acorde con la normatividad vigente.

4.5.5.2 Chequeo de tasa de filtración

* Caudal de entrada	Qt =	1,13	L/s	
* Tasa de Filtración	Tf =	194,2	m ³ /m ² -día	180<Tf<350 Cumple
Velocidad de filtración	Vf =	0,22	cm/s	Resolución 0330/2.017 Art. 144

Con el valor resultante de la tasa de filtración se puede concluir que la estructura proyectada permite llevar a cabo un proceso eficiente de filtración durante su operación.

4.5.5.3 Diseño del falso fondo

- Tubos

* No tubos falso fondo	Nt =	4	un
* Diámetro tubos falso fondo	Ntb=	1	pulg
* Área tubo	At=	0,0005	m ²
* Área total tubos	At=	0,0020	m ²
* Velocidad	Vt=	0,56	m/s

- Boquillas

* No de boquillas por m2	Nb =	50	un/m2
* Número total de boquillas	Ntb=	25	un
* Diámetro boquilla	Øb=	0,5	pulg
* Area boquilla	Ab=	0,000127	m ²
* Area total boquillas	Atb=	0,0032	m ²

- Ranuras

* No de ranuras/boquilla	Nr =	36	un/boquilla
* Altura de ranuras	Alt _r =	0,022	m
* Ancho de ranuras	Anc _r =	0,001	m
* Área ranuras boquilla	Ar=	0,000792	m ²
* Área total ranuras filtro	Atr=	0,0198	m ²

4.5.5.4 Diseño tubería de extracción agua de lavado

* Diámetro $\varnothing q =$ 2,00 pulg

4.5.5.5 Chequeo del Lavado del filtro

* Altura agua	Ha=	1,90	m
* Volumen agua	Va=	0,96	m ³
* Diferencia de nivel	DifN=	0,4	m
* Diametro tubería lavado autom	$\varnothing tla =$	2,00	pulg
* Area tubería	At=	0,0020	m ²
* Velocidad salida de agua lavado	Vel=	2,80	m/s
* Q lavado	Ql=	0,006	m ³ /s
* Velocidad Ascensional	Va=	0,678	m/min
* Tiempo de lavado	T lavado=	2,80	min
* Diametro tubería lavado manual	$\varnothing tlm =$	2,00	pulg

4.5.5.6 Pérdidas en el Filtro durante el lavado

➤ Pérdidas en el lecho de antracita

$$Dh_1 = L_{ANT} * (1 - f_{ANT}) * [(r_{ANT} - r)/r]$$

* Espesor del lecho de antracita	$L_{ANT} =$	0,45 m
* Porosidad de la antracita	$f_{ANT} =$	0,48
* Densidad de la antracita	$r_{ANT} =$	1,50 gr/cm ³
* Temperatura del agua	T=	18,0 °C
* Densidad del agua	r=	0,9986 gr/cm ³
* Pérdidas de carga en la Antracita	$Dh_1 =$	0,117 m

➤ **Pérdidas en el lecho de arena**

$$Dh_2 = L_{AR} * (1 - f_{AR}) * [(r_{AR} - r)/r]$$

* Espesor del lecho de Arena	$L_{AR} =$	0,25	m
* Porosidad de la Arena	$f_{AR} =$	0,42	
* Densidad de la Arena	$r_{AR} =$	2,65	gr/cm ³
* Densidad del agua	$r =$	0,9986	gr/cm ³
* Pérdidas de carga en la Arena	$Dh_2 =$	0,240	m

➤ **Pérdidas en el falso fondo**

*Boquillas

$$hb = Q_L^2 / (C^2 \times A_T^2 \times 2g)$$

* Pérdida en las boquillas	$hb =$	0,000000455	m
* Pérdida en las boquillas	$hb =$	0,00004551	cm

*Ranuras

$$hr = Q_L^2 / (C^2 \times A_T^2 \times 2g)$$

* Pérdida en las ranuras	$hb =$	0,000000012	m
* Pérdida en las ranuras	$hb =$	0,000001164	cm

➤ **Pérdidas en la entrada al falso fondo**

$$heff = Ve^2 / 2g$$

* No. tubos Falso Fondo	$No =$	4	un
* Diám. de entrada al falso fondo	$\emptyset =$	1,00	pulg
* Área de entrada	$Ae =$	0,0020	m ²
* Velocidad a la entrada	$Ve = Q/Ae$	0,0028	m/s
* Pérdidas Entrada Falso Fondo	$Dh_5 =$	0,0000004	m
* Pérdidas Entrada Falso Fondo	$Dh_5 =$	0,00004	cm

➤ **Pérdidas carga totales de lavado** $h_t =$ 0,36 m

4.5.5.7 Expansión del Lecho filtrante

Para la expansión de los lechos se utilizará la ecuación de Fair&Hatch para flujos en lechos porosos, la cual tiene la siguiente forma matemática:

$$f_{ei}^3 / (1-f_{ei}) = (k/g) * (m / (r_s - r)) * V_a * (6 / (Y * d_i))^2$$

* Porosidad del lecho expandido	f_e	
* Constante del lecho expandido	$k =$	4,0
* Viscosidad dinámica	$m =$	0,01060 g /cm s
* Densidad de la Arena	$r_{AR} =$	2,65 g /cm ³
* Densidad de la Antracita	$r_{ANT} =$	1,50 g /cm ³
* Densidad del Agua	$r =$	0,9986 g /cm ³
* Velocidad Ascensional	$V_a =$	300 cm/s
* Factor de forma arena	$Y_{AR} =$	0,8
* Factor de forma antracita	$Y_{ANT} =$	0,7

Para calcular la porosidad y con ésta la expansión de los lechos de arena y antracita, se procede de la siguiente manera: Dividir cada lecho filtrante en 5 capas iguales, utilizando la información de diámetros representativos de cada lecho.

Para hallar el diámetro representativo de cada capa; se usa la expresión:

$$dp = (d_i \times d_{i+1})^{1/2}$$

Lecho de Arena

T.E. = 0,55mm

C.U. = 1,36

Lecho de Antracita

T.E. = 0,87mm

C.U. = 1,49

Capa	d _i	Valores Extremos [mm]	Arena	Valores Extremos [mm]	Antracita
			Diámetro Representativo d _i (mm)		Diámetro Representativo d _i (mm)
1	d100	1	0,93	1,6	1,50
	d80	0,86		1,4	
2	d80	0,86	0,8	1,4	1,35
	d60	0,75		1,3	
3	d60	0,75	0,68	1,3	1,11
	d40	0,62		0,95	
4	d40	0,62	0,57	0,95	0,87
	d20	0,52		0,8	
5	d20	0,52	0,48	0,8	0,75
	d0	0,45		0,7	

NOTA: Los diámetros mostrados en la "Tabla de Estratificación de los Lechos Filtrantes", fueron extraídos de una curva granulométrica estándar.

➤ Expansión del lecho de arena

$$f_{ei}^3 / (1-f_{ei}) = (k/g) * (m / (r_s - r)) * V_a * (6 / (Y * d_i))^2$$

Capa	d _i (cm)	f _{ei} ³ / (1-f _{ei})		f _{ei}	1 / (1-f _{ei})	p _i / (1-f _{ei})
1	0,093	0,193	0,000	0,47	1,88	0,376
2	0,080	0,258	0,000	0,50	2,02	0,403
3	0,068	0,358	0,000	0,55	2,20	0,440
4	0,057	0,516	0,000	0,59	2,46	0,492
5	0,048	0,711	0,000	0,64	2,75	0,551
					1	S = 2,26

Longitud del lecho de arena expandido: $L_e = L_{AR} * (1-f) * S[p_i/(1-f_{ei})]$

$L_e \text{ ARENA} = 0,33 \text{ m}$

$\% E_{\text{arena}} = 31,22$

➤ Expansión del lecho de antracita

Capa	$d_i \text{ (cm)}$	$f_{ei}^3 / (1-f_{ei})$		f_{ei}	$1 / (1-f_{ei})$	$p_i / (1-f_{ei})$
1	0,150	0,319	0,000	0,53	2,13	0,426
2	0,135	0,393	0,000	0,56	2,26	0,452
3	0,111	0,579	0,000	0,61	2,56	0,512
4	0,087	0,941	0,000	0,67	3,07	0,614
5	0,075	1,278	0,000	0,71	3,50	0,700
S =						2,71

Longitud del lecho de antracita expandido: $L_e = L_{ANT} * (1-f) * S[p_i/(1-f_{ei})]$

$L_e \text{ ANTRA.} = 0,63 \text{ m}$

$\% E = 40,68$

% DE EXPANSIÓN TOTAL = 37,3 % OK!!! Cumple, $20 > \% E < 40$

CAUDAL DE LAVADO MÍN = 5,68 l/s

El caudal que se requiere para realizar una expansión mínima (20 % propuesta por el RAS 2000) es de 6 l/s. El caudal calculado garantiza una buena remoción de los lodos atrapados en los filtros y mejora la velocidad ascensional.

4.5.5.8 Pérdida de carga en el proceso de filtración

➤ Pérdidas en los lechos filtrantes

Capa	Arena	Antracita
	d_i (cm)	
1	0,093	0,150
2	0,080	0,135
3	0,068	0,111
4	0,057	0,087
5	0,048	0,075

Con la siguiente expresión se calculan las pérdidas generadas durante la filtración, en los lechos de antracita y arena.

$$h = (K'/g) t V_f ((1 - F)^2 / F^3) \times L \text{ material } (6/y)^2 S(P_i/d_i^2)$$

* K' para la filtración =	$K' =$	5,00
* Temperatura =	$T =$	18,00
* Viscosidad cinemática =	$n =$	0,0106 cm ² /s

• Pérdidas en el lecho de arena

* Espesor del lecho de Arena	$L_{AR} =$	0,25 m
* Porosidad de la Arena	$f_{AR} =$	0,42
* Factor de forma	$Y =$	0,8
* Sumatoria (P_i/d_i^2) arena	$S(P_i/d_i^2) =$	244,78
* Pérdidas de carga en la Arena	$H_{AR} =$	19,01 cm

OK, Cumple Res. 0330/2.017 Art. 144

- Pérdidas en el lecho de antracita

* Espesor del lecho de antracita	$L_{ANT} =$	0,45 m
* Porosidad de la antracita	$f_{ANT} =$	0,48
* Factor de forma	$Y =$	0,7
* Sumatoria (π/d_i^2) antracita	$S(\pi/d_i^2) =$	98,14
* Pérdidas de carga en la Antracita	$H_{ant} =$	9,65 cm

OK, Cumple Res. 0330/2.017 Art. 144

- Pérdidas en la entrada al falso fondo

* Coeficiente de Descarga de Orificios	$C =$	0,6
* Aceleración de la Gravedad	$g =$	9,81 m/s ²
* Pérdida de carga salida falso fondo	$H =$	1,584 cm
* Pérdida de carga boquillas	$H =$	1,803 cm
* Pérdida de carga ranuras	$H =$	0,046 cm

- Pérdidas Totales durante la filtración

$$H_{total} = H_{arena} + H_{antracita} + H_{falso\ fondo} + H_{salida\ falso\ fondo}$$

$$H_{total} = 32,1 \text{ cm}$$

4.5.5.9 Tubería para conexión sedimentador-filtros

Con el fin de determinar el diámetro de la tubería de entrada al filtro, se utilizará el concepto de orificio sumergido, el cual es aplicable para longitudes menores a $500 \times \varnothing$ y presenta la siguiente fórmula en función de h:

$$h = (Q / (C_d \times A))^2 / (2 \times g)$$

Dónde:

* Caudal tratado	Q=	1,13 L/s
* Diámetro de salida	$\varnothing_s$ =	2 pulg
* Área de la tubería	A=	0,002 m ²
* Gravedad	g=	9,81 m/s ²
* Coeficiente de descarga	Cd=	0,60
* Lámina de agua sobre el orificio salida	hs=	4,40 cm

4.5.5.10 Altura del tanque

➤ Cálculo de las dimensiones del tanque para almacenar las aguas de lavado

* Diámetro del filtro	$\varnothing_f$ =	0,80 m
* Vol. agua requerida para el lavado del lecho	Vt=	0,98 m ³
* Altura útil requerida para el tanque	Ht=	1,95 m

➤ Cálculo altura total

* Cámara del falso fondo	Hff=	0,2 m
* Borde libre	B.Lt=	0,2 m
* Expansión	E=	0,4 m
* Diámetro tubería de salida	$\varnothing_{ts}$ =	2,0 pulg
* Diámetro tubería de salida	$\varnothing_{ts}$ =	0,05 m
* Altura total filtro	Hf=	3,5 m

Finalmente se diseña un filtro autolavante de 3.5 metros de altura y 0.8 metros de diametro.

➤ Parámetros adicionales



Diagnóstico, Evaluación, Diseños y Estudios
Referentes a Agua Potable y Saneamiento Básico, En
Las Diferentes Comunas y Corregimientos del
Municipio de Medellín

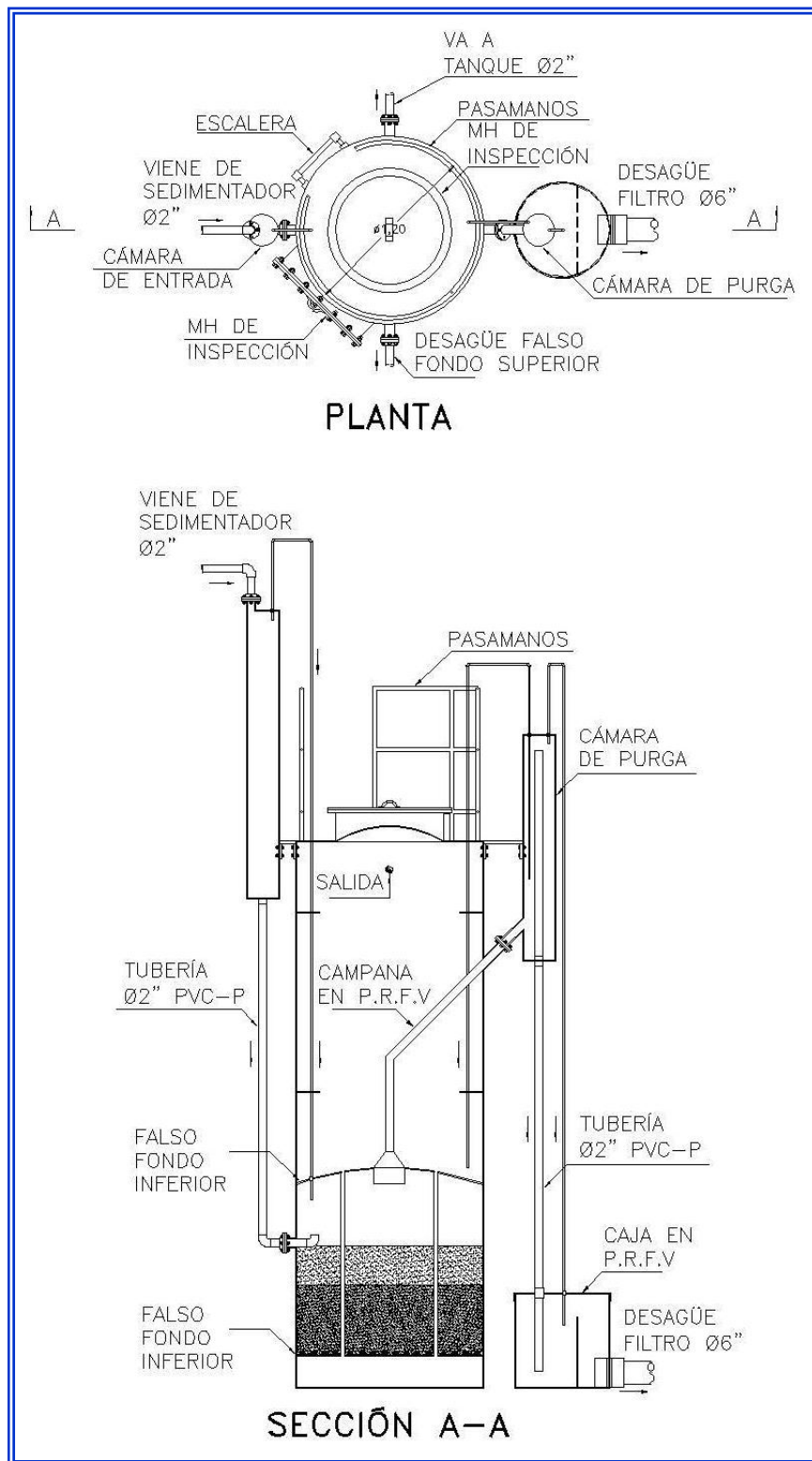


Alcaldía de Medellín
Cuenta con vos

CONTRATO N° 4600071157/2017

* Diámetro cilindro de entrada filtros	$\varnothing_{ce} =$	0,2 m
* Diámetro cilindro de drenaje filtros	$\varnothing_{cd} =$	0,2 m
* Altura cilindros (drenaje-entrada)	Altc =	1,4 m
* Desnivel sobre filtro, cilindro entrada	De=	0,7 m
* Desnivel, sobre filtro cilindro, drenaje	Dd=	0,35 m

FIGURA N°12. ESQUEMA FILTRO AUTOLAVANTE



4.5.6 Dosificación de cloro

Para la dosificación de cloro, se utilizará una bomba dosificadora electromagnética de membrana la cual es utilizada con el fin de realizar una inyección precisa del producto químico, esta estará ubicada dentro de la caseta de operaciones, realizará la succión del producto químico de un tanque plástico ubicado en la parte externa de la caseta y la inyección se realiza por medio de una manguera flexible en el cilindro ubicado a la entrada del filtro.

La bomba proyectada cuenta con 5 modos de operación que permite hacer variación del caudal del 20% al 100% y automatizar la dosificación, igualmente cuenta con control de potencia ajustable electrónicamente. En la FIGURA N°9 se muestra una bomba similar a la proyectada.

4.5.7 Sistema de manejo de lodos

Con el fin de evitar descargar los lodos generados en el proceso de sedimentación y de floculación directamente hacia el cuerpo de aguas, se proyectan dos lechos de secado cilíndricos, cada uno de ellos de 1,5m de diámetro y 1,10m de profundidad total de poliéster reforzado con fibra de vidrio y soportados sobre una losa de concreto reforzado de 4,80m de largo por 2,50m de ancho.

Para realizar el diseño se tomaron ciertos estimativos como: dosis de coagulante, turbiedad del agua cruda, color presente en el agua, concentración de lodos (10%) y tasa superficial. Luego se procedió a realizar cálculos de sólidos producidos por color y turbiedad, sólidos producidos por adición de coagulante, sólidos producidos totales, caudal de lodos producidos.

Para hallar la cantidad de celdas necesarias para el tratamiento de los lodos se tendrá en cuenta el volumen de lodo almacenado y el tiempo estimado para el secado del material. Este último aspecto (tiempo de secado), se estima a partir de la temperatura promedio de la zona.

El diseño detallado de estas unidades se presenta en el ANEXO 8.5.4.

4.5.7.1 Datos de entrada

* Vol total de lodos (Floculador)	Vf=	0,34 m³
* Vol total de lodos (sedimentador)	Vs=	0,28 m³
* Vol total de lodos producidos	Vt=	0,62 m³

4.5.7.2 Cálculos y resultados

➤ Frecuencia de limpieza de la celda de secado

$$N_{LS} = (ts / t)$$

* Frecuencia de purga del floculador	Tf=	1,8 días
--------------------------------------	-----	----------

* Frecuencia de purga del sedimentador	Ts= 4 días	
* Menor frecuencia de purga del floculador y sedimentador	T= 1,8 días	
* Tiempo para secado de lodos	Ts= 3 d	OK!!! Cumple, 3<Ts<4
* Cantidad de celdas requeridas	N _{LS} = 2 un	

$$V_{LS} = A \times h$$

$$A = \pi D^2/4$$

$$H = h + b_{AR} + b_{GR} + b$$

* Diametro de la celda	D = 1,50 m
* Area superficial	A = 1,80 m ²
* Prof. útil de la celda	h = 0,35 m
* Volumen útil de las celdas	V _{LS} = 1,26 m ³
* Espesor de la arena	b _{AR} = 0,25 m
* Espesor de la grava	b _{GR} = 0,20 m
* Borde libre	b = 0,30 m
* Prof. Total de la celda	H = 1,10 m

De los cálculos anteriores, se tiene que para el secado de los lodos provenientes del floculador y el sedimentador, se requieren 2 celdas de Ø= 1,50m, las cuales tendrán un tiempo para deshidratación del material estimado de 3 días.

Los lechos de secado proyectados tendrán una capa de arena de espesor 25cm y una de grava de espesor 20cm; con capacidad para almacenar 1,0 m³. Adicionalmente, en el fondo de la celda se ubicará una tubería de PVC-S de Ø4pulg. para la recolección y evacuación del percolado.

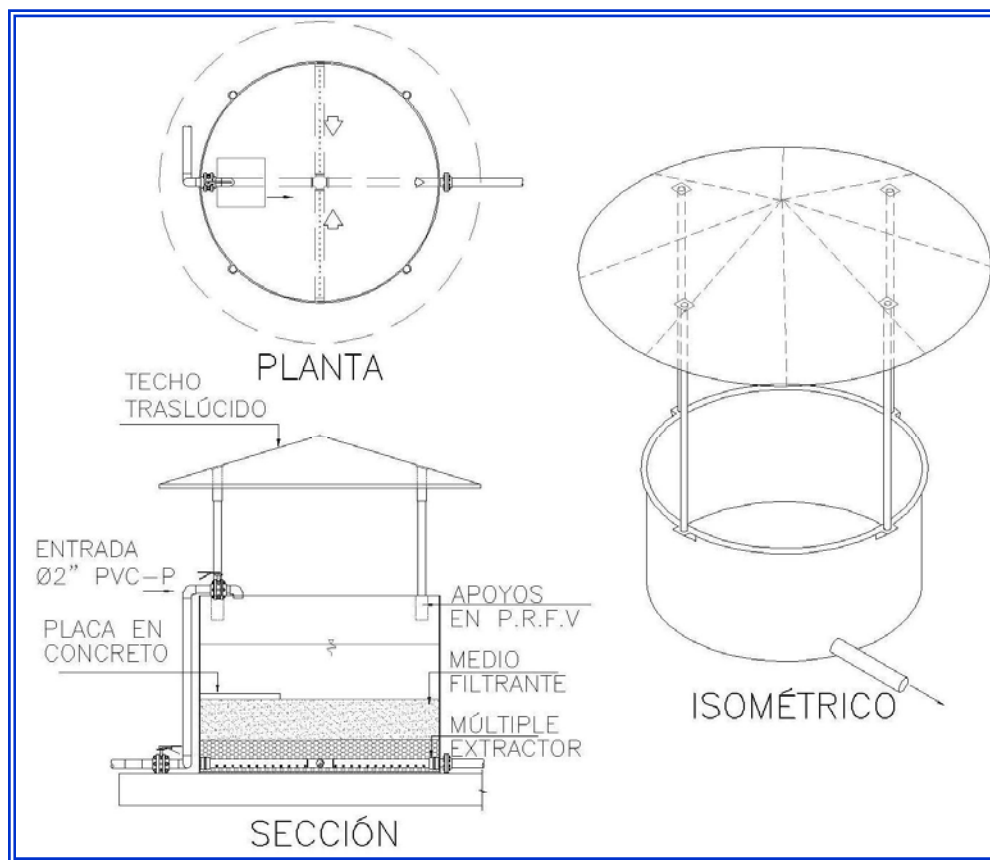
➤ Cantidad de lodo seco retirado de los lechos

$$C_L = V_L \times g_L$$

* Volumen lodo húmedo en la celda	$V_L = 0,62 \text{ m}^3$
* Peso de lodo deshidratado	$g_L = 2 \text{ Kg/m}^3$
* Cantidad de lodo seco	$C_L = 1,25 \text{ Kg/celda}$

Como consecuencia de la deshidratación del lodo efectuado en las celdas de secado proyectadas en la planta, se producirán en cada celda 1,25 Kg de material seco cada 4 días, los cuales posteriormente se removerán y se deben disponer de forma adecuada en trincheras especiales.

FIGURA N°13. LECHOS DE SECADO PROYECTADOS



4.6 SISTEMA DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE

Como se indicó en la fase de Diagnóstico, el sector Los Rieles cuenta con un tanque de almacenamiento, el cual tiene la capacidad de abastecer a la totalidad de la población involucrada en el proyecto, pero el material en el que fue construido no cumple con la normatividad vigente para estructuras hidráulicas, al estar construido en mampostería, lo que favorece la aparición de fugas.

Para establecer la necesidad y volumen del almacenamiento, el RAS 2000 modificado por la Resolución 0330 de 2.017 sugiere que se debe disponerse de una curva de demanda que defina la variación del consumo a lo largo del día, especificando que los datos para elaborar las curvas de demanda horaria para cada población o zona abastecida pueden pertenecer a la localidad en estudio o a una localidad que presenta características semejantes en términos de nivel socioeconómico, de costumbres y de clima.

El RAS 2000 modificado por la Resolución 0330 de 2.017 en el numeral B.9.4.4., establece que para definir el volumen de almacenamiento necesario para una población deben tenerse en cuenta ciertas disposiciones, como son:

- Se debe analizar por métodos gráficos o analíticos, con base en curvas de demanda de cada población o zona abastecida y del régimen previsto de alimentación de los tanques.
- La capacidad de almacenamiento debe ser igual a 1/3 del volumen distribuido a la zona que va a ser abastecida en el día de máximo consumo, garantizando en todo momento las presiones adecuadas.

Teniendo en cuenta lo anterior, para la zona en estudio se tomará como volumen de almacenamiento requerido igual a 1/3 del volumen distribuido en la zona para el final del periodo de diseño (año 2.042) el cual corresponde a 32,54m³ como se observa en la proyección de población y demandas máximas de agua en el ANEXO 3.2, teniendo en cuenta lo anterior se muestra a continuación un resumen del diseño hidráulico del tanque de almacenamiento proyectado para el sistema de acueducto (Ver ANEXO 8.6).

4.6.1 Parámetros de diseño

Según el Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS/2.000 modificado por la Res. 0330/2.017), se deben considerar las siguientes recomendaciones para el diseño.

- Período de diseño: El período de diseño es igual a 25 años (Res. 0330/2.017 Art. 40).
- Número de tanques: Todos los sistemas de suministro de agua potable deben contar con tanques de almacenamiento. El número de tanques debe determinarse con base en un análisis técnico y económico. Si se cuenta con un tanque de un sólo módulo, la entrada debe estar provista de un by-pass. (Res. 0330 de 2017. Art 80).
- Caudal de chequeo y capacidad de regulación: El volumen del tanque se determina mediante un balance de masas que tiene en cuenta el QMD, la curva de demanda y las horas de bombeo (En el caso en el que este exista).
- Niveles de operación: Los niveles máximos y mínimos deben ser fijados de tal forma, que las presiones en la red de distribución estén dentro de los límites aceptables (10 - 50 m.c.a), según la Res. 0330/2.017.

- Tiempo y caudal de vaciado: El tiempo para el vaciado total del tanque no debe ser superior a las 8 horas; y el valor de la constante en la ecuación de cálculo debe estar entre 0,5 y 0,6 (Literal B.9.4.10 y Fórmula B.9.2).
- Profundidad del fondo del tanque: Para tanques enterrados o semienterrados, el fondo de la estructura debe estar como mínimo a 0,5 m por encima del nivel freático máximo (Literal B.9.4.11).
- Rebose y borde libre: Todos los tanques deben contar con un sistema de alivio que tenga la capacidad de evacuar excesos. Este sistema debe dimensionarse con el fin de evacuar el QMD para el horizonte de diseño; además, debe existir como mínimo un borde libre de 30 cm, para evitar generar presiones sobre la losa de cubierta de la estructura (Res. 0330 de 2017. Art 79).
- Control de nivel: El tanque debe proveerse de un sistema indicador de nivel y de cierre en la entrada, con el fin de evitar la posibilidad de rebose (Parámetro sugerido en el RAS/2000 Literal B.9.5.5).
- Desagüe: Debe colocarse una tubería de desagüe en el fondo del tanque, de tal forma que permita el vaciado de éste, además debe contar con pendiente en el fondo que facilite la evacuación de lodo y las labores de limpieza (Parámetro sugerido en la Res. 0330/2.017).
- Medición de caudal: Instalar un sistema que permita totalizar los volúmenes en la salida del tanque, la frecuencia mínima de lectura depende del nivel de complejidad, que para el nivel bajo es diaria (Parámetro sugerido en el RAS/2000 Literal B.9.5.7).
- Ventilación: Los tanques deben proveerse de ductos de ventilación que permitan la entrada y salida del aire, con una malla de 5mm en su extremo para evitar la entrada de insectos. Los ductos deben tener una capacidad igual o mayor al caudal de entrada o al de salida por el desagüe, el que sea mayor (Parámetro sugerido en el RAS/2000 Literal B.9.6.2 y Res. 0330/2.017).

4.6.2 Dimensionamiento de la estructura

De acuerdo con las proyecciones de población del sector (625 habitantes para el año 2.042) y las demandas de agua se requiere un volumen útil de almacenamiento (Incluye caudal por riesgo de incendio) de 33,8 m³ (Ver anexo Balance de masas) .

$$V = [A \times h] \quad ; \quad A = [L \times b] \quad ; \quad H = [h + B] \quad ; \quad R = [L / b]$$

* Caudal de entrada al tanque	Q=	1,13 L/s
* Volumen de almacenamiento	Va=	32,5 m ³
* Profundidad útil del tanque	h =	2,5 m
* Borde libre	B =	0,2 m

* Profundidad total del tanque	H =	2,7 m
* Longitud útil del tanque	B =	4,5 m
* Ancho útil del tanque	L =	3,0 m
* Área superficial del tanque	A =	13,5 m ²
* Volumen útil del tanque	V _{util} =	33,8 m ³
* Volumen total del tanque	V _{total} =	36,5 m ³

4.6.3 Cálculos y resultados

4.6.3.1 Sistema de entrada al tanque

El sistema de entrada al tanque será una tubería de PVC-P de Ø2" proveniente del filtro autolavante y el ingreso del agua se hará por la parte superior.

4.6.3.2 Sistema de desagüe y tiempo de vaciado

Debido a la eventual necesidad de desocupar por completo el tanque, a causa de actividades de limpieza, reparación o mantenimiento; se realizará a continuación el diseño del orificio de vaciado y desagüe, utilizando la siguiente expresión:

$$T = [(2 \times A \times (h)^{1/2}) / (m \times a \times (2 \times g)^{1/2})]$$

$$A = [L \times b]$$

$$a = [(\pi \times \emptyset o^2) / 4]$$

* Área superficial del tanque	A =	13,5 m ²
* Diám. Interno del orificio	Øo =	57 mm
* Diám. Interno del orificio	Øo =	2 Pulg
* Diám. del orificio de vaciado	Øo =	0,06 m
* Área del orificio de vaciado	a =	0,003 m ²
* Constante de la ecuación	m =	0,55
* Aceleración de la gravedad	g =	9,81 m/s ²
* Tiempo de vaciado del tanque	T =	1,6 horas

OK; Cumple Literal B.9.4.10 del RAS/2.000, $T < 8$ horas

Acorde con lo anterior, el desagüe se realizará utilizando una tubería de PVC-P de Ø57mm (diámetro interno), ubicada en el fondo del tanque, la cual tendrá instalada una válvula de cierre de Ø2pulg, esta tubería tendrá la capacidad de vaciar completamente el tanque en un tiempo de 1,6 horas aproximadamente.

4.6.3.3 Sistema de rebose

Para determinar el diámetro de rebose del tanque se utilizará el concepto de orificio sumergido, el cual es aplicable para longitudes menores de Øx500, aplicando la siguiente fórmula:

$$h = (Q / (C_d \times A))^2 / (2 \times g)$$

Donde:

* Caudal de rebose	Q =	1,13	L/s
* Diámetro de salida	Øs =	2	pulg (Adoptado para el diseño)
* Diámetro de salida	Øs =	0,051	m
* Área de la tubería	A =	0,002	m²
* Gravedad	g =	9,81	m/s²
* Coeficiente de descarga	Cd =	0,60	
* Lámina de agua sobre el orificio	h =	0,044	m

OK, La tubería tiene la capacidad de evacuar el caudal de diseño

Aplicando la formula se encuentra que la altura de la lámina de agua sobre el orificio es de 0,044m, la cual es adecuada para garantizar que en el momento que sea necesario evacuar el caudal de 1,13 l/s por medio de ésta, no se va presentar presión sobre la losa de cubierta del tanque que pueda dañarla .

4.6.3.4 Sistema de salida

Para llevar el agua potable del tanque de almacenamiento a la red de distribución, se utilizará tubería de Ø2" en polietileno, la cual tiene la capacidad de transportar el flujo necesario según la simulación de la red de distribución realizada en Epanet (Ver ANEXO 8.8.1 y 8.8.2).

Como obras complementarias se proyecta hacer un cerramiento con el fin de que solo tenga acceso el operador del acueducto, se instalará un macromedidor a la salida del tanque y válvulas de cierre, adicionalmente se instalará una escalera para permitir el acceso al fondo del

tanque y poder realizar actividades de inspección y mantenimiento, así como pasamanos sobre la cubierta, además contará con 4 respiraderos de 3" de diámetro y con sensores que controlarán el nivel máximo y mínimo con el fin de controlar el ingreso de agua al mismo, en la FIGURA N°14 se muestra un esquema del tanque proyectado.

4.6.4 Simulación de la red de distribución

En el capítulo 4.9 del presente informe se describirá detalladamente los aspectos tenidos en cuenta para la simulación de la red de distribución proyectada, sin embargo a continuación en la FIGURA N°15 y la FIGURA N°16 se muestra el comportamiento del nivel del tanque de almacenamiento durante todo el día en el año inicial del periodo de diseño (año 2.017) y en el año final del periodo de diseño (año 2.042).

FIGURA N°14. TANQUE DE ALMACENAMIENTO PROYECTADO

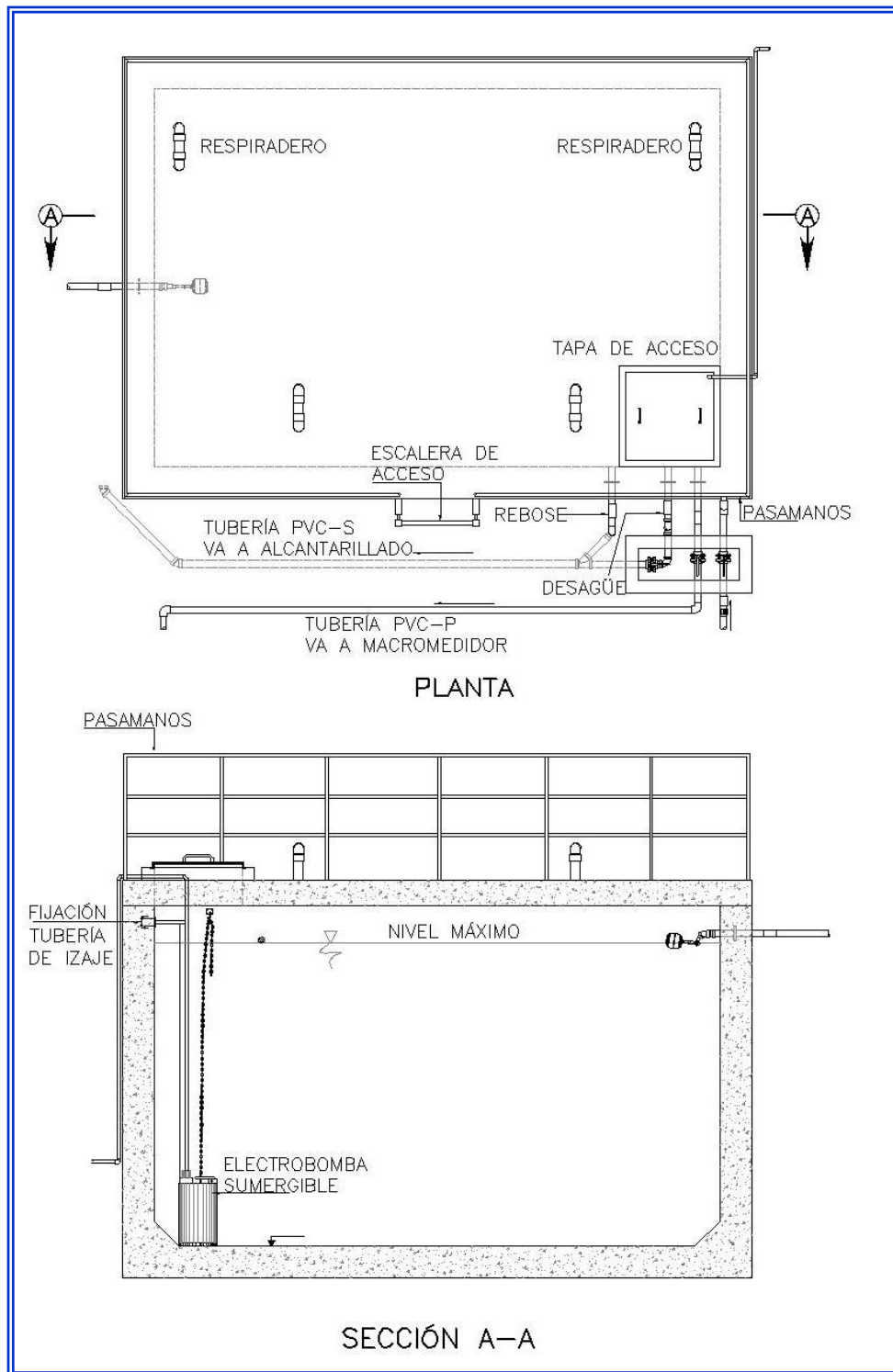


FIGURA N°15. COMPORTAMIENTO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO (AÑO 2.017)

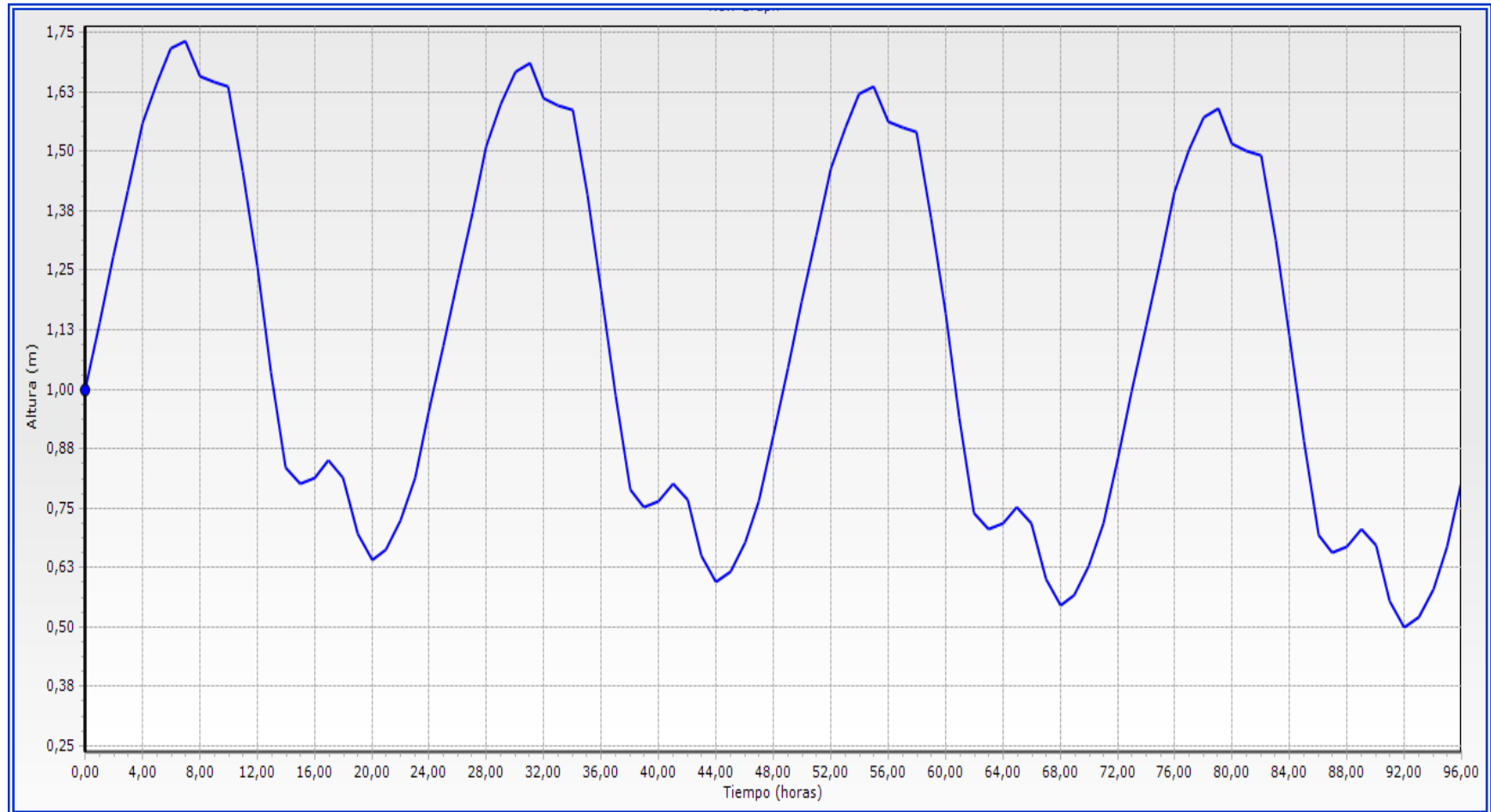
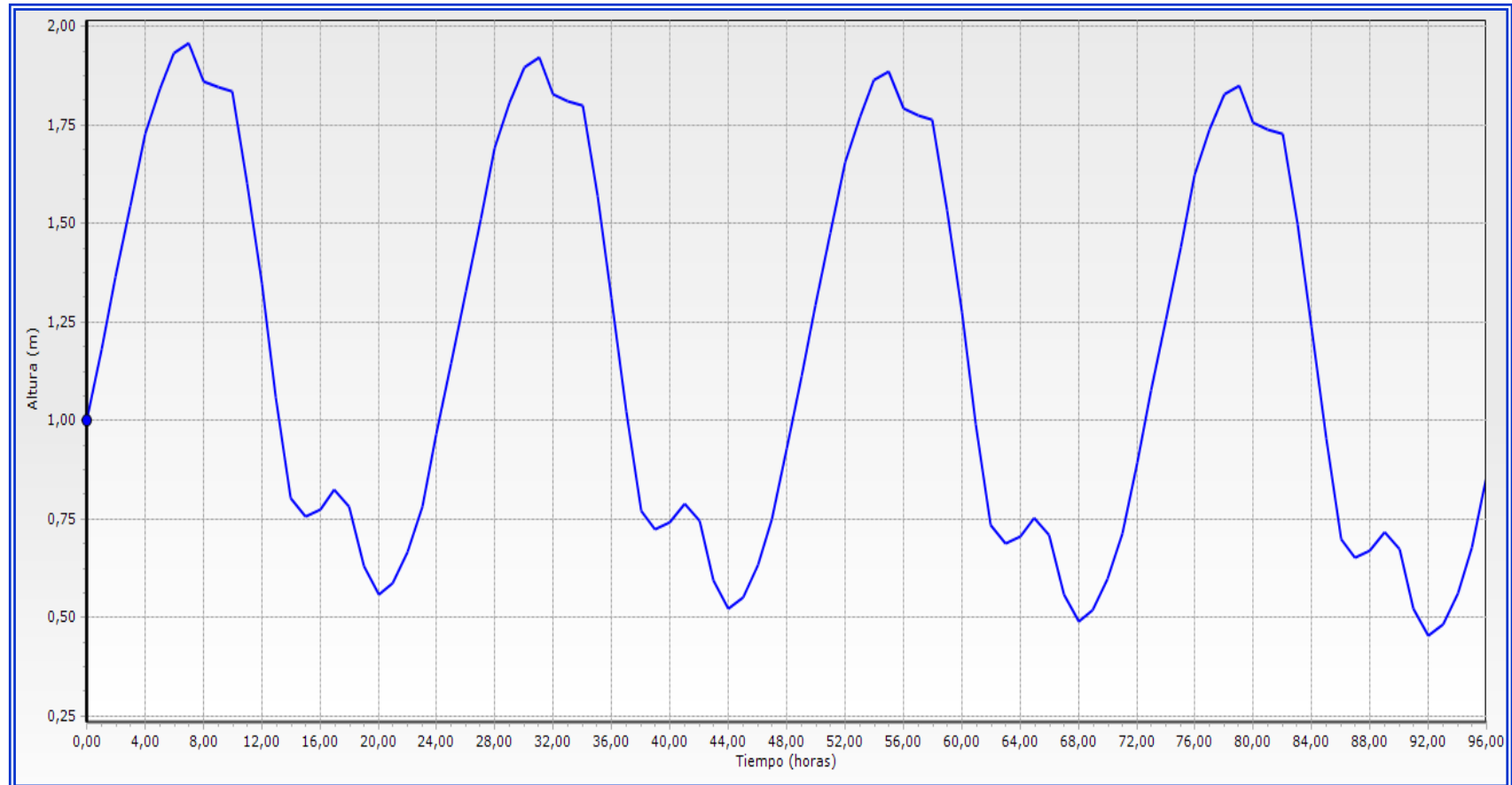


FIGURA N°16. COMPORTAMIENTO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO (AÑO 2.042)

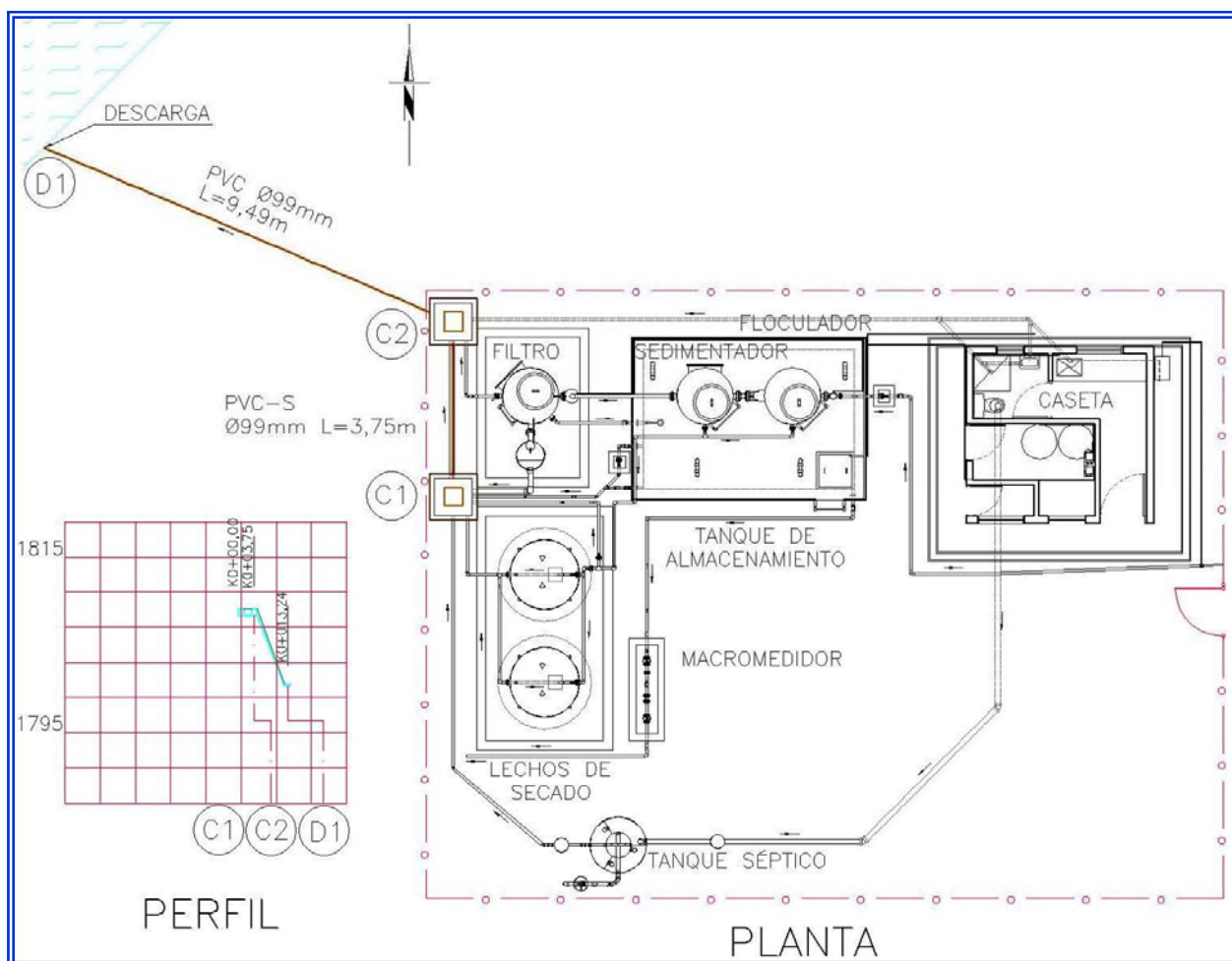


4.7 ALCANTARILLADO INTERNO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

El agua proveniente del desagüe de las unidades de floculación, sedimentación, filtro, lechos de secado, tanque de almacenamiento, además del agua utilizada en la caseta de operaciones, se transportará en tubería PVC-S Ø 4" hacia dos cajas consecutivas de 0,60m x 0,60m, de donde saldrá por medio de una tubería de 4" de diámetro hasta una estructura de descole ubicada en el caño donde se descargará, esta red de desagüe tiene una longitud de 13,24m y su diseño se observa en el ANEXO 8.7 (Ver FIGURA N°17).

Para el tratamiento de las aguas negras provenientes del sistema sanitario ubicado en el baño de la caseta de operaciones se instalará un sistema de tratamiento integrado independiente de 1500L, el cual estará ubicado al lado de la caseta de operaciones, este sistema se describe detalladamente en el numeral 7.1 del presente informe donde se observa el respectivo diseño.

FIGURA N°17. ALCANTARILLADO INTERNO DE LA PTAP PROYECTADO



4.8 CASETA DE OPERACIÓN Y OBRAS COMPLEMENTARIAS

Con el fin de contar con un espacio adecuado para realizar las actividades básicas de control de la calidad del agua, se proyecta la construcción de una caseta de operaciones en mampostería al lado del tanque de almacenamiento proyectado, las dimensiones internas de la caseta son 3,70m de largo y 3,65m de ancho, la caseta contará con un baño dotado de servicios sanitarios y ducha, un mesón con suministro de agua potable, un cuarto para los dosificadores de químicos, otro para el almacenamiento de químicos y un espacio destinado para el almacenamiento de herramienta (Ver FIGURA N°18).

Por otra parte el lote donde estará ubicada la Planta de Tratamiento y el tanque de almacenamiento contarán con un cerramiento perimetral en malla eslabonada de ojo 5 calibre 12 en alambre galvanizado, sobre dos hiladas de bloque y viga de fundación, con una puerta de una ala de 1,0 m de ancho, el cerramiento abarcará un área de 221,0m² (17 m x 13 m), adicionalmente contará con losetas para el tránsito peatonal a los alrededores de las estructuras con el fin de facilitar la operación del sistema (Ver .FIGURA N°19).

FIGURA N°18. CASETA DE OPERACIONES PROYECTADA

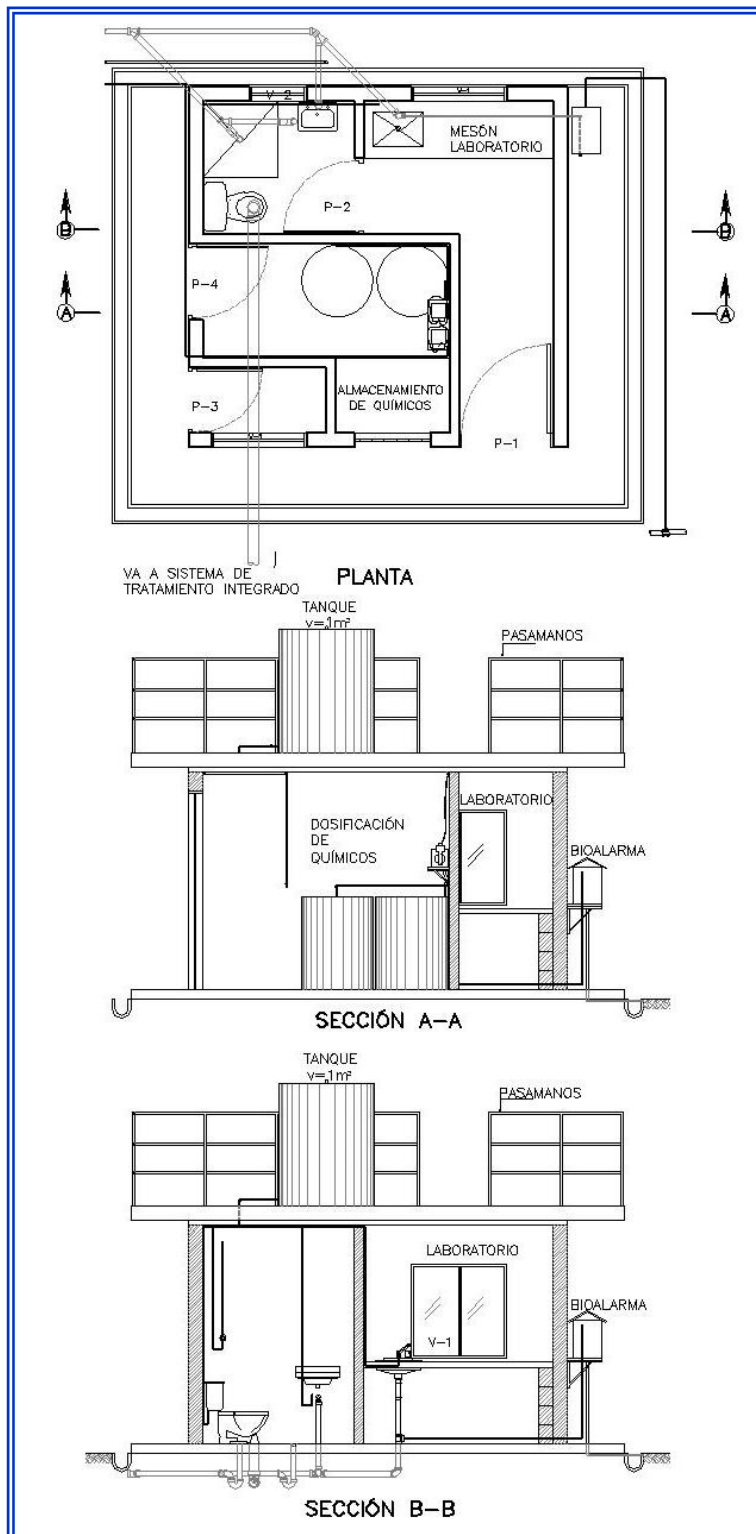
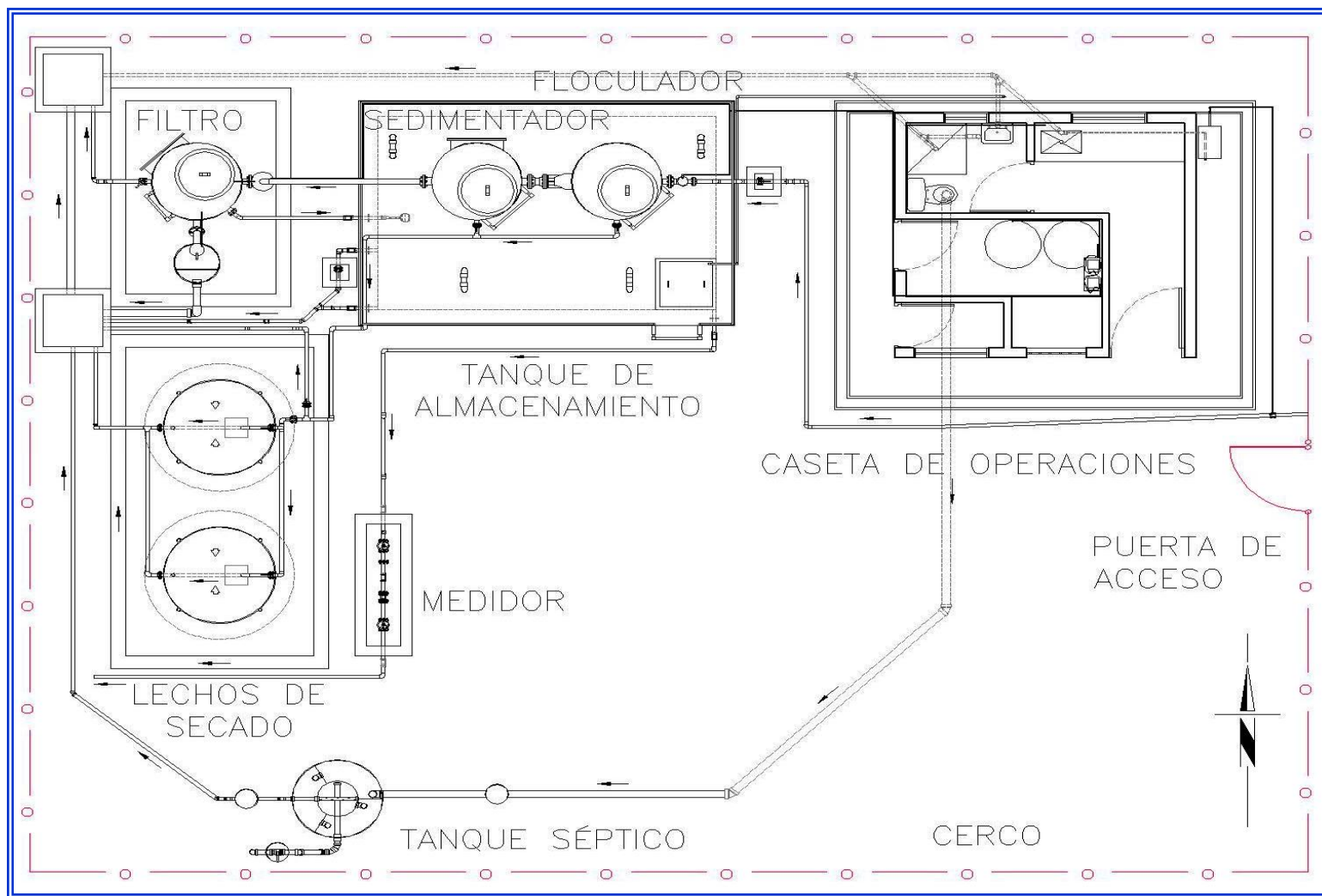


FIGURA N°19. LOCALIZACIÓN GENERAL DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN, EL TANQUE DE ALMACENAMIENTO Y LA CASETA DE OPERACIONES



4.9 RED DE ACUEDUCTO

La red de distribución de agua potable, como su nombre lo dice cumple la función de entregar el agua tratada a todos los usuarios del acueducto por medio de tuberías que conducen el agua hasta cada una de las viviendas.

Del diagnóstico realizado previamente se concluyó que era necesario cambiar toda la red ya que esta no cumplía con las características propias para transportar agua potable por lo que fue estimada una nueva red en polietileno de alta densidad PE 100 PN 10, estas tuberías fueron proyectadas de tal manera que logran cubrir la demanda a lo largo de los 25 años del periodo de diseño y modeladas en el programa EPANET (Ver ANEXO 8.8.1 y 8.8.2).

La longitud de tubería proyectada es de 1039,52m de tubería de polietileno de alta densidad de 63mm de diámetro y 93,65 m de tubería del mismo material de 32mm de diámetro, el alineamiento de la tubería con respecto a la red existente es muy similar.

A lo largo de la red se instalarán 2 válvulas de purga para extraer los sedimentos que puedan retenerse en la red, dos válvulas de cierre para aislar los circuitos en los casos en los que se puedan presentar daños poder sectorizar y hacer reparaciones garantizando el servicio a una parte de la población y una válvula reguladora para disminuir las presiones, igualmente se instalarán 135 medidores, uno por cada vivienda, para poder contabilizar el consumo de agua por usuario.

Para controlar la cantidad de agua que se suministra a la población, se proyecta la instalación de un medidor a la salida del tanque de almacenamiento y uno en la entrada del sector los Cardona en la parte media de la red (Ver FIGURA N°20).

A continuación se observan los parámetros y cálculos hidráulicos para el diseño y chequeo de la red de distribución.

4.9.1 Cálculo hidráulico

Con base en la red de acueducto proyectada y trazada en el plano topográfico levantado del centro poblado, se realizaron los siguientes pasos:

- Codificación de nodos y tramos.
- Identificación de las viviendas que demandan agua potable por cada nodo.
- Cálculo de las demandas de agua en cada nodo con base en las viviendas existentes, el caudal máximo y los coeficientes de consumo de la curva de demanda horaria utilizada
- Ingreso de información al programa de modelación hidráulica: Para los nodos se ingresa información como código, cota del terreno, demanda de agua y localización (Coordenadas), para los tramos se ingresa el código, conectividad (de nodo a nodo), longitud, diámetro, rugosidad, material, coeficiente de pérdidas menores locales y tubería proyectada.

- Una vez se obtuvieron todos los datos de entrada de toda la red se corrió el programa de cálculos hidráulicos y se obtuvieron los resultados básicos, para los nodos, la presión dinámica a cualquier hora del día (de especial interés la presión a la hora de máximo consumo), cota piezométrica y presión estática, para los tramos, el caudal (L/s), la velocidad (m/s) y sentido de flujo, pérdidas unitarias por fricción (m/m), pérdidas totales por fricción (m) y otras características

El cálculo de las demandas, fue realizado a partir del número de viviendas que influyen en la zona donde se ubica el nodo y el caudal máximo diario actual (año 2.017) y proyectado (año 2.042), con esto se halló la demanda para cada uno de los nodos. A continuación se presenta el modelo de cálculo para el nodo LCN-64, el cual sirve como modelo para el cálculo de la demanda en todos los nodos que conforman la red de acueducto.

$$N^{\circ} \text{ de Viviendas (un)} = 6$$

$$\text{Densidad Poblacional} \left(\frac{\text{hab}}{\text{Viv}} \right) = 3.54$$

$$\text{Población (hab)} = N^{\circ} \text{ de viviendas} * \text{Densidad Poblacional} \approx 21$$

$$QMD_{2042} \frac{L}{s} = 1.13$$

$$\text{Población Total}_{2042}(\text{hab}) = 625$$

$$\text{Caudal Unitario} = \frac{1.13 \frac{L}{s}}{625 \text{ hab}} = 0.001818 \frac{L}{\text{hab-s}}$$

$$\text{Demanda Nodo LCN} - 64 = \text{Población} * \text{Cauda Unitario}$$

$$\text{Demanda Nodo LCN} - 64 = 21 \text{ hab} * 0.001808 \frac{L}{\text{hab-s}}$$

$$\text{Demanda Nodo LCN} - 64 = 0.037968 \frac{L}{s}$$

Se realizó el cálculo de las perdidas menores y fue ingresado en la modelación de la red de distribución. A continuación se especifica el modelo de cálculo empleado.

**TABLA N° 13. LONGITUDES EQUIVALENTES PARA LOS ACCESORIOS
DE Ø2" DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN**

Accesorio	Diámetro (pulg)	Cantidad (un)	Le,i = (m)
Válvula reguladora	2	1	4,2
Válvula de compuerta	2	2	0,8
Codo 45°	2	5	4
Codo 90°	2	3	4,2
Tee	2	2	7
Reducción	2x1	1	0,4
Long. total equivalente = $\sum Le,s$			20,6

$$\sum \text{Longitudes equivalentes } \varnothing 63\text{mm} = 19,8\text{m}$$

$$\text{Longitud total de la red de distribución } \varnothing 63\text{mm} = 1039,52\text{m}$$

$$\text{Coeficiente de Perdidas locales menores } \varnothing 63\text{mm} = 20,6\text{m} / 1039,52\text{m} = 0,0198$$

4.9.2 Descripción de la modelación

Obtenida la simulación para las condiciones actuales (año 2017), dónde se tiene un QMD de 0,87 l/s se encontró que para la hora de máximo consumo (12:00 pm) las tuberías proyectadas tienen la capacidad hidráulica de transportar la demanda requerida por la población, además del mapa de isóbaras generado por el software de modelación hidráulica EPANET se obtiene las presiones resultantes donde se observa que un 93.33% de las redes se encuentran por encima del rango mínimo correspondiente a 10 m.c.a (Ver ANEXO 8.8.5 y ANEXO 8.8.6), los porcentajes de presión por nodo se observan en la TABLA N° 14, es importante tener en cuenta que los nodos que tienen presiones por encima de 60 m.c.a y por debajo de 10 m.c.a están ubicados en puntos donde no hay viviendas y abarcan un área menor al 5% del área de influencia de la red.

TABLA N° 14.DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES RED DE ACUEDUCTO (AÑO 2017)

Presión (m.c.a)	cantidad	%
Balance de presiones Mínimo Consumo (3:00 am) 2017		
0-20	5,0	16,7
20-40	11,0	36,7
40-60	12,0	40,0
>60	2,0	6,7
Total	30,0	100,0
Balance de presiones Máximo Consumo (12:00 am) 2017		
0-20	6,0	20,0
20-40	15,0	50,0
40-60	9,0	30,0
>60	0,0	0,0
Total	30,0	100,0

Respecto a la simulación de la red proyectada para las condiciones futuras (año 2.042) las demandas se distribuyen de la misma manera pero con el QMD de 1,13l/s. Para este escenario se puede demostrar que en la hora de máximo consumo (12:00 pm) las tuberías tienen la capacidad hidráulica de transportar la demanda futura y tiene un adecuado comportamiento en las presiones donde se observa que un 93,33% de las redes se encuentran por encima del rango mínimo correspondiente a 10 m.c.a (Ver ANEXO 8.8.5 y ANEXO 8.8.6), los porcentajes de presión por nodo se observan en la TABLA N° 15, es importante tener en cuenta que los nodos que tienen presiones por encima de 60 m.c.a y por debajo de 10 m.c.a están ubicados en puntos donde no hay viviendas.

TABLA N° 15.DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES RED DE ACUEDUCTO (AÑO 2.042)

Presión (m.c.a)	cantidad	%
Balance de presiones Mínimo Consumo (3:00 am) 2042		
0-20	6,0	20,0
20-40	10,0	33,3
40-60	12,0	40,0
>60	2,0	6,7
Total	30,0	100,0
Balance de presiones Máximo Consumo (12:00 am) 2042		
Presión	cantidad	%
0-20	7,0	23,3
20-40	15,0	50,0
40-60	8,0	26,7
>60	0,0	0,0
Total	30,0	100,0

En la FIGURA N°21 se observa el comportamiento de la presión en el nodo codificado como LCN-50 en la simulación para el año 2.017, el cual se encuentra ubicado en el punto donde comienza la zona urbana, en la FIGURA N°22 se observa el comportamiento de la presión en el mismo nodo para el año 2.042. En la FIGURA N°23 y FIGURA N°24 se muestra el mapa de isolíneas para el año 2.017 y 2.042 respectivamente a la hora de máximo consumo.

FIGURA N°20. RED DE ACUEDUCTO PROYECTADA

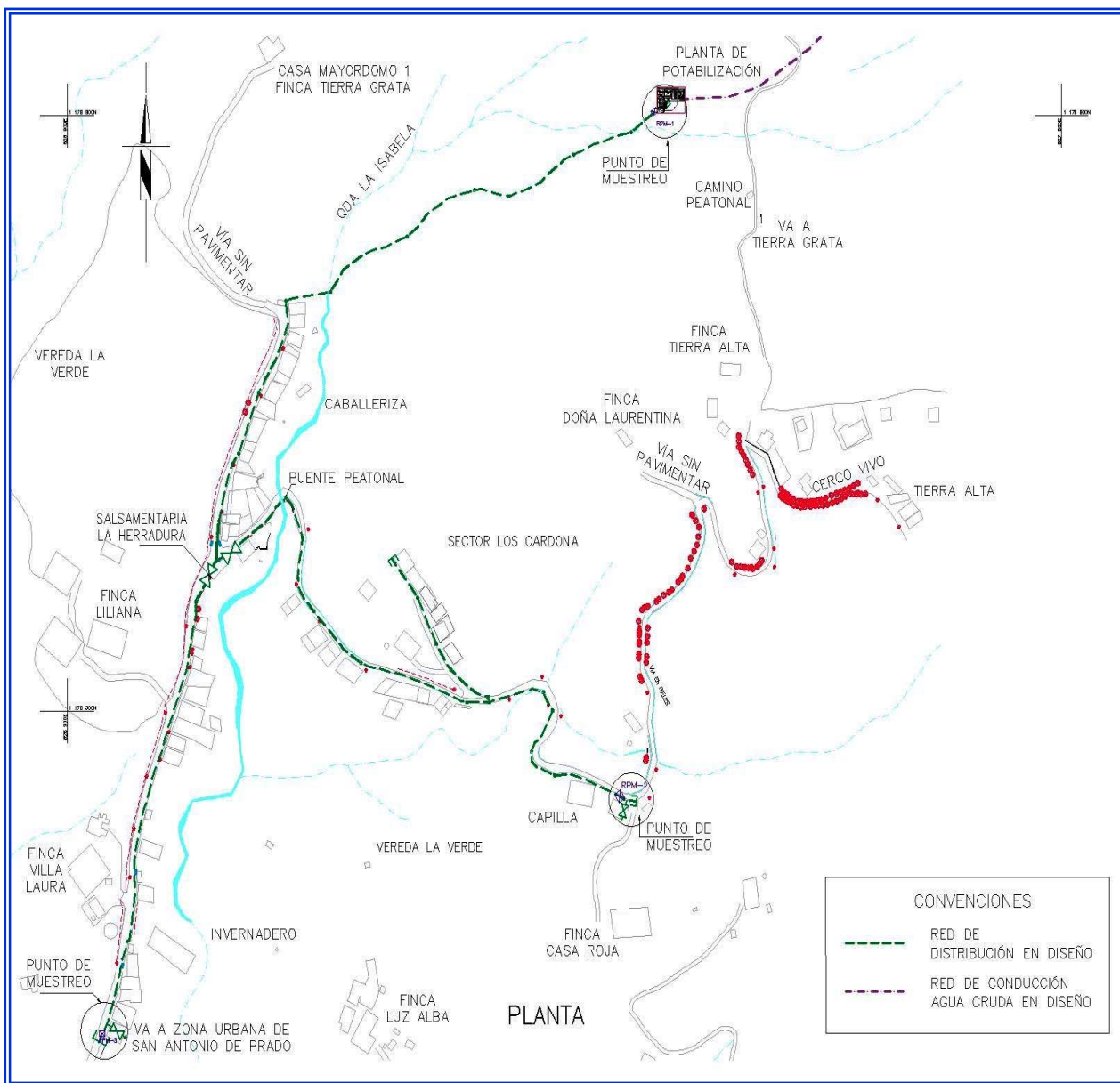


FIGURA N°21. PRESION DINÁMICA EN EL NODO LCN-50 (AÑO 2.017)

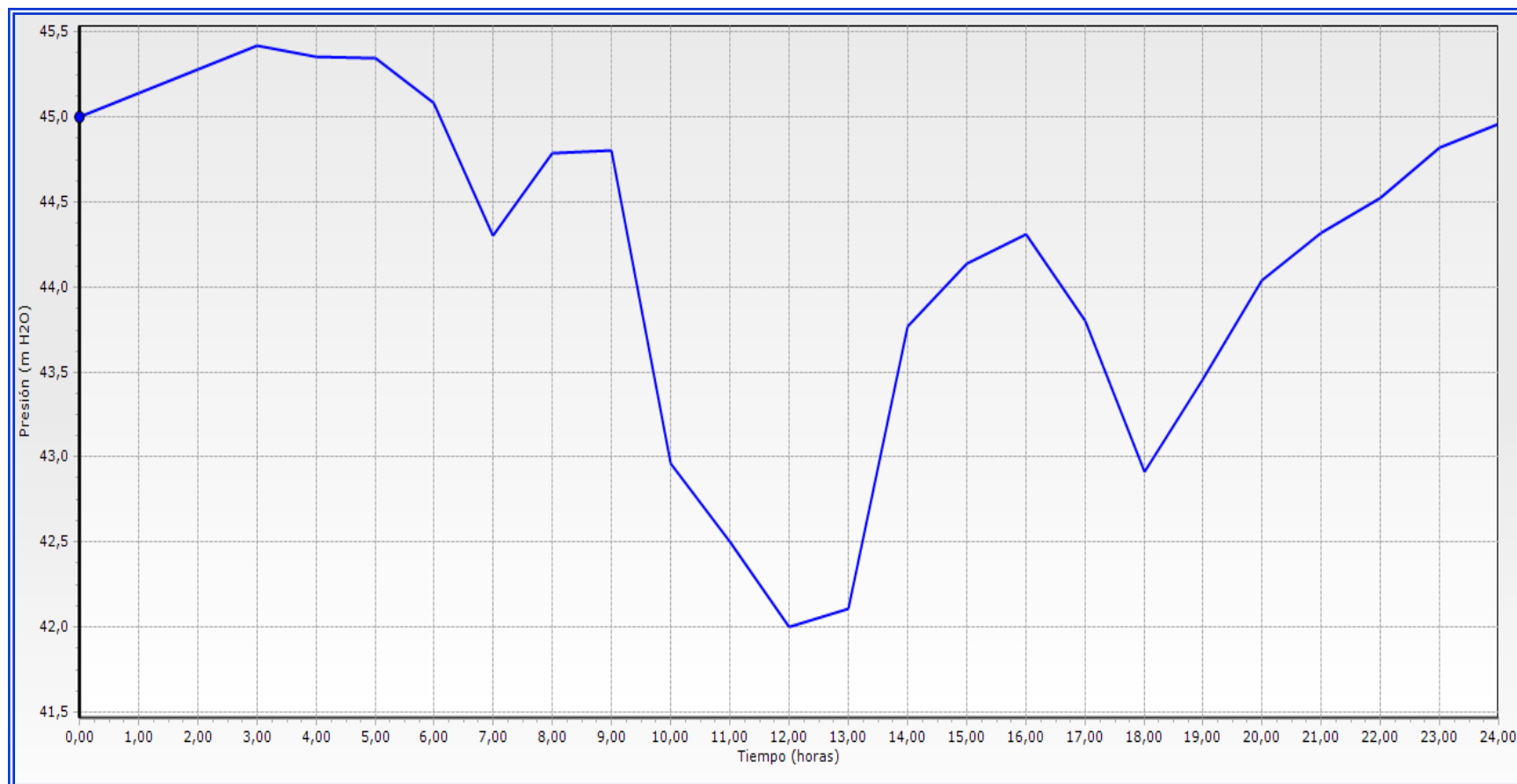


FIGURA N°22. PRESION DINÁMICA EN EL NODO LCN-40 (AÑO 2.042)

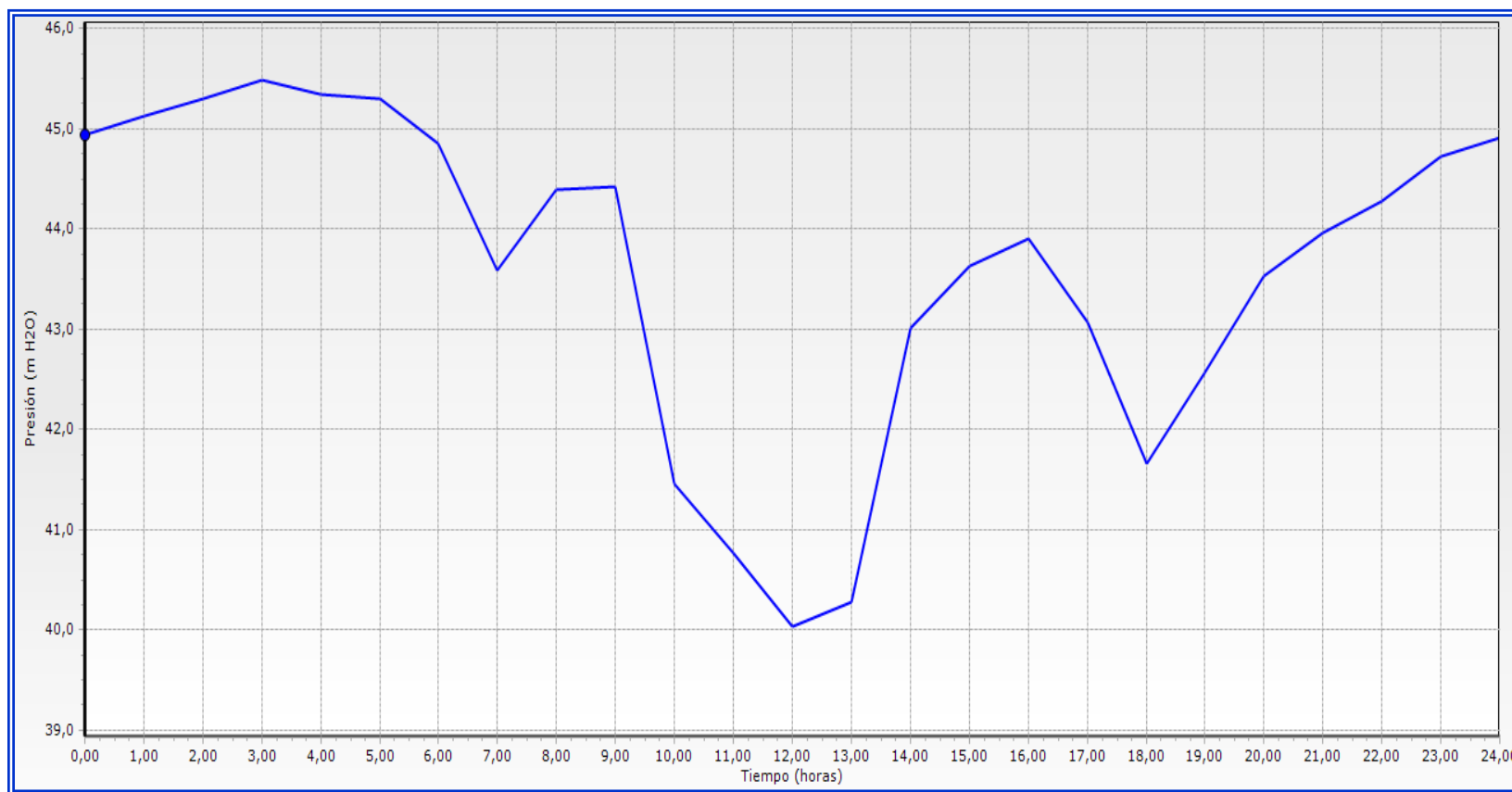


FIGURA N°23. PRESIONES A LA HORA DE MÁXIMO CONSUMO (AÑO 2.017)

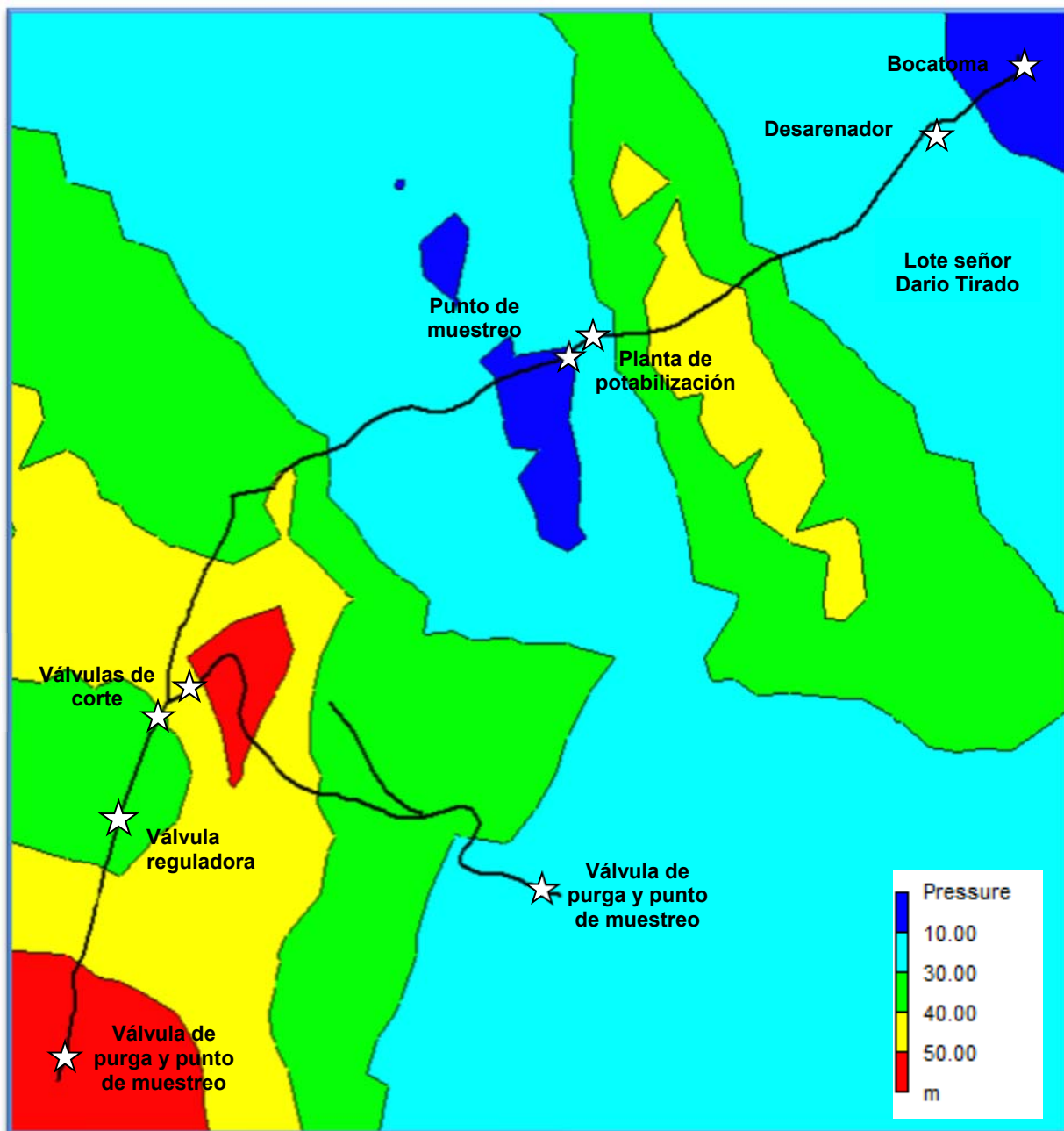
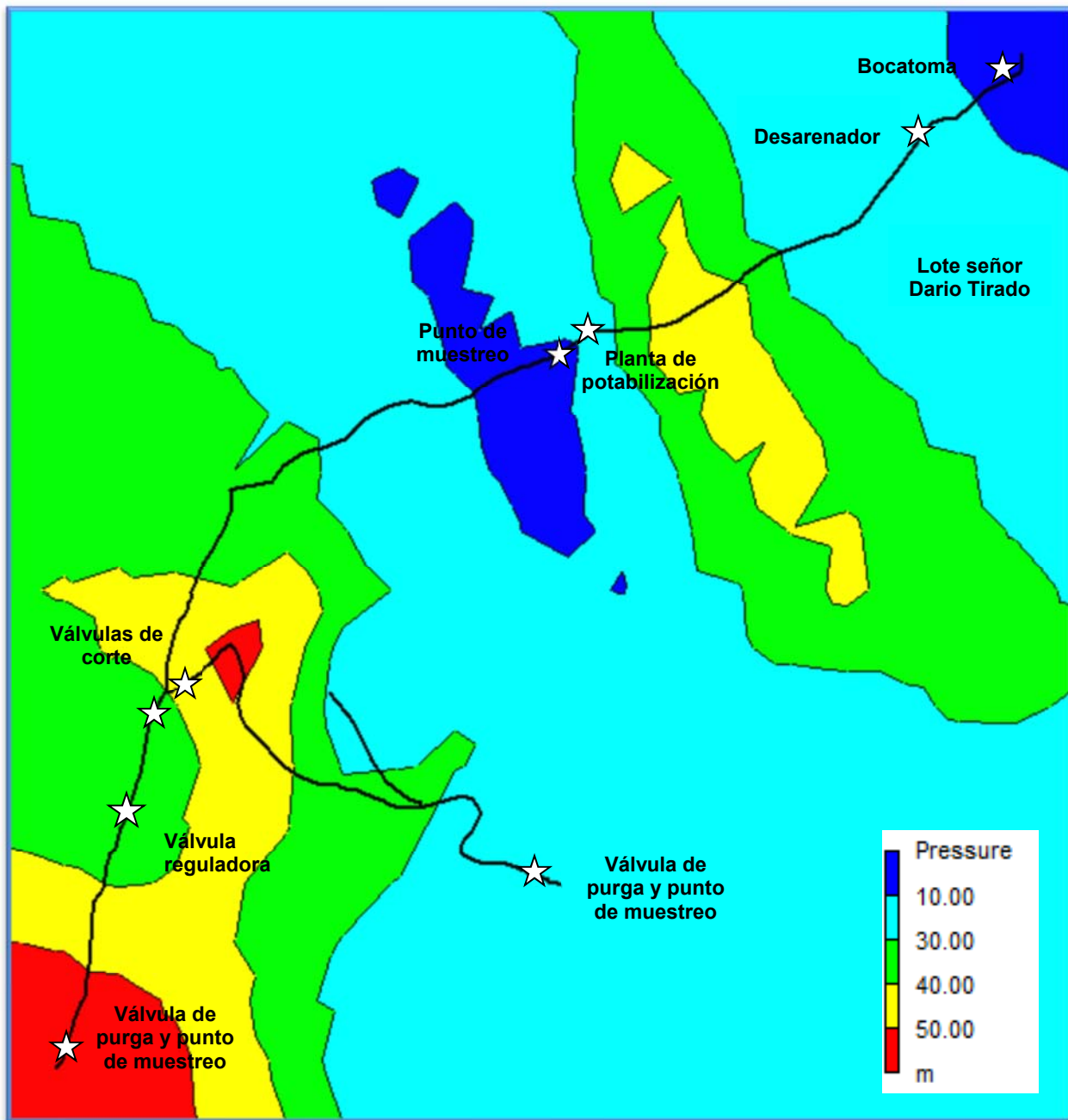


FIGURA N°24. PRESIONES A LA HORA DE MÁXIMO CONSUMO (AÑO 2.042)



En las figuras anteriores se puede observar que la presión en el 93,33% de la red es superior a 10 m.c.a. y que la zona en la cual la presión es superior a 50 m.c.a. es menor del 10% del área servida, dando cumplimiento a lo estipulado en la Resolución 0330 de 2.017 en los Artículos 61 y 62.

4.9.3 Construcción de la red de distribución

Como se mencionó anteriormente para el sector Los Rieles se proyecta la instalación de una red de distribución compuesta por tubería de Polietileno de alta densidad de Ø63mm y Ø32mm con una longitud de 1039,52m y 93,65m respectivamente, los cuales garantizarán una cobertura del 100% en todo el horizonte de diseño brindando continuidad de servicio las 24 horas del día a la población con las presiones adecuadas. En la TABLA N° 16 se presenta la longitud proyectada para la red de distribución del sector por diámetro y material.

TABLA N° 16. TUBERÍA PROYECTADA PARA LA RED DE DISTRIBUCIÓN

TUBERÍA	LONGITUD (m)
PEAD Ø63mm PE100 PN10 RDE17	1039,52
PEAD Ø32mm PE100 PN16 RDE11	93,65

4.9.3.1 Válvulas de control

Según la Resolución 0330 de 2.017, todas las redes deben estar sectorizadas con el fin de lograr la racionalización del servicio, por esta razón se contará con dos válvulas de cierre ubicadas en la parte media del sector, la primera en el ramal principal localizada en las coordenadas E 826.982,43; N 1.176.563,15 sobre la cota 1.749,31m.s.n.m y la segunda en el ramal que conduce al sector Los Cardona ubicada en las coordenadas E 827006,97; N 1.176.586,29 sobre la cota 1.750,95 m.s.n.m, de tal forma que se pueda independizar en dos sectores en caso de que se presenten eventuales momentos de reparación de daños y/o mantenimientos con el fin de no dejar la totalidad de la población sin agua, el diámetro de las válvulas es de 2" y el estado normal de operación es abierta.

4.9.3.2 Válvulas de purga

Con el fin de realizar periódicamente mantenimiento y limpieza de la red de distribución, se ubica sobre las coordenadas E 827.237,32; N 1.176.454,99 y cota 1.790,90m.s.n.m una válvula de purga de 2" de diámetro y sobre las coordenadas E 826.923,27; N 1.176.340,73 y cota 1.726,11m.s.n.m otra válvula de purga de 2" de diámetro; ambas válvulas están ubicadas en dos extremos de la red que es donde se puede presentar mayor acumulación de sedimentos. El estado normal de operación de estas válvulas es cerrado y su manipulación dependerá exclusivamente de los periodos de mantenimiento definidos por la empresa operadora del servicio.

4.9.3.3 Válvulas reguladoras de presión

Teniendo en cuenta la topografía del sector se hace necesario la proyección de una válvula reguladora de presión, que estará ubicada en las coordenadas E 826.988,60; N 1.176.573,81;

cota 1.751,50m.s.n.m, el código en la simulación corresponde a PRV-1 y la presión de salida es de 30 m.c.a.

4.9.3.4 Macromedidores y micromedidores

Para controlar la cantidad de agua que se suministra a la población desde el tanque de almacenamiento se proyectó un macro medidor de flujo tipo turbina de Ø2" en la tubería principal que sale de este tanque hacia la red de distribución dentro del lote donde se ubica la Planta de tratamiento proyectada, igualmente se proyecta tener un macromedidor a la entrada para controlar el caudal de agua cruda tratada en la PTAP y finalmente en la red de distribución se instalará otro para el control del agua en la entrada del sector hidráulico "los Cardona" en la parte media de la red (Ver FIGURA N°25).

Con el fin de controlar el agua que consume cada usuario se proyecta la instalación inicial de 135 acometidas domiciliarias que incluyen: micromedidor, llave de incorporación, llave de corte, llave de contención, caja y tapa (Ver FIGURA N°26).

Con la instalación del 100% de los Micromedidores y de los macromedidores a la salida del tanque de almacenamiento y la zona media de la red de distribución se pretende que el operador del servicio tenga las herramientas necesarias para obtener registros y detectar cambios en los consumos y poder así tener un control sobre las pérdidas del sistema.

4.9.3.5 Hidrante

Según la resolución 0330 de 2.017, para poblaciones menores de 12500 habitantes, cualquier incendio, independientemente de la zona en que ocurra, debe ser atendido mínimo por un hidrante. Dando cumplimiento a lo anterior se proyecta la instalación de un hidrante de Ø3" sobre las coordenadas E. 827.050,163; N. 1.176.548,878, Cota 1754,41 m.s.n.m.

FIGURA N°25. MACROMEDIDOR PROYECTADO

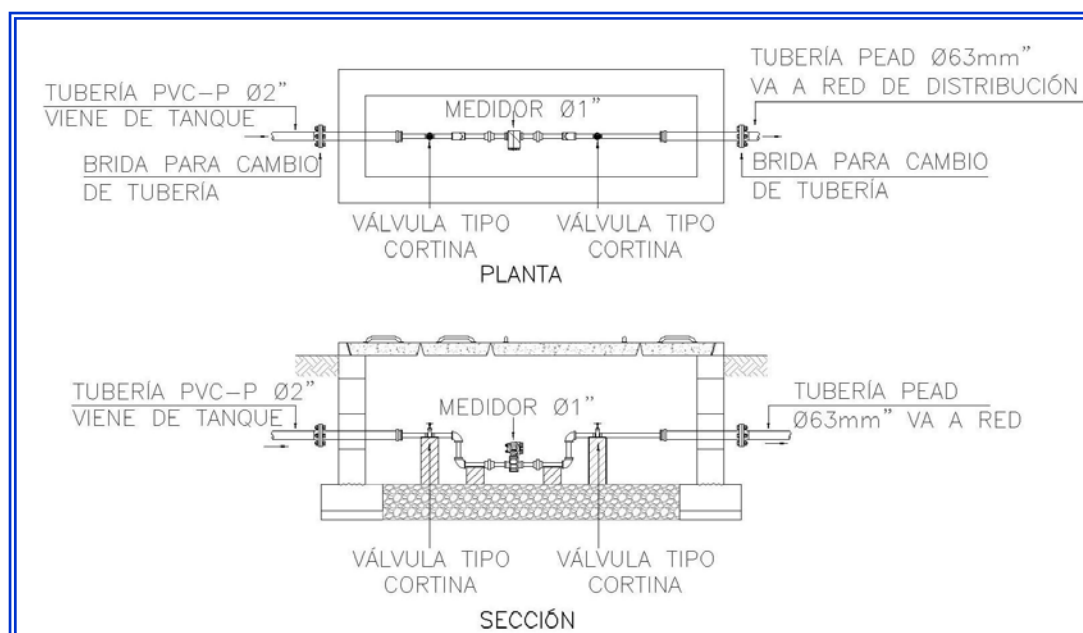
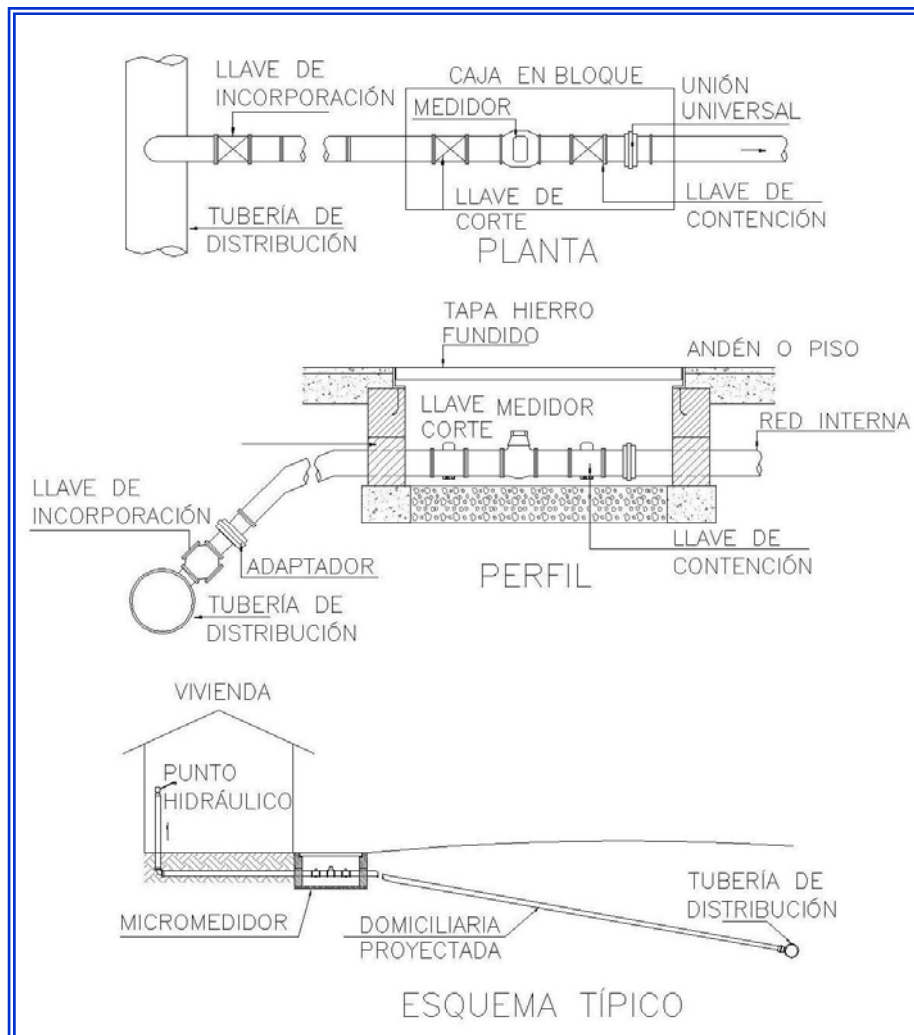


FIGURA N°26. ACOMETIDA DOMICILIARIA



4.10 RESUMEN DEL PROYECTO DE ACUEDUCTO

A continuación se presenta un resumen de la condición actual del acueducto y las obras que fueron proyectadas.

4.10.1 Fuente de abastecimiento y bocatoma

Condición actual: La fuente donde se realiza la captación es la quebrada La Isabela, donde se capta en dos puntos diferentes, el primero es en el cauce principal y el segundo en un afluente, las captaciones existentes son bocatoma en concreto pero no cumplen con las especificaciones técnicas requeridas por la norma.

Condición futura: La captación se realizará sobre el brazo principal de la quebrada La Isabela, en un punto tal que la cota favorece que el sistema funcione a gravedad y las presiones en la red sean las adecuadas, además según el estudio hidrológico se garantiza el caudal suficiente para abastecer a la totalidad de la población durante todo el periodo de diseño. Para la captación se proyecta una bocatoma de fondo en concreto reforzado con una caja de derivación encargada de regular el caudal de captación concedido por la corporación.

4.10.2 Línea de aducción (Caja de derivación – desarenador)

Condición actual: Las aducciones existentes son mangueras que no tienen los requerimientos técnicos exigidos por la norma para conducciones a presión, adicionalmente no cuentan con válvulas de purga, ni ventosas.

Condición futura: Se proyecta una nueva línea de aducción entre la caja de derivación y el desarenador proyectado en Polietileno de alta densidad, adicionalmente esta contará con una válvula de purga para realizar limpieza y mantenimiento.

4.10.3 Desarenador

Condición actual: El sistema no cuenta con unidad de desarenador.

Condición futura: Se proyecta la instalación de un desarenador de poliéster reforzado con fibra de vidrio que tendrá la capacidad de tratar el caudal proyectado para el periodo de diseño estimado para el proyecto.

4.10.4 Línea de Conducción (Desarenador – Planta de Tratamiento)

Condición actual: La línea de conducción existente es una manguera que no tiene los requerimientos técnicos exigidos por la norma para conducciones a presión, adicionalmente no cuenta con válvulas de purga, ni ventosas.

Condición futura: Se proyecta una nueva línea de aducción entre el desarenador y la Planta de Tratamiento en Polietileno de alta densidad, adicionalmente esta contará con dos válvulas de purga para realizar limpieza y mantenimiento y dos válvulas ventosas.

4.10.5 Planta de tratamiento de agua potable

Condición actual: En la actualidad el sector no cuenta con una planta de potabilización por lo que la población es abastecida por agua cruda, la cual no es apta para consumo humano.

Condición futura: Se proyecta la instalación de una Planta de tratamiento convencional compacta de poliéster reforzado con fibra de vidrio, la cual tiene la capacidad de tratar el caudal requerido por la comunidad durante todo el periodo de diseño del proyecto.

4.10.6 Tanque de almacenamiento

Condición actual: Existe un tanque de almacenamiento en mampostería que no cumple con los requerimientos estructurales exigidos por la norma para estructuras hidráulicas.

Condición futura: Se proyecta un tanque de almacenamiento en concreto reforzado con la capacidad, ubicación y condiciones técnicas necesarias para que funcione adecuadamente durante todo el periodo de diseño del proyecto.

4.10.7 Redes de distribución

Condición actual: Las redes existentes en el sector son mangueras que no tienen los requerimientos técnicos exigidos por la norma para conducciones a presión, además de ser redes muy antiguas de las cuales no se conoce su estado interno actual, adicionalmente no cuentan con válvulas de purga.

Condición futura: Se realizará la instalación de la totalidad de la red de distribución en tubería de polietileno de alta densidad con capacidad de transportar el caudal necesario para el abastecimiento de toda la población tanto en las horas de mínimo como de máximo consumo, se instalarán además dos válvulas de cierre, dos válvulas de purga y una válvula reguladora..

4.10.8 Macromedición y micromedición

Condición actual: No existe en el sector sistema de macromedición ni micromedición.

Condición futura: Se proyecta a la salida del tanque de almacenamiento un macro medidor de flujo tipo turbina de Ø2" para tener control del agua suministrada a la población, uno de Ø2" a la entrada de la PTAP para contabilizar el agua cruda que se va a tratar y otro de Ø2" para el control del agua en la entrada del sector hidráulico en la parte media de la red. Adicionalmente se proyecta la instalación de micromedidores para cada una de las viviendas incluidas dentro del proyecto con el fin de contabilizar el agua entregada a cada usuario, con esto se pretende tener un control de las pérdidas del sistema.

5. RESUMEN DE OBRAS E INVERSIONES PARA EL SISTEMA DE ACUEDUCTO

En la TABLA N° 17 se presenta el resumen de las obras e inversiones para el sistema de acueducto del sector Los Rieles proyectado, este incluye todos los componentes desde la captación en la fuente hasta el suministro de agua potable a cada uno de los usuarios, el costo directo del proyecto del acueducto es de seiscientos cincuenta y tres mil millones ochocientos ochenta y siete mil seiscientos noventa y seis pesos. (\$653.887.696).

TABLA N° 17. RESUMEN DE OBRAS E INVERSIONES DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

ITEM	DESCRIPCIÓN DE LA OBRA	COSTO DIRECTO (\$)
1	Construcción de bocatoma y caja de derivación	\$ 38.287.277
2	Construcción de aducción	\$ 3.610.153
3	Instalación de desarenador en poliéster reforzado con fibra de vidrio y estructuras adicionales en concreto	\$ 19.342.576
4	Construcción de conducción de agua cruda	\$ 46.699.604
5	Instalación de Planta de Tratamiento de Agua Potable (Incluye Floculador, sedimentador, filtro, dos lechos de secado, alcantarillado interno, sistema eléctrico y obras complementarias)	\$ 104.115.790
6	Construcción de losas para soporte de filtro y lechos de secado	\$ 13.633.326
7	Construcción de tanque de almacenamiento en concreto reforzado	\$ 71.386.964
8	Construcción de caseta de operaciones (incluye red de abasto, desagüe, dosificadores y sistema de bioalarma)	\$ 67.103.735
9	Construcción de red de distribución (Incluye válvulas de corte, purga y domiciliarias)	\$ 289.708.271
COSTO DIRECTO ACUEDUCTO		\$ 653.887.696

Por último es importante resaltar que el éxito del proyecto dependerá entonces, del nivel de compromiso y de la capacidad de gestión de la Administración Municipal y demás fuerzas vivas del corregimiento de San Antonio de Prado, así como de las entidades oficiales involucradas y comprometidas con brindar agua potable a la comunidad del sector.

6. DISEÑO DEL SISTEMA DE SANEAMIENTO

Tal como se describió en la fase de Diagnóstico, el sector no cuenta con un sistema de recolección del agua residual generada, ni con un sistema de tratamiento de la misma que incluya a la totalidad de la población, por lo que el 64% descarga el agua residual directo a la Fuente más cercana, el 22% cuentan con pozos sépticos ubicados en la parte trasera de las viviendas, de los cuales algunos no funcionan adecuadamente por falta de mantenimiento periódico y el 14% restante descarga en el alcantarillado de EPM. La mayoría de las aguas vertidas llegan directamente a la fuente hídrica, constituyéndose esto en un factor de riesgo para la salud, especialmente para la población infantil.

Con base en lo expuesto anteriormente y analizadas las condiciones topográficas del sector que no hacen posible conectar las viviendas a la red de alcantarillado, se concluyó que debe proyectarse 13 sistemas de tratamiento independiente ubicados en la parte trasera de las viviendas, que atiendan la totalidad de los usuarios del sector Los Rieles que no tienen saneamiento actualmente a lo cual se le suma la optimización de 11 pozos sépticos existentes (Ver ANEXO 9.1 a 9.25). En cuanto a las viviendas conectadas al alcantarillado, éstas conservarán las mismas condiciones de saneamiento.

Con los sistemas proyectados se podrá garantizar un adecuado manejo de las aguas residuales en los próximos 25 años y entregar el 100% del agua residual del sector ya sea a la red de alcantarillado convencional existente de Empresas Públicas de Medellín o a la fuente de agua más cercana pero con un tratamiento anterior.

En la TABLA N° 18 se muestran los 24 sistemas que se proyecta sigan funcionando dentro del sistema de saneamiento del sector, los codificados como PN# son los sistemas que se proyecta instalar nuevos, los codificados como PE# son los sistemas existente que se proyectan sigan funcionando después de la inspección y el mantenimiento.

**TABLA N° 18. SISTEMAS DE TRATAMIENTO INTEGRADO INDEPENDIENTE
PROYECTADOS**

Código pozo séptico	N° de viviendas que atiende (un)	Código de la(s) vivienda(s)	N° Habitantes (hab)	Diámetro del pozo (m)	Profundidad total (m)	Volumen (m³)
PN2	4	1,2,3,4	18	1,5	1,5	2,7
PN3	13	5,6,7,8,9,10,11,12,13,14,15,16,17	40	1,8	1,9	4,8
PN4	8	18,19,20,21,22,23,24,25	28	1,8	1,9	4,8
PN5	14	26,27,28,29,31,32,33,34,35,36,37,40,41,42	44	2	2	6,3
PN6	2	38,39	5	1,2	1,5	1,7
PN7	10	77,78,79,80,81,82,83,84,85,86	47	2	2	6,3
PN8	7	87,88,89,90,91,92,93	27	1,8	1,9	4,8
PN9	8	94,95,96,97,98,99,100,101	34	1,8	1,9	4,8
PN10	7	102,103,104,105,106,107,108	29	1,8	1,9	4,8
PN11	3	109,110,111	6	1,2	1,5	1,7
PN12	2	113,114	6	1,2	1,5	1,7
PE13	1	116	4	1,3	1,5	2,0
PE14	3	43,44,45	4	1,3	1,5	2,0
PE15	3	30,51,46	10	1,3	1,5	2,0
PE16	4	47,48,49,50	11	1,3	1,5	2,0
PE17	2	52,53	6	1,3	1,5	2,0
PE18	1	54	3	1,3	1,5	2,0
PN20	6	55,56,57,58,59,60	23	1,6	1,6	3,2
PE21	4	61,62,63,64	11	1,3	1,5	2,0
PE22	1	67	2	1,3	1,5	2,0
PE23	1	68	2	1,3	1,5	2,0
PE24	4	69,70,71,72	14	1,3	1,5	2,0
PE26	2	65,66	3	1,3	1,5	2,0
PN28	1	73	2	1,2	1,5	1,7

Para presentar la descripción de los sistemas de tratamiento independiente, es necesario definir algunos criterios y parámetros básicos que son utilizados para el diseño hidráulico, a continuación se mostrará un ejemplo del diseño de uno de los pozos proyectado, el diseño completo de estos sistemas se observa en los ANEXOS 9.1 a 9.25.

6.1 CRITERIOS Y PARÁMETROS BÁSICOS PARA EL DISEÑO

Los sistemas de tratamiento de agua residual proyectados se componen por un tanque séptico y un filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA). A este sistema llega el agua residual procedente de la vivienda, luego de ser tratadas se descargan a la fuente más cercana, ya sea la quebrada La Isabela o a otra aledaña, algunos aspectos a tener en cuenta son los siguientes:

- El diseño tendrá en cuenta la metodología que garantice el correcto funcionamiento del sistema, bajo los siguientes criterios (RAS/2.000, Numeral E.3.4.3 y Resolución 0330/2.017): Rendimiento del proceso de tratamiento, almacenamiento de lodos y amortiguamiento de caudales pico.
- Los sistemas independientes serán diseñados para cada vivienda, teniendo en cuenta su demanda actual y futura.
- Los sistemas individuales que se proyectan en cada una de las viviendas tratarán adecuadamente el agua residual generada.
- A los tanques sépticos no les está permitido la entrada de aguas lluvias ni desechos capaces de causar interferencia negativa en cualquier fase del proceso de tratamiento (RAS/2.000, Numeral E.3.4 y Resolución 0330/2.017).
- Se deben conservar las siguientes distancias mínimas (RAS/2.000, Numeral E.3.4.2 y Resolución 0330/2.017): 1,50m distantes de construcciones, límites de terrenos, sumideros y campos de infiltración; 3,0m de árboles y cualquier punto de redes públicas de abastecimiento de agua; 15,0m distantes de pozos subterráneos y cuerpos de agua de cualquier naturaleza. Cabe anotar que este último aspecto se cumple para las viviendas donde técnicamente se pueda dar esto ya que hay viviendas que están ubicadas a menos de 15 metros del cauce y el pozo no puede ser ubicado en otro lote.

Antes de presentar la descripción del sistema, es necesario definir algunos criterios y parámetros básicos que son utilizados para el diseño hidráulico, el diseño completo de estos sistemas se observa en los ANEXOS 9.1 a 9.25.

6.1.1 Dotación Neta

La Comisión de Regulación de Agua y Saneamiento Básico (CRA) expidió la Resolución 750 de 2016 cuyo objeto es modificar el rango de consumo básico y definir el consumo complementario y suntuario de tal forma que se contribuya al uso eficiente, ahorro del agua y se desestime su uso irracional. Sin embargo, la resolución 0330 de 2017 establece nuevos valores de dotación que implica consumos elevados, por ejemplo para el presente proyecto que se ubica en elevaciones entre 1000 y 2000 msnm se propone una dotación neta de 130 L/hab.día; lo cual es contrario a la premisa enunciada.

Teniendo en cuenta lo anterior, y considerando que la capacidad económica de la población en estudio es baja y sus consumos tienden a disminuir con el fin de reducir los pagos por este servicio, la Consultoría decide asumir como dotación neta para la presente actualización del

proyecto los 90 L/hab.día sugeridos en el RAS/2000, valor que fue empleado además en el proyecto original desarrollado en el año 2013.

6.1.2 Caudal medio de ARD

Es el producido por cada vivienda del sector diariamente y determina el volumen del sistema independiente a utilizar, en este caso se tomará como ejemplo el diseño del pozo codificado como PN6 el cual tiene un aporte de 5 habitantes que habitan 2 viviendas.

$$Q_{medioARD} = \frac{5Hab \times 90 \text{ litro} / Hab * día}{86400s} = 0,00521 \text{ litro} / seg$$

6.1.3 Caudal máximo horario de aguas residuales

El caudal máximo horario se refiere al caudal con el cual será diseñado el sistema de tratamiento de agua residual. Este corresponde al mismo valor del caudal medio diario, ya que es una descarga puntual, por lo que no se ve afectado por los coeficientes de consumo máximo horario (K2) y máximo diario (K1), ni por la infiltración de agua y demás parámetros utilizados para calcular el caudal de diseño para alcantarillados convencionales.

$$Q_{medioARD} = Q_{MHAR} = 0,00521 L / s = 450 L / día$$

6.1.4 Volumen útil

Para el dimensionamiento de los sistemas de tratamiento se tuvo en cuenta una metodología que garantice el correcto funcionamiento de éste, bajo los criterios establecidos en el numeral E.3.4.3.1 del RAS/2.000 modificado por la Resolución 0330/2.017, como son:

- Rendimiento del proceso de tratamiento
- Almacenamiento de lodos
- Amortiguamiento de caudales pico

6.1.5 Tiempo de detención hidráulico del tanque séptico

El tiempo de detención hidráulico en el tanque séptico depende de la contribución diaria de agua residual, el cual se encuentra en el Artículo 173 de la Resolución 0330/2.017, para el caso del tanque séptico PN6, el cual tiene una contribución diaria de 450L/días, el TDH será de 24 horas.

6.1.6 Volumen del Tanque Séptico

El volumen útil del tanque séptico se define como:

$$Vol_Tanque_sep = Q_{sistema} * TDH$$

$$Vol_Tanque_sep = \frac{0,0052L}{s} * \frac{1m^3}{1000L} * \frac{3600S}{1Hora} * 24Horas = 0,45m^3$$

6.1.7 Tiempo de detención hidráulico del FAFA

Se debe tener en cuenta la Tabla E.4.29 del RAS/2000 donde el tiempo de detención en el FAFA debe ser $(td1 + td2)/2$, el cual corresponde a 5,25 horas.

6.1.8 Volumen del FAFA

El volumen útil del filtro anaerobio de flujo ascendente se define como:

$$Vol_FAFA = Q_{sistema} * TDH$$

$$Vol_FAFA = \frac{0,0052L}{s} * \frac{1m^3}{1000L} * \frac{3600S}{1Hora} * 5,25Horas$$

$$Vol_FAFA = 0,098 \approx 0,10m^3$$

6.1.9 Volumen total del sistema

El volumen total del sistema corresponde a la sumatoria del volumen del tanque séptico y el volumen del FAFA, como se muestra a continuación.

$$Vol_total = V_t.septico + V_FAFA$$

$$Vol_total = 0,45m^3 + 0,10m^3$$

$$Vol_total = 0,55m^3$$

6.1.10 Dimensionamiento del sistema

Con base en el volumen requerido para el sistema de tratamiento se dimensiona a continuación el tanque séptico PN6, el cual atenderá 5 habitantes.

- Altura del nivel del agua en el tanque séptico: según el Artículo 173 de la Resolución 0330/2.017 los valores de altura útil varían de 1,2m - 2,2m para un volumen útil de hasta 6m³, por lo tanto se adoptará el Hu de 1,35m, debido a que el tanque séptico tiene un volumen menor. En cuanto al borde libre se tomará un valor de 0,15m para una altura total de 1,50m.
- Geometría de los Tanques: de acuerdo al RAS/2.000, numeral E.3.4.3.2 modificado por la Resolución 0330/2.017, la geometría de los tanques sépticos pueden ser cilíndricos o prismáticos rectangulares; recomendándose los primeros cuando se quiere minimizar el área

útil aumentando la profundidad, por tal motivo se adoptó una geometría cilíndrica para el diseño del sistema de tratamiento de agua residual en conjunto (FAFA+ tanque séptico).

- Según lo anterior tenemos el siguiente dimensionamiento para el tanque séptico PN6, el cual se observa en el diseño hidráulico del ANEXO 9.16.

Diámetro total del sistema: Øt	1,20 m
Diámetro del FAFA; Øf	0,55 m
Altura útil del sistema; Hu	1,35 m
Altura total del sistema, Ht	1,50 m
Borde Libre; BL	0,15 m

6.2 DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO INTEGRADOS INDEPENDIENTES

Los tanques sépticos constituyen sistemas convencionales de tratamiento de aguas residuales ampliamente utilizados en las áreas rurales por su costo relativamente bajo y el limitado mantenimiento que requieren.

El objetivo primordial de un tanque séptico es el de sedimentar los sólidos provenientes de las aguas residuales, protegiendo así los cuerpos de agua receptores. Así mismo, está diseñado para realizar alguna digestión anaeróbica de los sólidos retenidos, y almacenar por cierto tiempo los sólidos ya digeridos. El material sedimentado formará en el fondo del depósito una capa de lodos, el que se degradará biológicamente con el tiempo y que deberá extraerse periódicamente.

El tren de viaje del agua residual comienza en una caja de registro de concreto reforzado la cual se instala en el patio de la vivienda, posteriormente se instala una caja de aforo cilíndrica, luego el sistema de tratamiento y por ultimo otra caja de aforo cilíndrica (los tres componentes de políéster reforzado con fibra de vidrio), el sistema también contará con una válvula para la purga de los lodos generados en el sistema.

El sistema de tratamiento de aguas residuales está dividido en tres cámaras conectadas entre sí por pasos de tubería en PVC de Ø4", de acuerdo a lo recomendado en el RAS/2.000 numeral E.3.4.3.4, para volúmenes pequeños a medianos, que sirvan hasta 30 personas.

Se inicia el proceso con la trampa de grasas en la primera cámara, posteriormente el agua residual pasa al tratamiento primario que se encargará de separar los sólidos del líquido, después de la sedimentación las aguas pasan a un filtro anaerobio de flujo ascendente conocido como FAFA, es en este lugar donde se lleva a cabo la transformación de la materia orgánica que no es sedimentable, dando por terminado el tratamiento de las aguas y entregando éstas finalmente al cuerpo receptor.

El ingreso del agua residual al sistema se realiza a través de una tubería de PVC-S de diámetro 4", proveniente de la primera caja de aforo; la salida del agua tratada se hará a través de una tubería de PVC de Ø2", y será conducida a una caja de aforo para luego finalizar su recorrido hasta la fuente de descarga. Para extraer los lodos, se propone conducirlos a través de una tubería de 3" de diámetro de tal forma que puedan ser recogidos en un recipiente para luego disponerlos correctamente.

En la FIGURA N°27 se muestra el esquema del sistema de tratamiento individual independiente proyectado, en la FIGURA N°28 se muestra la ubicación de los 24 pozos sépticos que quedarán funcionando en el sistema de saneamiento proyectado y en la TABLA N° 19 se muestran las especificaciones del pozo séptico proyectado.

FIGURA N°27. SISTEMA DE TRATAMIENTO INTEGRADO INDEPENDIENTE PROYECTADO

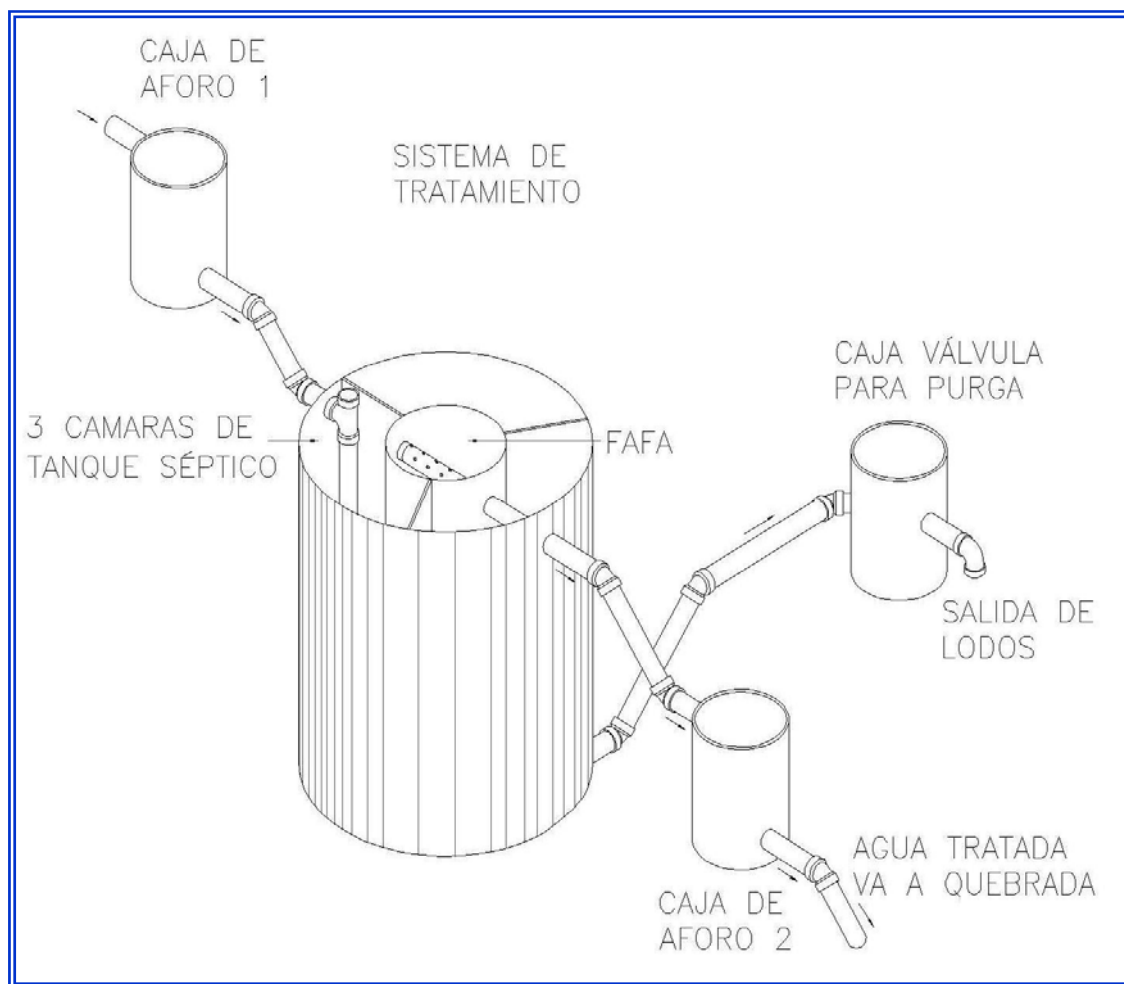


**TABLA N° 19.ESPECIFICACIONES DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO INTEGRADO
INDEPENDIENTE**

Especificaciones	Dimensión/valor
Número de módulos	1
Tiempo de detención hidráulico tanque séptico	24 horas
Tiempo de detención hidráulico FAFA	5,25 horas
Diámetro FAFA (m)	0,55 m
Diámetro total sistema (m)	1,2 m
Altura útil tanque (m)	1,35 m
Borde libre (m)	0,15 m
Número de cámaras	3
Interconexión cámaras	Tubería de PVC Ø 4"
Entrada agua residual	Tubería de PVC Ø 4"
Salida agua tratada	Tubería de PVC Ø 2"
Purga de lodos	Tubería de PVC Ø 3"

6.3 RESUMEN DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO

Actualmente el sector no cuenta con un sistema de recolección del agua residual ni con un sistema de tratamiento que abarque al 100% de la población, sólo el 36% cuenta con una alternativa de saneamiento como lo es el tanque séptico o con recolección por parte del alcantarillado convencional de Empresas Públicas de Medellín, razón por la cual se proyecta la instalación de sistemas de tratamiento integrado independientes, todo esto con el fin de lograr cobertura del 100% en saneamiento básico en el sector.

A continuación se presenta un resumen de la condición actual del saneamiento y las obras que fueron proyectadas.

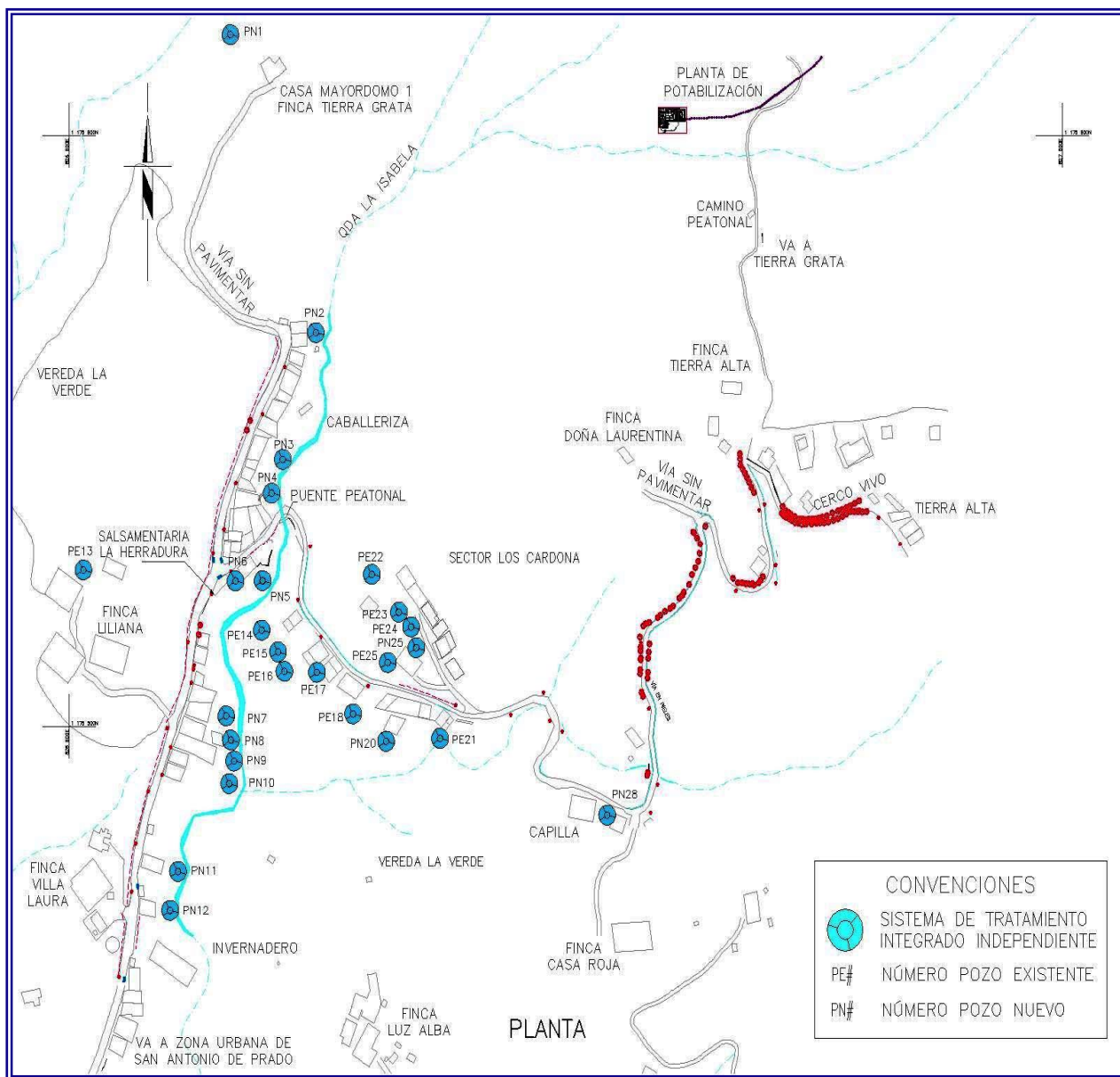
6.3.1 Condición actual

En el momento existen 13 tanques sépticos que abarcan 28 de las 135 viviendas existentes, 11 de estos son cilíndricos de poliéster reforzado con fibra de vidrio de 1,3 metros de diámetro y 1,50 metros de profundidad, existen 2 tanque en mampostería fuera de funcionamiento y de los cuales no fue posible conocer sus dimensiones.

6.3.2 Condición futura

Se proyecta la instalación de 13 sistemas sépticos nuevos y la inspección y mantenimiento de 11 existentes con el fin de dar solución de saneamiento a las 118 viviendas que en la actualidad no se encuentran conectadas a la red de alcantarillado convencional de Empresas Públicas de Medellín, con esto se garantiza la recolección y tratamiento del 100% del agua residual generada en el sector Los Rieles de la vereda La Verde.

FIGURA N°28. LOCALIZACIÓN DE LOS SISTEMAS SÉPTICOS PROYECTADOS



7. RESUMEN DE OBRAS E INVERSIONES PARA EL SISTEMA DE SANEAMIENTO

Definido el conjunto de obras y medidas para la recolección y tratamiento de las aguas residuales en el sector Los Rieles, en la TABLA N° 20 se resumen los costos de las inversiones requeridas para la ejecución del proyecto, la cual indica que el costo directo del proyecto de saneamiento es de ciento setenta y cinco mil millones seiscientos dieciocho mil setecientos setenta y ocho pesos. (\$ 175.618.778).

TABLA N° 20. RESUMEN DE INVERSIONES DEL TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL

ITEM	DESCRIPCIÓN DE LA OBRA	COSTO DIRECTO (\$)
1	Instalación de 13 sistemas de tratamiento integrado independiente y optimización de 11 existentes	\$ 175.618.778
COSTO DIRECTO SANEAMIENTO		\$ 175.618.778

BIBLIOGRAFÍA

REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO - RAS/2000, Dirección General de Agua Potable y Saneamiento Básico, del Ministerio de Desarrollo; Bogotá 2000.

ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Teoría y Práctica de la Purificación del Agua, Tomo I, Ed. McGraw-Hill, Bogotá, 2000.

AZEVEDO NETTO, de J.M. y **ALVAREZ ACOSTA**, Guillermo. Manual de Hidráulica, Ed. HARLA S.A. DE C.V., México, 1976.

ROMERO CORCHO Freddy Hernán y **DUQUE SERNA**, José Ignacio. Acueductos Teoría y Diseño, centro de Investigaciones Universidad de Medellín; Medellín, 1993.

PÉREZ PARRA, Jorge Arturo. Manual de Potabilización del Agua, Universidad Nacional de Colombia - Seccional Medellín; Medellín, 1990.

GOBERNACION DE ANTIOQUIA.<http://www.medellin.gov.co/>