“CONSTRUCCIÓN INTERCEPTOR DE ALCANTARILLADO SANITARIO DESDE EL PUENTE MUSEÑAS SECTOR MIRADOR HASTA LA CARRERA 3E AVENIDA LIBERTADORES MUNICIPIO DE LA PLATA HUILA”

INFORME CALCULOS HIDRAULICOS ALCANTARILLADO SANITARIO

MUNICIPIO DE LA PLATA HUILA

MAYO 2025

Contenido

1 PRESENTACIÓN 9
2 OBJETIVO 10
2.1 Objetivo general 10
2.2 Objetivos específicos 10
3 JUSTIFICACIÓN 11
4 MARCO TEÓRICO 12
5 SISTEMAS DE ALCANTARILLADOS 13
5.1 Elementos del Alcantarillado 14
5.2 Pozos de inspección 14
5.3 Cámaras de caída 15
5.4 Consideraciones Generales De Diseño 16
5.5 Tuberías 16
5.6 Levantamiento Topográfico 16
5.7 Cálculo Hidráulico 17
5.8 Coeficiente de rugosidad de Manning 19
5.9 Flujo uniforme permanente 21
5.10 Flujo no uniforme permanente 22
5.11 Empate por fa línea de energía para flujo subcrítico (NF < 0,9) 25
6 PROYECCIÓN DE POBLACIÓN 33
6.2 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO-LA PLATA HUILA 34
6.4 POBLACION SECTOR INTERCEPTOR MUSEÑAS 36
7 CONTRIBUCIONES DE AGUAS RESIDUALES- ALCANTARILLADO SANITARIO 37
7.1 AREAS TRIBUTARIAS DE ALCANTARILLADO INTERCEPTOR MUSEÑAS 40
7.3 Caudal medio residual 40
7.4 CALCULO DE CAUDAL RED SECTOR MUSEÑAS 43
7.2 Diámetro nominal de la tubería (pulg) 44
7.6 Relaciones hidráulicas para conductos circulares. 45

8 CONCLUSIONES 51

9 RECOMENDACIONES 51

ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Detalles pozos de inspección 14
Ilustración 2 Esquema cámara de caída 15
Ilustración 3 Convenciones del Trazo de Tuberías 17
Ilustración 4 Empate de los INTERCEPTORes por cota clave 25
Ilustración 5 Empate de los INTERCEPTORes por la línea de energía. 27
Ilustración 6 Empate con flujo supercrítico 30
Ilustración 7 Cámara de caída 31
Ilustración 8 Cámara de caída escalonada 32
Ilustración 9 Determinación de Hw 32
Ilustración 10 localizacion la plata huila 34

TABLAS

Tabla 1 coeficiente de rugocidad 21
TABLA 2 Regimen de flujo 28
TABLA 3 Angulo de intercepcion 31
TABLA 4 Calculo de poblacion 34
TABLA 5 Resultados de calculo proyeccion poblacional 36
TABLA 6 Altura promedio 38
TABLA 7 areas tributarias INTERCEPTOR museñas 40
TABLA 9 Calculo de caudal INTERCEPTOR museñas 44
TABLA 11 Descripción tubería PVC 45
TABLA 12 Relaciones hidraulicas 49
TABLA 13 Resultado hidraulico INTERCEPTOR museñas 50
TABLA 14 Perfil hidraulico INTERCEPTOR museñas 50

CONVENCIONES

UNIDAD	DESCRIPCION
$año$	año
$día$	día
h	hora
h_a	hectárea
h_{ab}	habitante
°C	grados centígrados
k_g	kilogramo
k_m	kilómetro
L	litro
m	metro
m^2	metro cuadrado
m^3	metro cúbico
mg	miligramo
min	minuto
mm	milímetro
N	Newton
s	segundo

VARIABLE	DESCRIPCION	UNIDAD
a	constante que depende del tipo de superficie	-
A_{rb}	área residencial bruta.	ha
A	área tributaria.	ha
C	coeficiente de resistencia al flujo de Chézy.	-
C_{md}	consumo medio diario por habitante	$l/hab-dia$
D	densidad de población	hab/ha
D_s	diámetro del INTERCEPTOR de salida de la estructura-pozo.	m
ΔE	diferencia de energía específica entre el INTERCEPTOR de salida y el INTERCEPTOR principal de entrada a la estructura.	
ΔH_c	pérdida de energía por cambio de dirección del INTERCEPTOR principal.	m
ΔH_e	pérdidas de energía ocurridas por la unión de INTERCEPTORes.	m
θ	ángulo de la intersección en la unión.	-
F	factor de mayoración.	-
g	aceleración de la gravedad, igual a 9.81 m/s^2	m/s^2
Y	peso específico del agua residual	N/m^3
H	profundidad de agua en el INTERCEPTOR.	m
H_c	energía específica para la condición de flujo crítico, igual a $Y_c + V_c^2/2g$	m

VARIABLE	DESCRIPCION	UNIDAD
H_v	cabeza de velocidad calculada para la velocidadpromedio.	m
Hv1	cabeza de velocidad en el INTERCEPTOR principal de entrada.	m
Hv2	cabeza de velocidad en el INTERCEPTOR principal de salida respectivamente.	m
H_w	profundidad esperada del agua en la estructura deconexión.	m
K	coeficiente que depende de la relación entre el diámetrode la estructura de unión D_p y el diámetro del INTERCEPTOR de salida D_s	
K_c	coeficiente de pérdida de energía por flujo curvilíneodentro de la estructura.	
K_k	O. 1 para velocidad creciente y O. 2 para velocidaddecreciente.	
K_1	representa la relación entre el caudal máximo diario y elcaudal medio diario, varía entre 1.2 y 1.5.	
L	longitud máxima de flujo de escorrentía superficial.	m
L_c	longitud del INTERCEPTOR.	m
n	coeficiente de rugosidad de Manning.	
P	población servida = D*A (para calcular F se toma en milesde hab	hab
P	población servida en miles de habitantes.	hab
P	perímetro mojado de flujo.	m
Q	caudal de agua residual.	l/s
Q_c	contribución comercial	$l/s - ha$

VARIABLE	DESCRIPCION	UNIDAD
Q_{ce}	aporte por conexiones erradas.	$l/s-ha$
Q_d	contribución doméstica.	l/s
Q_{dt}	caudal de diseño para cada tramo de la red.	$l/s-ha$
Q_{ind}	contribución industrial.	$l/s-ha$
Q_{ins}	contribución institucional.	$l/s-ha$
Q_{inf}	aporte por infiltración	$l/s-ha$
Q_{md}	caudal medio diario de aguas residuales.	$l/s-ha$
Q_{MH}	caudal máximo horario.	$l/s-ha$
R	radio hidráulico.	m
R	coeficiente de retorno.	
S	pendiente.	m/m
T	temperatura.	°C
r	esfuerzo cortante medio.	N/m^2
V_m	velocidad media del flujo.	m/s
V_s	velocidad superficial	m/s
y_1, y_2	profundidades de flujo en el INTERCEPTOR principal de entraday de salida respectivamente.	m
Y_i	profundidad de agua en la sección i-i.	m

1 PRESENTACIÓN

El sistema de alcantarillado es necesario para recibir y evacuar las aguas residuales de la población y la escorrentía superficial producida por la lluvia. De no existir estas redes de recolección de aguas, se pondría en grave peligro la salud de laspersonas debido al riesgo de enfermedades epidemiológicas y, además, se causarían importantes pérdidas materiales.

En los últimos años el crecimiento poblacional ha aumentado a una tasa considerablemente rápida, en especial en las localidades urbanas, quienes han requerido de una más amplia y moderna infraestructura para el saneamiento básico, escuelas, servicios públicos, asistencia social, infraestructura vial y de comunicaciones.

Consecuentemente, el saneamiento básico ha generado un papel importante en la salud pública, siendo el desalojo de las aguas residuales uno de los pilares en la salubridad de la población. Requiriendo así: la construcción, ampliación o modernización de un sistema de alcantarillado.

Un sistema de alcantarillado sanitario está integrado por INTERCEPTORes, interceptores, emisores, plantas de tratamiento, estaciones de bombeo, descarga final y obras accesorias. El destinofinal de las aguas servidas podrá ser, previo tratamiento, desde un cuerpo receptorhasta el reúso o la recarga de acuíferos, dependiendo del tratamiento que se realice y de las condiciones particulares de la zona de estudio

2 OBJETIVO

2.1 Objetivo general

“CONSTRUCCIÓN INTERCEPTOR ALCANTARILLADO SANITARIO DESDE EL PUENTE MUSEÑAS SECTOR MIRADOR HASTA LA CARRERA 3E AVENIDA LIBERTADORES MUNICIPIO DE LA PLATA HUILA”

2.2 Objetivos específicos

- Efectuar el catastro de alcantarillado con la identificación de cotas, diámetrosy materiales, para finalmente integrar la topología operacional del sistema. Labor que se efectuó en los informes de catastro y diagnóstico del sistema dealcantarillado.

- Evaluar el sistema a partir de la modelación hidráulica y verificar capacidadesmáximas y caudales de diseño, así como el diagnostico físico y funcional del sistema actual.

- Analizar de expansión demográfica, para atender los requerimientos futuros del municipio, de tal manera que la solución sea integral en el horizonte de diseño.

- Estudiar de campo con inspección visual para chequear estado de los corredores, posibles amenazas e interferencia predial, acompañado de la comisión de topografía para ir evaluando accesos y dificultades. Después de esta visita y chequeo de condiciones se ordena la topografía por los sitios previstos.

3 JUSTIFICACIÓN

La construcción de los dos INTERCEPTORes de alcantarillado sanitario es esencial para la protección de las quebradas involucradas. Actualmente, las aguas residuales domésticas e industriales que son vertidas directamente en estas fuentes hídricas están causando una grave contaminación. Esto no solo afecta la biodiversidad acuática, sino que también contribuye al deterioro de la calidad del agua, lo que puede tener consecuencias adversas para los ecosistemas circundantes. Al implementar los INTERCEPTORes, se logrará capturar y tratar las aguas residuales antes de su disposición final, lo que reducirá significativamente la carga contaminante y permitirá la recuperación de estas quebradas.

El vertido de aguas residuales no tratadas en las quebradas representa un riesgo considerable para la salud pública. La contaminación del agua puede facilitar la proliferación de patógenos que causan enfermedades como la diarrea, infecciones dérmicas y otras afecciones graves. Al construir estos INTERCEPTORes, se disminuirá la exposición de la población a fuentes de agua contaminada, reduciendo así la incidencia de enfermedades relacionadas con el agua. Esto mejorará la calidad de vida de los habitantes del municipio de La Plata.

La legislación ambiental en Colombia establece la obligatoriedad de tratar las aguas residuales antes de su vertido en cuerpos de agua. La construcción de estos INTERCEPTORes permitirá al municipio de La Plata cumplir con estas normativas, evitando sanciones legales y contribuyendo al desarrollo sostenible de la región. Además, el proyecto estará alineado con las políticas nacionales de protección de recursos hídricos y saneamiento básico.

El crecimiento urbano del municipio requiere infraestructura adecuada para garantizar la sostenibilidad a largo plazo. La implementación de estos INTERCEPTORes de alcantarillado sanitario es un paso crucial para acompañar este crecimiento de manera ordenada y responsable. Además de proteger las fuentes de agua, la mejora en la infraestructura sanitaria atraerá inversiones y contribuirá al desarrollo socioeconómico del municipio, generando empleo durante la fase de construcción y mejorando la calidad de vida de los habitantes.

La construcción de los dos INTERCEPTORes de alcantarillado sanitario en el municipio de La Plata, Huila, es una medida imprescindible para garantizar la descontaminación de las quebradas afectadas, proteger la salud pública, cumplir con la legislación ambiental y promover el desarrollo sostenible de la región. Este proyecto no solo resolverá problemas ambientales actuales, sino que también sentará las bases para un futuro más saludable y próspero para la comunidad.

4 MARCO TEÓRICO

Según López Cualla 2003, el sistema de alcantarillado es un conjunto de obras hidráulicas necesarias para recolectar, conducir y evacuar aguas servidas de la población y la escorrentía superficial producida por la lluvia. Este tipo de sistemasson fundamentales para el desarrollo de la sociedad, puesto que son una herramienta eficiente en la prevención de enfermedades epidemiológicas y, además se causarían importantes pérdidas materiales.

Según López Cualla 2003, las aguas residuales pueden tener varios orígenes, los cuales se mencionan a continuación:

- **Aguas residuales domésticas:** hace referencia a aquellasprovenientes de inodoros, cocinas y otros elementos domésticos. Estas aguas están compuestas por sólidos suspendidos (generalmente materia orgánica biodegradable), sólidos sedimentables (principalmente materia inorgánica), nutrientes (nitrógeno y fosforo) y organismos patógenos.

- **Aguas residuales e industriales:** Se originan de los desechos deprocesos industriales o manufactureros y, debido a su naturaleza, pueden contener, además de los componentes de las aguas domésticas, elementos tóxicos tales como plomo, mercurio, níquel, cobre y otros, que requieren ser removidos en vez de ser vertidos al sistema de alcantarillado.

- **Aguas lluvias:** Provienen de la precipitación pluvial y, debido a su efectode lavado sobre tejados, calles y suelos, pueden contener una gran cantidadde sólidos suspendidos; en zonas de alta contaminación atmosférica, puedencontener algunos metales pesados y otros elementos químicos

5 SISTEMAS DE ALCANTARILLADOS

Se entiende por sistema de alcantarillado al conjunto de tuberías y construcciones usado para la recogida y transporte de las aguas residuales, industriales y pluviales de una población desde el lugar en que se generan hasta el sitio en que se vierten al medio natural o se tratan.

Los sistemas de alcantarillados se pueden dividir en dos tipos:

- **Convencionales:** son sistemas con tuberías de grandes diámetros que permiten una gran flexibilidad en la operación del sistema. Han sido ampliamente utilizados, estudiados y estandarizados.
- **No Convencionales:** surgen como respuesta de saneamiento básico de poblaciones con recursos económicos limitados, pero son sistemas pocoflexibles que requieren una mayor definición y control de caudales, de unmantenimiento intensivo y una cultura de la comunidad que acepte y controle el sistema dentro de las limitaciones que estos pueden tener.

De acuerdo al tipo de agua que conducen los alcantarillados convencionales se clasifican así:

- **Alcantarillado sanitario:** es el sistema de recolección diseñado para recolectar exclusivamente las aguas residuales domesticas e industriales
- **Alcantarillado pluvial:** es el sistema de evacuación de la escorrentía superficial producida por la precipitación.
- **Alcantarillado combinado:** es un alcantarillado que conduce simultáneamente las aguas residuales (domesticas e industriales) y las aguaslluvias. (López Cualla, 2003).

Clasificación de tuberías

Las tuberías que conforman un sistema de alcantarillado se clasifican así:

- **Laterales o iniciales:** Encargadas de recibir únicamente los desagües provenientes de los domicilios.
- **Secundarias:** Reciben el caudal de dos o más tuberías iniciales.
- **INTERCEPTOR secundario:** Reciben el desagüe de dos o más tuberías secundarias.
- **INTERCEPTOR Principal:** Capta el caudal de dos o más INTERCEPTORes secundarios.

- **Emisario Final:** Conduce todo el caudal de aguas residuales o lluvias a supuntode entrega, ya sea planta de tratamiento o un vertimiento a un cuerpode agua, como un río, lago o el mar.

5.1 Elementos del Alcantarillado

Además de los INTERCEPTORes o tuberías mencionadas anteriormente, una red de alcantarillado está constituida por diferentes estructuras hidráulicas necesarias parael correcto funcionamiento del sistema; las más relevantes son:

5.2 Pozos de inspección

Es la estructura utilizada en el sistema de alcantarillado para la unión de tramos de la red, permitiendo a su vez, cambios de dirección en el alineamiento horizontal overtical, cambios de diámetro o sección y labores de limpieza y mantenimiento general del sistema.

Los pozos pueden construirse en mampostería o concreto, ya sea en sitio o prefabricado. Generalmente está constituido de los siguientes elementos

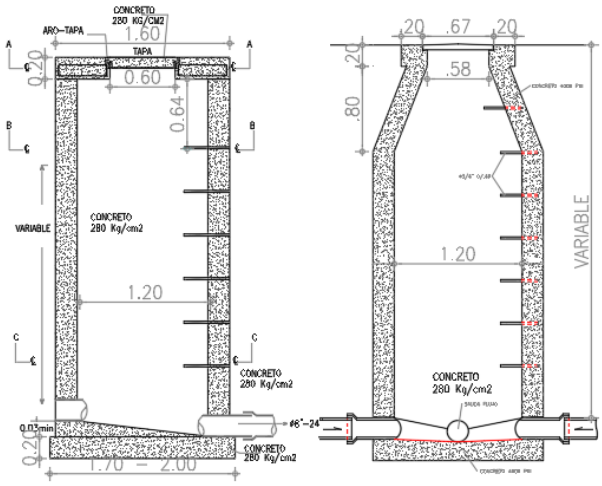


Ilustración 1 Detalles pozos de inspección

- **Tapa de Acceso:** Es la vía de ingreso para la realización de las labores de limpieza y mantenimiento general de las tuberías y debido a que posee orificios permite una adecuadaventilación.
- **Reducción Cónica:** Corresponde a la contracción que debe existir entre latapa y el cilindro y que permite la conexión estructural de estos elementosde diámetro diferente.
- **Cilindro:** corresponde al cuerpo principal del pozo, su altura varía dependiendo de la profundidad de las tuberías congruentes, llegando a alcanzar profundidades normales de hasta 4 metros. El diámetro del cilindro debe ser mínimo de 1,20 metros, dependiendo del diámetro de la tubería desalida y las paredes son en general de 20 cm de espesor.
- **Cañuela:** Es un canal semicircular en concreto simple, ubicada en la basedel cilindro y cuyo propósito es permitir la transición de flujo entre las tuberías entrantes y el INTERCEPTOR saliente, dependiendo de las pérdidas de energía ocasionadas por la unión y el régimen de flujo de las tuberías entrantes.

5.3 Cámaras de caída

Son estructuras utilizadas para realizar la unión de INTERCEPTORes en alcantarillados de alta pendiente, con el objeto de evitar velocidades superiores a la máxima permitida y la posible erosión de la tubería. (Lopez Cualla, 2003).

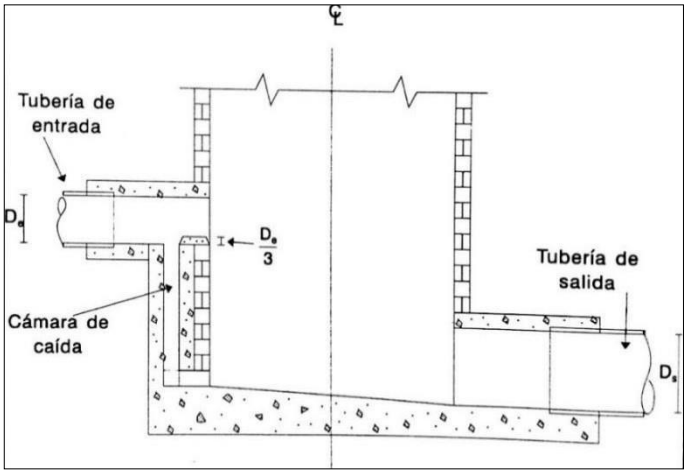


Ilustración 2 Esquema cámara de caída

5.4 Consideraciones Generales De Diseño

Las consideraciones mencionadas a continuación son tomadas en su mayoría delReglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000,expedido por el Ministerio De Desarrollo Económico, Dirección De Agua Potabley Saneamiento Básico, el cual es de obligatorio cumplimiento en todo proyecto de saneamiento básico que se pretenda construir en el territorio colombiano, deacuerdo alas modificaciones yrecomendaciones presentadas en laresolución No.0330 de2018.

5.5 Tuberías

En el diseño de una red de alcantarillado debe darse prioridad a la protección dela red de acueducto, con el fin de evitar el riesgo de contaminación del agua potable, por tanto; las tuberías de alcantarillado sanitario y del acueducto deberán estar localizados en costados opuestos de la calzada.

Por otra parte, se debe tener en cuenta la disposición topográfica de las calles delmunicipio, puesto que el trazado de la red de INTERCEPTORes debe seguirla. Enalcantarillados condominales, se permite que la red sea trazada por los andenes. La cota clave de cualquier sistema de alcantarillado debe estar por debajo de lacota de batea de la tubería del acueducto, cumpliéndose con las distanciasverticales y horizontales mínimas, que en términos generales son de 0.3 m y 1.0mrespectivamente. El cruce de tuberías debe estudiarse cuidadosamentey, en casode no poder cumplir con la distancia vertical mínima, se debe dar la protecciónadecuada a la red de acueducto. (Lopez Cualla, 2003)

5.6 Levantamiento Topográfico

Para alcantarillados sanitarios la escala mínima del levantamiento topográfico es de 1:2000 con curvas de nivel cada metro; para poblaciones planas las curvasde nivel deben ser menores 0.5m. Para la presentación de planos se emplean en general las convenciones mostradas en la figura 3.

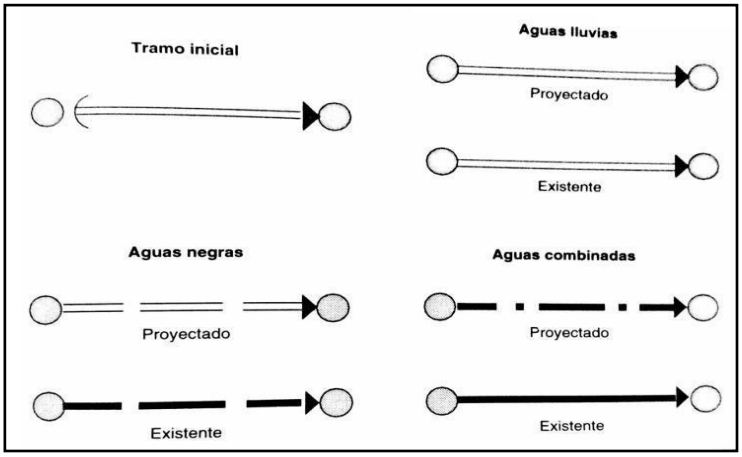


Ilustración 3 Convenciones del Trazo de Tuberías

Profundidad Mínima de la Tubería

La profundidad mínima de la tubería debe ser de 1,2 m. medidos desde la calzadahasta la cota clave del tubo. La profundidad puede reducirse a 0,75 m. en zonasverdes, vías peatonales y vías de tráfico liviano.

Periodo de Diseño

El periodo de diseño depende la demanda del servicio, la programación de inversiones, la factibilidad de ampliaciones y tasas de crecimiento de la población, del comercio y de la industria. (Ministerio de Desarrollo Económico, 2000). El periodo de diseño de las redes de tuberías de los alcantarillados sanitarios y pluviales es de 25 años. (resolución 330 del 2017).

5.7 Cálculo Hidráulico

Los INTERCEPTORes de un sistema de alcantarillado convencional se diseñan para trabajar a flujo libre por gravedad. Para el dimensionamiento de tuberías, frecuentemente se asume el flujo uniforme y permanente. Para estas condiciones, la lámina de agua es paralela al fondo de la tubería y la velocidad es constante alolargodeltrayecto,loque significa,quelínea deenergíaesparalelaalalámina deagua.Dichahipótesisdediseño se adopta con seguridad para tuberías con diámetroinferior a 24" (600 mm); para INTERCEPTORes con diámetros

superiores a 36" (900 mm) eldiseño debe concebirse para flujo no uniforme (gradualmente variado) y permanente. Para cualquier caso, la sección del flujo en tuberías debe ser el diámetro interno real, según la información suministrada por el fabricante.

Chezy y Manning, son comúnmente los modelos de cálculo utilizados para flujouniforme. Dichos modelos se definen así:

Ecuación de Chezy:

$$V = C(RS)^{1/2}$$

Ecuación de Manning

$$V = \frac{R^{2/3}\, S^{1/2}}{n}$$

Donde:

V = Velocidad media en la sección (m/s)

R = Radio hidráulico (m) = (área / perímetro)S =

Pendiente de la línea de energía (m/m)

C = Coeficiente de resistencia al flujo de Chezyn =

Coeficiente de rugosidad de Manning.

Aunque puede adoptarse cualquier modelo de cálculo, el modelo tradicionalmente utilizado para el diseño de los INTERCEPTORes de diámetro pequeño (menor de 24" o 600 mm) es el correspondiente a la ecuación de Manning y por ello se utilizará en el presente documento. ecuación de Manning, en términos del caudal y del diámetro de la tubería, es:

$$Q = 0.312\left(\frac{D^{8/3}\, S^{1/2}}{n}\right)$$

Despejando el diámetro de la tubería, se tiene.

$$Q = 1.548\left(\frac{nQ}{S^{1/2}}\right)^{3/8}$$

Cuando se presenta un incremento fuerte de la pendiente, es posible que el diámetro calculado según la ecuación anterior sea menor que el de la tubería enel tramo anterior. Como regla general, el diámetro de los sistemas de alcantarilladono se debe reducir de un tramo a otro. Sin embargo, y sólo para tuberías con diámetro superior a 24" (600 mm), es posible permitir la reducción del diámetro,siempre y cuando se garanticen los aspectos operativos y de mantenimiento, que eviten la obstrucción del sistema en el punto de reducción.

5.8 Coeficiente de rugosidad de Manning

La selección del coeficiente de rugosidad es una determinación crítica en el dimensionamiento de la tubería. Un valor muy alto resulta en un sobredimensionamiento y en un diseño antieconómico; por el contrario, un valor muy bajo resulta en una tubería con capacidad insuficiente para transportar el caudal de diseño. Adicionalmente, el coeficiente de rugosidad se ve influenciadopor diversos factores durante la vida útil de la tubería, tales como:

- Tipo y número de uniones. Dependiendo del material de la tubería, se fabricaen tramos cortos o largos, aumentando el número de uniones en el tramo.

- Desalineamiento horizontal del conducto. Efecto causado por movimientolateral del suelo o por defecto en la construcción.

- Desalineamiento vertical del conducto. Causado principalmente por asentamientos diferenciales, produciendo el desempate de las juntas y fisura enla tubería.

- Sedimentación de materiales. Sólidos que debido a la baja velocidad se depositan en el fondo de la tubería. Igualmente, se presenta la penetración deraíces a través de las uniones o fisuras de la tubería.

- Reducción de la sección de flujo. Causada por la eventual sedimentación delmaterial, aplastamiento de la tubería o incrustaciones.

- Material de la tubería. Cuando las rugosidades son menores que el espesor de la capa laminar, no afectan la resistencia al flujo; en este sentido, las tuberíasde concreto, gres, plástico y fibra de vidrio son consideradas de pared lisa

- *Crecimiento de la película biológica dentro de la tubería*. Después de unos meses de

funcionamiento de un alcantarillado sanitario, las paredes de la tubería se revisten de unas capas de biomasa denominada película biológica.

Este crecimiento de biomasa se presenta en todos los materiales de tubería, locual permite definir un coeficiente de rugosidad único (independiente del material de la tubería) para alcantarillados sanitarios, teniendo como base uncoeficiente de seguridad entre 1,2 y 1,3 con respecto al coeficiente de rugosidad determinado en tuberías nuevas y condiciones de laboratorio.

VALORES DE COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING	
MATERIAL	**Valor (n)**
CONDUCTOS CERRADOS	
Asbesto - cemento	0.011 - 0.015
Concreto prefabricado interior liso	0.011 - 0.015
Concreto prefabricado interior rugoso	0.015 - 0.017
Concreto fundido en sitio, formas lisas	0.012 - 0.015
Concreto fundido en sitio, formas rugosas	0.015 - 0.017
Gres vitrificado	0.011 - 0.015
Hierro dúctil revestido en cemento	0.011 - 0.015
PVC, polietileno y fibra de vidrio	0.010 - 0.015
Metal corrugado	0.022 - 0.026
INTERCEPTORes de ladrillo	0.013 - 0.017
CONDUCTOS ABIERTOS	
Canal revestido en ladrillo	0.012 - 0.018
Canal revestido en concreto	0.011 - 0.020

Canal excavado	0.018 - 0.050
Canal revestido rip-rap	0.020 - 0.035

Tabla 1 coeficiente de rugocidad

A causa de las últimas condiciones anteriores, el coeficiente de rugosidad en alcantarillados sanitarios puede tomar valores entre 0,009 y 0,013. La condición másconservadora o usualmente adoptada es definir *n*=0,013, teniendo en cuenta laposibilidad de ocurrencia de los demás factores que afectan el coeficiente de rugosidad.

5.9 Flujo uniforme permanente

Según López Cualla 2003, con la consideración de flujo uniforme y permanente, las características de flujo son constantes en tiempo y espacio. Las condiciones de funcionamiento de una tubería (velocidad real de flujo, profundidad de flujo, radiohidráulico y profundidad hidráulica) pueden encontrarse a partir de las relacioneshidráulicas.

La tabla de relaciones hidráulicas está basada en el análisis de las características de flujo para una sección circular descritas a continuación

Área mojada, A:

$$A = \frac{D^2}{8}(\theta - \sin\theta)$$

Perímetro mojado, P:

$$P = \frac{D}{2}\theta$$

o

Radio hidráulico, R:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{D}{4}\left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right)$$

Ancho superior, T:

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

$$T = 2\sqrt{d\,(D-d)}$$

Factor de sección, z

$$\frac{Q}{g} = A\sqrt{H} = \frac{\sqrt{2}}{32}\frac{(\theta - \sin\theta)^{1.5}}{\left(\sin\left(\frac{\theta}{2}\right)\right)^{0.5}}$$

5.10 Flujo no uniforme permanente

Con la condición de flujo permanente el caudal es constante en el tiempo,pero la velocidad y la pendiente de la línea de energía son variables. Si se adoptaun tramo suficientemente corto, la pérdida por razonamiento pude calcularse con suficiente exactitud con el empleo de la ecuación de Manning. La velocidad media es entonces:

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

Siendo la velocidad media igual a ½(Vl+V2), y despejando la pendiente de lalínea de energía de la ecuación anterior:

$$S = \frac{n^2\, V_m{}^2}{R^{2/3}} = \frac{n^2(V_1 + V_2)}{4\, R^{4/3}}$$

El descenso de la lámina de agua, *h,* es igual a la suma de la pérdida de carga en el tramo y la diferencia de cabezas de velocidad en las secciones correspondientes:

$$h = S_x + \frac{V_2{}^2}{2g} - \frac{V_1{}^2}{2g}$$

Por otra parte, el descenso puede calcularse como:

$$h = S_0 x + y_1 - y_2$$

Igualando las ecuaciones del descenso:

$$x = \frac{\left(Y_1 + \frac{V_1{}^2}{2g}\right) - \left(Y_2 + \frac{V_2{}^2}{2g}\right)}{S - S_0}$$

La anterior es una ecuación general para cualquier tipo de flujo no uniforme y permanente. En

ella se puede calcular la distancia a la cual se presenta el descenso ($Y_1 - Y_2$).

Todo cálculo de niveles de superficie de agua se debe realizar a partir de una sección en la cual la altura es conocida. Esta sección es una sección de control en la que la altura se define por la descarga y la geometría de la sección.

La profundidad crítica se presenta en la sección de descarga libre o en el punto de incremento sustancial de la pendiente. La profundidad crítica en un canal rectangular está definida por:

$$y_C = \left(\frac{Q^2}{g}\right)^{1/3}$$

y para una sección circular, se puede aproximar por la siguiente expresión dentro del rango de validez especificado:

$$y_{c\,=0,483}\left(\frac{Q}{D}\right)^{2/3} + 0,083D$$

$$Para\ 0,3 < \frac{y_c}{D} < 0,9$$

En donde y_c = altura crítica (m)

Q = caudal (m^3/s)

D = diámetro interno de la tubería (m)

Régimen de flujo

La unión de los INTERCEPTORes en el pozo de inspección se realiza de manera diferente para flujo subcrítico o supercrítico. De todas maneras, el flujo debe ser estable y para ello el número de Froude debe estar en el rango:

(subcrítico) 0,9 > NF > 1,1 (supercrítico), El número de Froude se calcula mediante la siguiente expresión:

$$NF = \frac{V}{\sqrt{gH}}$$

En donde:
H = profundidad hidráulica

Unión de los tramos de alcantarillados

Según López Cualla 2003, como se indicó anteriormente, la unión de los INTERCEPTORes se hace mediante un pozo. Para realizar el empate de los INTERCEPTORes en el pozo existen varios criterios, a saber:

1) empate por la cota clave (cota superior interna de la tubería); 2) empate por la cota de batea (cota inferior interna de la tubería); 3) empate por el 80% de los diámetros, y 4) empate por la línea de energía.

De los métodos anteriores, los más utilizados son el empate por cota clave (el más simple desde el punto de vista del cálculo) y el empate por línea de energía. De estos dos, el más acertado desde el punto de vista hidráulico es el empate por línea de energía, aunque la elección del método que se utilizará depende de la norma exigida para el proyecto. La norma RAS-2000 exige el empate obligatorio por línea de energía para diámetros superiores a 20" (500 mm).

Adicionalmente, el método de empate por la línea de energía depende del régimen de flujo, pues es diferente la metodología para el empate por línea de energía en régimen subcrítico o supercrítico.

Empate por cota clave

Según López Cualla 2003, este tipo de empate puede emplearse en la unión de INTERCEPTORes cuyo diámetro sea inferior a 20" (500 mm) y cuyo régimen de flujo sea subcrítico. Es un criterio geométrico que consiste en igualar las cotas claves de la tubería de entrada y de

salida; entonces, la caída en el pozo es la diferencia delos diámetros de los INTERCEPTORes.

Al ser este un criterio geométrico y desconocer la hidráulica de la unión en el pozo, es posible que la línea de energía saliente tenga una cota superior a la línea deenergía entrante y, por tanto, se producirá un remanso aguas arriba de la unión. Para compensar de cierto modo lo anterior, es posible dejar una caída en la clave, AH_C,
igual a la mitad de la diferencia de los diámetros.

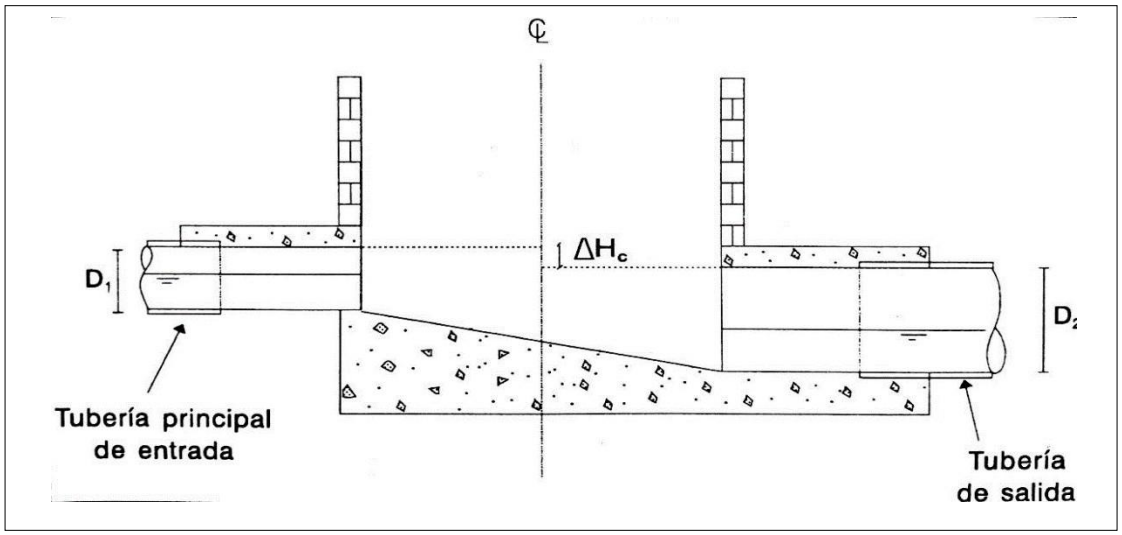


Ilustración 4 Empate de los INTERCEPTORes por cota clave

5.11 Empate por fa línea de energía para flujo subcrítico (NF < 0,9)

Según López Cualla 2003, consiste en igualar la cota de energía del INTERCEPTOR principal entrante al pozo, con la cota de energía del INTERCEPTOR saliente. Planteandola ecuación de energía entre las tuberías de entrada y salida al centro del pozo.

$$Z_1 + d_1 + \frac{V_1^{\,2}}{2g} = Z_2 + d_2 + \frac{V_2^{\,2}}{2g} + \Delta H_e$$

En donde:

Z_1 = Altura de posición de la tubería de entrada (cota de batea a la entrada)

Z_2 = Altura de posesión del colector de entrada (cota de batea a la salida)

d_1 = altura de la lámina de agua en la tubería de entrada.

d_2 = altura de la lámina de agua en la tubería de salida.

$\frac{V_1^2}{2g}$ = Altura de velocidad en la tubería de entrada.

$\frac{V_2^2}{2g}$ = Altura de velocidad en la tubería de salida.

ΔH_e = pérdida de energía ocurridas por el empate de las tuberías.

La caída en el pozo (diferencia de cotas de batea entre la entrada y salida),correspondiente al termino $Z_1 - Z_2$:

$$Z_1 + z_1 = \left(d_2 + \frac{V_2^2}{2_g}\right) - d_1 + \left(\frac{V_1^2}{2g}\right) + \Delta H_e$$

La caída en el pozo corresponde entonces a la diferencia de energía específica entre la tubería de salida y entrada, más la pérdida de energía en el pozo. Si lacaída en el pozo resulta ser mayor de 0,75 m, debe proyectarse una cámara decaída. Si la caída en el pozo resulta ser negativa, la cota de batea saliente seráigual a la cota de batea entrante; en ninguna circunstancia debe elevarse la cotade batea a la salida del pozo.

Al realizar el empate de las tuberías en el pozo, se producen varias pérdidas deenergía; las más importantes son la pérdida de energía por cambio de dirección y la pérdida por la unión o transición ocasiona por el cambio en la altura de velocidad entre las tuberías de entrada y salida. La consideración de las pérdidasen el pozo implica una diferencia de alturas entre la línea de energía saliente y lalínea de energía de la tubería principal que llega al pozo, ΔH_e

$$\Delta H_e = \Delta H_d + \Delta H_t$$

En donde:

ΔH_d = pérdida de energía por el cambio de dirección

ΔH_t = pérdida de energía por la unión o transición

Cuando existan varias tuberías afluentes (entrantes), se debe verificar que todaslas cotas de energía entrantes, después de descontadas las pérdidas de energíacorrespondientes, sean superiores o iguales a la de la tubería efluente (saliente). Alempatar con la tubería principal entrante, los demás tramos pueden diseñarse nuevamente de tal manera que coincidan con la misma línea de energía de la principal entrante (después de descontadas las pérdidas) en el pozo.

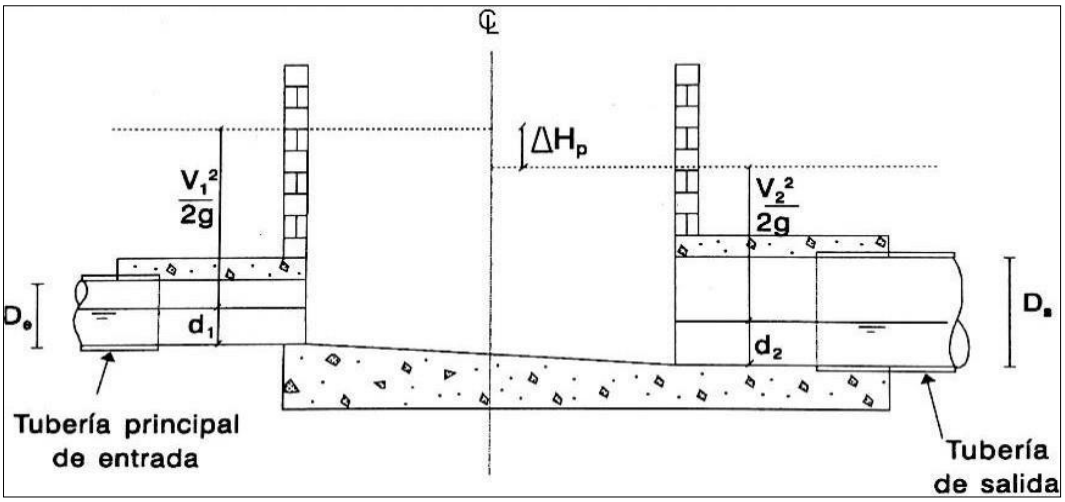


Ilustración 5 Empate de los INTERCEPTORes por la línea de energía.

Pérdidas por cambio de dirección, ΔH_d

Según López Cualla 2003, la pérdida de energía por cambio de dirección, para flujo su crítico o supercrítico, se calcula en función de la relación entre el radio decurvatura del pozo, r, y el diámetro de la tubería de salida, Ds. En la tabla se presenta el valor de la pérdida de energía, "k V2/2g", siendo "V" la velocidad promedio entre la tubería de entrada y la de salida.

Pérdida de energía por cambio de dirección.

RÉGIMEN DE FLUJO	R_c/R_d	ΔH_d
SUBCRÍTICO	$1.0 - 1.5$	$0.4\,V^2/2g$
	$1.5 - 3.0$	$0.2\,V^2/2g$
	> 3.0	$0.05\,V^2/2g$
SUPERCRÍTICO	$6.0 - 8.0$	$0.4\,V^2/2g$
	$8.0 - 10.0$	$0.2\,V^2/2g$
	> 10	$0.05\,V^2/2g$

TABLA 2 Regimen de flujo

No se recomienda trabajar con relaciones de "r/D" menores que 1,0 debido a queel porcentaje de pérdida de la energía cinética es muy alto. En este caso hay que aumentar el diámetro del pozo o hacer un cambio de dirección menor de 90º.

Por consideraciones geométricas, el radio de curvatura para cambios de dirección a 90º es igual a la mitad del diámetro del pozo, como se demuestra a continuación

$$T = R_C \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

$$T = \frac{D_p}{2}$$

Igualando las ecuaciones anteriores:

$$D_p = 2r_c \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

Despejando el radio de curvatura, r_c:

$$r_c = \frac{D_P}{2\tan\left(\frac{\theta}{2}\right)}$$

y para a=90^0, se tiene:

$$r_c = \frac{D_P}{2}$$

Por otra parte, se recomienda no utilizar relaciones r/Ds inferiores a 1,0. Dividiendo la ecuación del radio de curvatura por el diámetro de la tubería saliente, D, se obtiene la condición siguiente:

$$\frac{r_c}{D_S} = \frac{D_P}{2D_S \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)} \geq 1$$

Es decir, que para que las pérdidas de energía no sean superiores al 40% de la energía cinética, el diámetro del pozo debe ser superior a:

$$D_P \geq 2D_S \tan\left(\frac{}{2}\right)$$

Perdidas debidas a la unión de las tuberías, ΔH_t:

Según López Cualla 2003, las pérdidas por la unión o transición obedecen a aumento o a la disminución de la velocidad debido a un cambio de diámetro,

pendiente o adición de caudal. La forma general de expresión de dichas pérdidas es:

$$\Delta H_t = K \left| \frac{V_2^{\,2}}{2g} - \frac{V_1^{\,2}}{2g} \right|$$

Donde:
K = 0.1 para un aumento de velocidad

K = 0.2 para una disminución de velocidad

Empate por la línea de energía para flujo supercrítico (NF > 1,1)

conexión de INTERCEPTORes en régimen supercrítico implica trabajar con una energía cinética mayor (velocidades mayores), lo que ocasionaría la salida tangencial del agua de la cañuela, proyectada según las condiciones de empate expuestas anteriormente, como se muestra en la figura 6. Se presentan dos alternativas para el empate de las tuberías: 1) se diseñan estructuras de conexión con radios de curvatura mayores que los del caso de empate subcrítico, o 2) se disipa toda la energía cinética en la estructura de conexión y se proyecta como un pozo de caída.

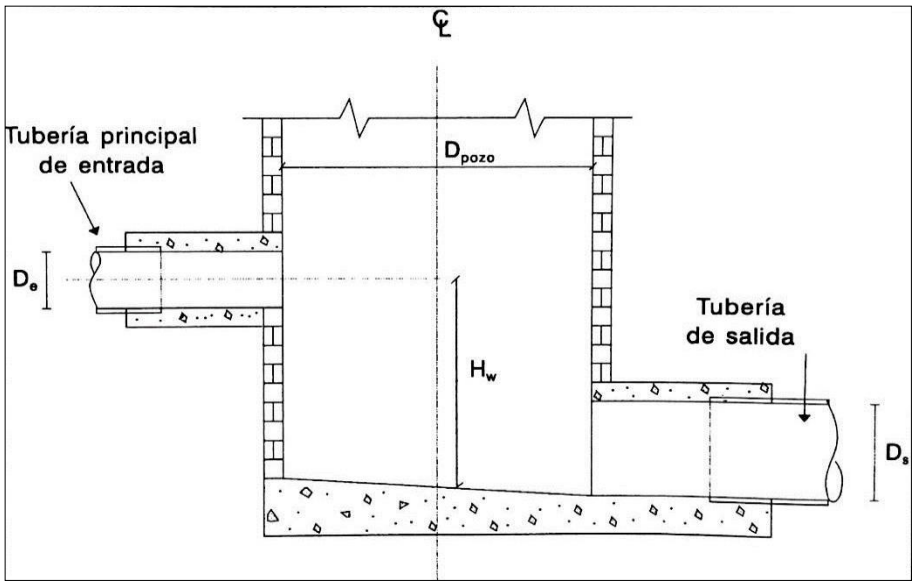


Ilustración 6 Empate con flujo supercrítico

Empate para flujo supercrítico en estructuras alargadas sin caída

La primera alternativa, conexión con radios de curvatura grandes, requiere estructuras alargadas, de gran tamaño y que, por tanto, necesitan un mayor espacio, por lo que es una limitación dada por la planimetría de las manzanas delmunicipio.

La unión con este tipo de estructura implica que la lámina de agua de los INTERCEPTORes afluente y efluente sean aproximadamente iguales. Cuando el caudalafluente es menor del 10% del caudal efluente, puede permitirse que su lámina de agua tenga una cota superior a la de los demás. La cota de energía del INTERCEPTORefluente debe ser menor que la cota de energía de los afluentes para evitar la formación de un resalto hidráulico.

En el caso de utilizar estructuras de pozo de unión, de manera similar al régimen subcrítico, no se recomienda perder más del 40% de la energía cinética; por tanto, la condición para cumplir con lo anterior es:

$$\frac{r_C}{D_S} = \frac{D_p}{2D_s \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)} \geq 6$$

Es decir, que:

$$D_p \geq 12\, D_s \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

El ángulo máximo recomendado para la intersección de alcantarillas enrégimen supercrítico se presenta en la tabla.

Máximo ángulo de intersección de los INTERCEPTORes principales

Diámetro del INTERCEPTOR saliente, Ds	Ángulo
10" (250 mm)	90^0
12" (300 mm) - 14" (350 mm)	75^0
16" (400 mm) - 20" (530 mm)	60^0
22" (560 mm) - 36" (900 mm)	45^0
> 36" (900 mm)	15^0

TABLA 3 Angulo de intercepcion

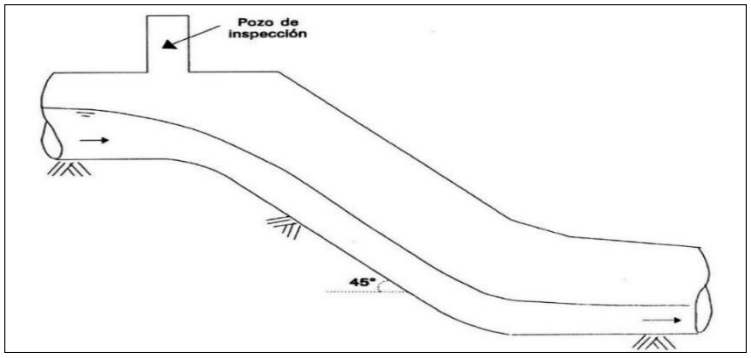


Ilustración 7 Cámara de caída

Empate para flujo supercrítico en estructuras con caída

Este tipo de unión es aplicable cuando no se dispone del espacio necesariopara proyectar las estructuras anteriores y el caudal es inferior a 5 m3/s. Para caudales superiores se pueden utilizar estructuras escalonadas o en rampa, como se muestra en las figuras.

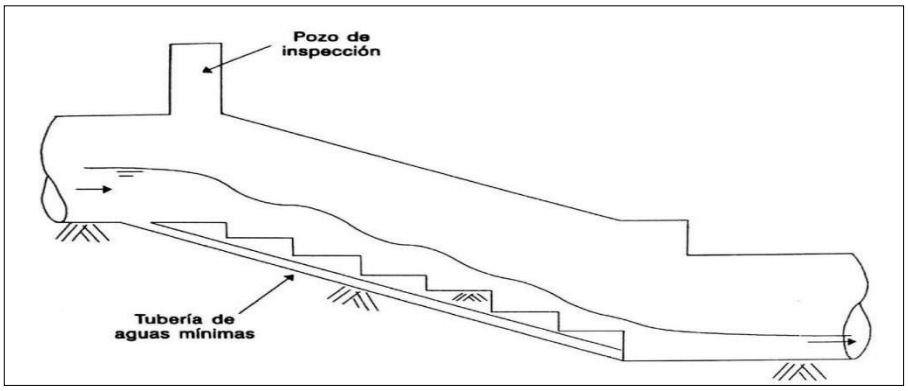


Ilustración 8 Cámara de caída escalonada

Ilustración 1Cámara de caída rápida

En este caso se busca disipar toda la energía cinética en el pozo, mientras que lasección de control se establece en el orificio de salida del pozo; esto significa que la capacidad de transporte de la tubería saliente es superior a la capacidad de entrada a la misma. Hidráulicamente, el pozo se analiza como un tanque con unorificio de salida y se determina la altura necesaria (Hw) para evacuar el caudalde diseño por el orificio de salida, de tal manera que la elevación del agua en elpozo no sea mayor que la elevación de la lámina de agua en las tuberías concurrentes al mismo.

La altura o caída en el pozo, al ser función del área del orificio de salida, puede serrelativamente alta y en estos casos es necesario construir una estructura de boquillaa la salida del pozo.

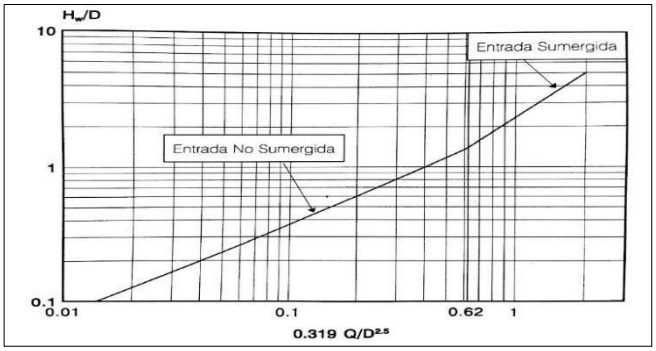


Ilustración 9 Determinación de Hw

La entrada a la tubería de salida puede realizarse de manera sumergida o no,pero esto depende del diámetro y el caudal de la tubería de salida.

6 PROYECCIÓN DE POBLACIÓN

El estudio correspondiente a la proyección y estimación de la población trata el presente capítulo, está estructurado y enmarcado de acuerdo al Título B y D, del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000, en lo que concierne a Proyección de Población y conforme a la Resolución 0330 de junio de 2017, en lo que a estimación de la dotación y demanda competente. Estos resultados, son los valores que finalmente serán empleados en el estudio de evaluación y diagnóstico técnico de la situación actual, en el dimensionamiento del diseño final y definitivo de las obras requeridas.

6.1 Información Censal

Información Censos de Población

Para el presente proyecto debido a que el alcantarillado sanitario va hacia una población (pueblo) especifico, se tomara a los usuarios que se van a beneficiar con este nuevo alcantarillado, y se le hará una proyección de 25 años a esta población para determinar el caudal de diseño.

Población Actual

Según información suministrada por la oficina de SISBEN municipal de La Plata, los datos del censo realizados por este ente para el año del 2022, arrojan una población total de 948 habitantes en el centro poblado de San Andrés.

Proyección de la población

Para llevar a cabo la proyección de la población objeto del diseño, se deben tener en cuenta las proyecciones del DANE hasta el año en que éstas se encuentren disponibles. El último dato de población disponible en el DANE se debe tomar como un último censo en el proceso de proyección de la población.

El método de cálculo para la proyección de la población depende del nivel de complejidad del sistema según se muestra en la tabla B.2.1. Se calculará la población utilizando uno cualquiera de los siguientes modelos matemáticos: aritmético, geométrico y exponencial, seleccionando el modelo que mejor se ajuste al comportamiento histórico de la población.

- Usar como año inicial para la proyección cada uno de los años existentes entre el primero y el penúltimo censo.
- Calcular una tasa de crecimiento poblacional representativa de la dinámica entre los diferentes datos censales disponibles, y con esta realizar proyecciones a partir de los datos del último censo.

6.2 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO-LA PLATA HUILA



Ilustración 10 localizacion la plata huila

EXTENCION TOTAL Km2:	1271 Km2
AREA URBANA	564.69 Ha
HABITANTES AREA URBANA	25.791 Hab
TOTAL HABITANTES 2020 :	62380
ALTITUD CABECERA MUNICIPAL:	1050 m.s.n.m
TEMPERATURA MEDIA:	27° C
DISTANCIA DE REFERENCIA:	124 km

	AÑO	POBLACION
CENSO :	2014	24501
CENSO :	2015	24823
CENSO:	2016	25127
CENSO :	2017	25514
CENSO :	2018	25791
CENSO :	2019	25995
CENSO :	2020	26183

TABLA 4 Calculo de poblacion



Para el calculo de población se utilizan tres métodos mas comunes con el fin de realizar la

verificación de cual se ajusta mas a la tendencia de crecimiento poblacional

MÉTODO ARITMÉTICO

$$P_f = P_{uc} + \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \times (T_f - T_{uc})$$

MÉTODO GEOMÉTRICO

$$P_f = P_{uc}(1+r)^{T_f - T_{uc}} \qquad r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}}\right)^{\frac{1}{(T_{uc} - T_{ci})}} - 1$$

MÉTODO EXPONENCIAL

$$P_f = P_{ci} \times e^{kx(T_f - T_{ci})} \qquad k = \frac{\ln P_{cp} - \ln P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

Para el método geométrico y exponencial la tasa de crecimiento es igual a 0.0111, una vez sacado este dato de procede a realizar el calculo de población futura por los 3 metodos.

AÑO	PROYECCION ARITMETICA	PROYECCION GEOMETRICA	PROYECCION EXPONENCIAL
2020	26183	26183	26183
2021	26463	26474	26474
2022	26744	26769	26769
2023	27024	27067	27067
2024	27304	27368	27368
2025	27585	27673	27673
2026	27865	27980	27980
2027	28145	28292	28292
2028	28426	28607	28607
2029	28706	28925	28925
2030	28986	29247	29247

2031	29267	29572	29572
2032	29547	29901	29901
2033	29827	30234	30234
2034	30108	30570	30570
2035	30388	30911	30911
2036	30668	31255	31255
2037	30949	31602	31602
2038	31229	31954	31954
2039	31509	32310	32310
2040	31790	32669	32669
2041	32070	33033	33033
2042	32350	33400	33400
2043	32631	33772	33772
2044	32911	34148	34148
2045	33191	34528	34528
2046	33472	34912	34912
2047	33752	35300	35300
2048	34032	35693	35693
2049	34313	36090	36090

TABLA 5 Resultados de calculo proyeccion poblacional

6.4 POBLACION SECTOR INTERCEPTOR MUSEÑAS

NUMERO DE VIVIENDAS ACTUALES EN EL AREA DEL PROYECTO	200
NUMERO DE HABITANTES X VIVIENDA	5
HABITANTES	1000
r	0,0111
POBLACION FUTURA	1319
VIVIENDAS FUT	264
AREA	5
VIV.FUT * HA	58
Hab/Hec	290

POBLACIÓN FLOTANTE

Para el municipio no hay información explícita que permita argumentar un incremento

reiterado de la población en una época específica del año, en el proceso de la consultoría del proyecto, se hicieron varias preguntas a los residentes del centro poblado, se habló con el presidente de la junta, y se determinó que nofomenta la llegada de personas en determinadas fechas, no se fomentan fiestas o ferias artesanales en esta zona, por lo cual para la determinación del caudal dediseño, no se tiene en cuenta la población flotante.

7 CONTRIBUCIONES DE AGUAS RESIDUALES- ALCANTARILLADO SANITARIO

Período de Diseño

De acuerdo al Artículo 40 de la Resolución 0330 de junio de 2017, establece que,para todos los componentes de los sistemas de acueducto, alcantarillado y aseo,se adopta como período de diseño 25 años.

Contribuciones de aguas residuales

El volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación está integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales. Su estimación debe basarse, en lo posible, en información histórica de consumos, mediciones periódicas y evaluaciones regulares. Para su estimación deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones.

Contribuciones domésticas (QD)

El aporte doméstico (QD) está dado por la expresión:

$$Q_D = \frac{c * d * A_{rd} * R}{86400} \quad o \quad Q_D = \frac{C * P * R}{86400}$$

Donde,

C: Dotación neta por habitante. D:
Densidad de población.
Ard: Área residencial de drenaje acumulada R:
coeficiente de escorrentía

Estimación del consumo media diario por habitante

Corresponde a la dotación neta, es decir, a la cantidad de agua que el consumidor efectivamente recibe para satisfacer sus necesidades. La dotación neta máxima según el artículo 43 de la Res. 0330 de 2017, presenta las siguientes condiciones:

Altura promedio sobre el nivel del mar de la zona atendida	Dotación neta máxima (L/HAB*DÍA)
> 2000 m s. n. m.	120
1000 – 2000 m s. n. m.	130
< 1000 m s. n. m.	140

TABLA 6 Altura promedio

Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de lazona atendida.

En el centro poblado de la plata se encuentra ubicada entre los 1,000 y 2,000 m.s.n.m., por lo tanto, se adopta una dotación neta de 130 $^{l}/_{hab\ -\ dia}$.

Estimación de D

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales deben diseñarse para la máxima densidad de población futura o densidad de saturación, la cual depende de la estratificación socioeconómica, el uso de la tierra y el ordenamiento urbano. Para la población y densidad inicial debe establecerse el comportamiento hidráulico del sistema. Para estimar la densidad de población se extrajo la información de áreas tributarias del plano de red de alcantarillado sanitario levantado en campo, identificando el área urbana actual y las zonas de expansión representativas.

$$D = \frac{Poblacion\ proyectada}{area\ de\ estudio\ (ha)}$$

$$D = \frac{25.791\ hab}{}$$

564.69 ha

D = 46 hab/ha

7.1 AREAS TRIBUTARIAS DE ALCANTARILLADO INTERCEPTOR MUSEÑAS

Inicio	De	A	Vivienda			Area Acumul	
1			Area Propia	Area Propia	Otras	Area Acum	Total
1	88	89		0,07	10,00	10,07	10,07
	89	90		0,24	10,07	10,31	10,31
	90	91		0,20	10,31	10,51	10,51
	91	92		0,12	10,51	10,62	10,62
	92	93		0,35	10,62	10,97	10,97
	93	94		0,38	10,97	11,35	11,35
	94	95		0,30	11,35	11,64	11,64
	95	96		0,15	11,64	11,79	11,79
	96	111		0,21	11,79	12,00	12,00
	111	97		0,17	12,00	12,17	12,17
	97	98		0,48	12,17	12,65	12,65
	98	99		0,34	12,65	12,98	12,98
	99	100		0,11	12,98	13,10	13,10
	100	101		0,19	13,10	13,29	13,29
	101	102		0,28	13,29	13,57	13,57
	102	103		0,14	13,57	13,72	13,72
	103	104		0,11	13,72	13,83	13,83
1	112	113		0,28		0,28	0,28
	113	104		0,16	0,28	0,43	0,43
	104	105		0,24	0,43	14,50	14,50
	105	106		0,08	14,50	14,58	14,58

TABLA 7 areas tributarias INTERCEPTOR museñas

7.3 Caudal medio residual

El coeficiente de retorno es la fracción del agua de uso doméstico servida (dotación neta), entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Cuando esta información resulte inexistente o muy pobre, de no contar con datos de campo, se debe tomar un valor de 0,85.

Ahora, reemplazando en la ecuación de contribuciones domésticas se tiene que:

$$Qd = \frac{130\,\frac{l}{h}.\,dia\ x\ 290\ Hab/Ha\ x\ 0.85}{86.400}$$

$$Qd = 0.37$$

Contribuciones industriales (Q_i)

El consumo de agua industrial varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la industria, y los aportes de aguas residuales varían con el grado de recirculación de aguas y los procesos de tratamiento. En consecuencia, los aportes de aguas residuales industriales (Q_i) deben ser determinados para cada caso en particular, con base en información de censos, encuestas, consumos industriales, estimativos de ampliaciones y consumos futuros. No hay aporte de aguas industriales.

Contribuciones comerciales (Q_c)

Para zonas netamente comerciales, el caudal de aguas residuales (Q_c) debe estar justificado con un estudio detallado, basado en consumos diarios por persona, densidades de población en estas áreas y coeficientes de retorno mayores que los de consumo doméstico. Para zonas mixtas comerciales y residenciales pueden ponderarse los caudales medios con base en la concentración comercial relativa a la residencial. Para lo cual se calcula en tabla.

Contribuciones institucionales (Q_{ins})

El consumo de agua de las diferentes instituciones varía de acuerdo con el tipo y tamaño de las mismas, dentro de las cuales pueden mencionarse escuelas, colegios y universidades, hospitales, hoteles, cárceles, etc.

$$Q_i = Área_{institucional} x Contribucion\ institucional$$

Conexiones erradas (Q_{ce})

Deben considerarse los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de tejados y patios, QCE. Estos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias.

En ausencia de esta información deberá utilizar un valor máximo de 1.5 $^{l}/_{s-hab}$

$$Q_{CE} = Área_{tributaria} x\ 1.5\ ^{l-s}/_{ha}$$

$$Q_{CE} = 1.871\ ha\ x\ 1.5\ ^{l-s}/_{ha}$$

$$Q_{CE} = 0.2 \ ^{l-s}/_{ha}$$

Infiltración (Q_{inf})

El caudal de infiltración debe estimarse a partir de aforos en el sistema y de consideraciones sobre la naturaleza y permeabilidad del suelo, la topografía de lazona y su drenaje, la cantidad y distribución temporal de la precipitación, la variación del nivel freático con respecto a las cotas clave de las tuberías, las dimensiones, estado y tipo de tuberías, los tipos, número y calidad constructiva de uniones y juntas, el número de estructuras de conexión y demás estructuras, y su calidad constructiva. Ante la ausencia de información, se debe utilizar un factorentre 0,1 y 0,3 l/s.ha, de acuerdo con las características topográficas, de suelos, los niveles freáticos y la precipitación de la zona del proyecto. Para situaciones en las cuales el nivel freático se encuentre por debajo del nivel de cimentación de la red, el caudal de infiltración podrá excluirse como componente del caudal de diseño.

$$Q_{\text{inf}} = Área_{tributaria} x \ 0.3 \ ^{l-s}/_{ha}$$

$$Q_{\text{inf}} = 0.3 \ ^{l-s}/_{ha}$$

Caudal máximo horario (Q_{MH})

El caudal máximo horario es la base para establecer el caudal de diseño de una red de INTERCEPTORes de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario del día máximo se estima a partir del caudal final medio diario, mediante el uso del factor de mayoración, F.

$$Q_{MH} = F \ x \ Q_{MD}$$

Factor de mayoración (F)

El factor de mayoración utilizado en la estimación del caudal máximo horario debe calcularse haciendo uso de mediciones de campo, en las cuales tengan en cuenta los patrones de consumo en la población. En ausencia de datos de campo, se debe estimar con las ecuaciones aproximadas, teniendo en cuenta las limitaciones que puedan presentar en su aplicabilidad. Este valor deberá estar entre 1.4 y 3.8.

7.1 Caudal de diseño

El caudal de diseño de cada tramo de la red de INTERCEPTORes se obtiene sumando alcaudal máximo horario del día máximo, QMH, los aportes por infiltraciones y conexiones erradas.

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE} + Q_{ins} + Q_c$$

Según RAS 2000, cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea inferior a1,5L/s, debe adoptarse este valor como caudal de diseño. Entonces:

Calculo caudal los muertos

Q_{DT} = 5.07+1.7+2.53

$$Q_{DT} = (Tramo\ PZ - 13\ al\ PZ - 18) = 9.33\ {}^{l}/_{S}$$

$$Q_{DT} = 9.33\ {}^{l}/_{S}$$

A continuación, se da la descripción, columna por columna, del cuadro de cálculode la red

7.4 CALCULO DE CAUDAL RED SECTOR MUSEÑAS

Datos de población	
# hab / viv	5 hab / viv
Dviv (viv/ha)	58 viv / Ha
Dpob (hab/ha)	290,00 hab / Ha
d percápita	130,00 (l/hab/día)

Inicio	De	A	Vivienda			Area Acumul	Población	Q Medio Diario	F	Q_{MH}	Q_{CE}	Q_{INF}	q
1			Area Propia	Otras	Area Acum	Total	hab	l/s		l/s	l/s	l/s	l/s
1	88	89	0,07	10,00	10,07	10,07	2919	3,73	1,58	5,88	2,01	3,02	10,92
	89	90	0,24	10,07	10,31	10,31	2989	3,82	1,57	6,01	2,06	3,09	11,16
	90	91	0,20	10,31	10,51	10,51	3047	3,90	1,57	6,11	2,10	3,15	11,37
	91	92	0,12	10,51	10,62	10,62	3080	3,94	1,57	6,17	2,12	3,19	11,49
	92	93	0,35	10,62	10,97	10,97	3181	4,07	1,56	6,36	2,19	3,29	11,84
	93	94	0,38	10,97	11,35	11,35	3290	4,21	1,56	6,55	2,27	3,40	12,23
	94	95	0,30	11,35	11,64	11,64	3376	4,32	1,55	6,71	2,33	3,49	12,53
	95	96	0,15	11,64	11,79	11,79	3420	4,37	1,55	6,79	2,36	3,54	12,68
	96	111	0,21	11,79	12,00	12,00	3480	4,45	1,55	6,89	2,40	3,60	12,89
	111	97	0,17	12,00	12,17	12,17	3530	4,51	1,55	6,98	2,43	3,65	13,07
	97	98	0,48	12,17	12,65	12,65	3668	4,69	1,54	7,23	2,53	3,79	13,55
	98	99	0,34	12,65	12,98	12,98	3765	4,82	1,54	7,40	2,60	3,90	13,89
	99	100	0,11	12,98	13,10	13,10	3798	4,86	1,54	7,46	2,62	3,93	14,01
	100	101	0,19	13,10	13,29	13,29	3855	4,93	1,53	7,56	2,66	3,99	14,20
	101	102	0,28	13,29	13,57	13,57	3936	5,03	1,53	7,70	2,71	4,07	14,49
	102	103	0,14	13,57	13,72	13,72	3978	5,09	1,53	7,77	2,74	4,11	14,63

	103	104	0,11	13,72	13,83	13,83	4010	5,13	1,53	7,83	2,77	4,15	14,75
1	112	113	0,28		0,28	0,28	80	0,10	2,26	0,23	0,06	0,08	1,50
	113	104	0,16	0,28	0,43	0,43	126	0,16	2,16	0,35	0,09	0,13	1,50
	104	105	0,24	0,43	14,50	14,50	4206	5,38	1,52	8,17	2,90	4,35	15,42
	105	106	0,08	14,50	14,58	14,58	4229	5,41	1,52	8,21	2,92	4,37	15,50

TABLA 8 Calculo de caudal INTERCEPTOR museñas

Q medio diario	**5.41**	**L/s**
Q medio horario	**8.21**	**(L/seg-Ha)**
Q infiltración	**4.37**	**L/s-Ha**
Q conexiones erradas	**2.92**	**L/s-Ha**
Q comercial	**0.50**	**L/s-Ha**
Q institucional	**0.50**	**L/s-Ha**

7.2 Diámetro nominal de la tubería (pulg)

El diámetro nominal se adopta de acuerdo a los diámetros comerciales encontrados en el mercado y que cumplan con las especificaciones técnicas requeridas. Siempre se adopta un diámetro interno superior al diámetro teórico quecumpla con los parámetros hidráulicos. Diámetro interno real de la tubería (m).

Diámetros de tubería PVC

DIAMETRO NOMINAL (pulg)	**DIAMETRO INTERNO**	
	Concreto (m)	PVC (m)
4	0.10	0.099
6	0.15	0.145
8	0.20	0.182
10	0.25	0.227
12	0.30	0.284
14	0.36	0.327
16	0.41	0.362
18	0.46	0.407

20	0.51	0.452
24	0.61	0.595
27	0.69	0.670
30	0.76	0.747

TABLA 9 Descripción tubería PVC

Relación entre velocidad real y velocidad a tubo lleno, encontrada en la **tablaRELACIONES HIDRAULICAS PARA CONDUCTOS CIRCULARES.**

7.6 Relaciones hidráulicas para conductos circulares.

Q/Qo	V/Vo	d/D	H/D	R/Ro
0.01	0.292	0.092	0.041	0.239
0.02	0.362	0.124	0.067	0.315
0.03	0.400	0.148	0.086	0.370
0.04	0.427	0.165	0.102	0.410
0.05	0.453	0.182	0.116	0.449
0.06	0.473	0.196	0.128	0.481
0.07	0.492	0.210	0.140	0.510
0.08	0.505	0.220	0.151	0.530
0.09	0.520	0.232	0.161	0.554
0.10	0.540	0.248	0.170	0.586
0.11	0.553	0.258	0.179	0.606
0.12	0.570	0.270	0.188	0.630
0.13	0.580	0.280	0.197	0.650
0.14	0.590	0.289	0.205	0.668
0.15	0.600	0.298	0.213	0.686
0.16	0.613	0.308	0.221	0.704
0.17	0.624	0.315	0.229	0.716
0.18	0.634	0.323	0.236	0.729
0.19	0.645	0.334	0.244	0.748
0.20	0.656	0.346	0.251	0.768
0.21	0.664	0.353	0.258	0.780
0.22	0.672	0.632	0.266	0.795
0.23	0.680	0.370	0.273	0.809
0.24	0.687	0.379	0.280	0.824
0.25	0.695	0.386	0.287	0.836

0.26	0.700	0.393	0.294	0.848
0.27	0.706	0.400	0.300	0.860
0.28	0.713	0.409	0.307	0.874
0.29	0.720	0.417	0.314	0.886
0.30	0.729	0.424	0.321	0.896
0.31	0.732	0.431	0.328	0.907

Q/Qo	V/Vo	d/D	H/D	R/Ro
0.33	0.750	0.447	0.341	0.931
0.34	0.755	0.452	0.348	0.938
0.35	0.760	0.460	0.354	0.950
0.36	0.768	0.468	0.361	0.962
0.37	0.776	0.476	0.368	0.974
0.38	0.781	0.482	0.374	0.983
0.39	0.787	0.488	0.381	0.992
0.40	0.796	0.498	0.388	1.007
0.41	0.802	0.504	0.395	1.014
0.42	0.806	0.510	0.402	1.021
0.43	0.810	0.516	0.408	1.028
0.44	0.816	0.523	0.415	1.035
0.45	0.822	0.530	0.422	1.043
0.46	0.830	0.535	0.429	1.050
0.47	0.834	0.542	0.436	1.056
0.48	0.840	0.550	0.443	1.065
0.49	0.845	0.557	0.450	1.073
0.50	0.850	0.563	0.458	1.079
0.51	0.855	0.570	0.465	1.087
0.52	0.860	0.576	0.472	1.094
0.53	0.865	0.582	0.479	1.100
0.54	0.870	0.588	0.487	1.107
0.55	0.875	0.594	0.494	1.113
0.56	0.880	0.601	0.505	1.121
0.57	0.885	0.608	0.510	1.125
0.58	0.890	0.615	0.518	1.129
0.59	0.895	0.620	0.526	1.132
0.60	0.900	0.626	0.334	1.136
0.61	0.903	0.632	0.542	1.139
0.62	0.908	0.639	0.550	1.143
0.63	0.913	0.645	0.559	1.147
0.64	0.918	0.651	0.568	1.151
0.65	0.922	0.658	0.576	1.155
0.66	0.927	0.666	0.585	1.160
0.67	0.931	0.672	0.595	1.163

0.68	0.936	0.678	0.604	1.167

Q/Qo	V/Vo	d/D	H/D	R/Ro
0.69	0.941	0.686	0.614	1.172
0.70	0.945	0.692	0.623	1.175
0.71	0.951	0.699	0.633	1.179
0.72	0.955	0.705	0.644	1.182
0.73	0.958	0.710	0.654	1.184
0.74	0.961	0.719	0.665	1.188
0.75	0.965	0.724	0.677	1.190
0.76	0.969	0.732	0.688	1.193
0.77	0.972	0.738	0.700	1.195
0.78	0.975	0.743	0.713	1.197
0.79	0.980	0.750	0.725	1.200
0.80	0.984	0.756	0.739	1.202
0.81	0.987	0.763	0.753	1.205
0.82	0.990	0.770	0.767	1.208
0.83	0.993	0.778	0.783	1.211
0.84	0.997	0.785	0.798	1.214
0.85	1.001	0.791	0.815	1.216
0.86	1.005	0.798	0.833	1.219
0.87	1.007	0.804	0.852	1.219
0.88	1.011	0.813	0.871	1.215
0.89	1.015	0.820	0.892	1.214
0.90	1.018	0.826	0.915	1.212
0.91	1.021	0.835	0.940	1.210
0.92	1.024	0.843	0.966	1.207
0.93	1.027	0.852	0.995	1.204
0.94	1.030	0.860	1.027	1.202
0.95	1.033	0.868	1.063	1.200
0.96	1.036	0.876	1.103	1.197
0.97	1.038	0.884	1.149	1.195
0.98	1.039	0.892	1.202	1.192
0.99	1.040	0.900	1.266	1.190
1.00	1.041	0.914	1.344	1.172
1.01	1.042	0.920	1.445	1.164

1.02	1.042	0.931	1.548	1.150
1.03	1.042	0.942		

TABLA 10 Relaciones hidraulicas

A continuación, se presenta el cuadro de cálculo de todos los tramos de alcantarillado sanitario del proyecto.

INTERCEPTOR MUSEÑAS

Inicio	De	A	q	Long	Pend	Diam Nom min 200mm	Diam. Interior	n	V	Q	q/Q	v	Y	Y / d	F	Fuerza Tractiva
1			l/s	m	%	mm, "	m		m/s	l/s	≤1.0	m/s	m	≤85%		τ ≥,10 kg/m²
1	88	89	10,92	10,95	18,25	355-S8	0,327	0,009	8,94	750,87	0,01	3,216	0,028	8,4%	7,50	3,22
	89	90	11,16	40,15	3,22	355-S8	0,327	0,009	3,76	315,40	0,04	1,766	0,042	12,9%	3,31	0,85
	90	91	11,37	33,11	2,54	355-S8	0,327	0,009	3,34	280,12	0,04	1,633	0,045	13,7%	2,96	0,71
	91	92	11,49	19,31	1,00	355-S8	0,327	0,009	2,09	175,77	0,07	1,181	0,057	17,3%	1,90	0,35
	92	93	11,84	58,02	1,05	355-S8	0,327	0,009	2,14	180,11	0,07	1,212	0,057	17,4%	1,95	0,36
	93	94	12,23	62,76	1,02	355-S8	0,327	0,009	2,11	177,51	0,07	1,211	0,058	17,8%	1,92	0,36
	94	95	12,53	49,36	1,08	355-S8	0,327	0,009	2,18	182,66	0,07	1,245	0,058	17,7%	1,98	0,38
	95	96	12,68	25,28	1,01	355-S8	0,327	0,009	2,10	176,64	0,07	1,220	0,059	18,1%	1,92	0,36
	96	111	12,89	34,24	1,11	355-S8	0,327	0,009	2,21	185,18	0,07	1,268	0,058	17,9%	2,01	0,40
	111	97	13,07	26,39	1,03	355-S8	0,327	0,009	2,12	178,38	0,07	1,239	0,060	18,3%	1,94	0,38
	97	98	13,55	28,90	1,04	355-S8	0,327	0,009	2,13	179,25	0,08	1,257	0,061	18,6%	1,95	0,38
	98	99	13,89	79,20	2,22	355-S8	0,327	0,009	3,12	261,89	0,05	1,654	0,051	15,6%	2,81	0,70
	99	100	14,01	55,99	1,44	355-S8	0,327	0,009	2,51	210,92	0,07	1,424	0,057	17,5%	2,28	0,50
	100	101	14,20	18,97	1,15	355-S8	0,327	0,009	2,24	188,49	0,08	1,321	0,061	18,6%	2,05	0,42
	101	102	14,49	32,38	2,24	355-S8	0,327	0,009	3,13	263,06	0,06	1,680	0,052	15,9%	2,82	0,72
	102	103	14,63	46,99	1,10	355-S8	0,327	0,009	2,20	184,34	0,08	1,312	0,062	19,1%	2,01	0,42
	103	104	14,75	23,77	2,03	355-S8	0,327	0,009	2,98	250,43	0,06	1,631	0,054	16,5%	2,70	0,67
1	112	113	1,50	40,01	1,41	200-S8	0,182	0,009	1,68	43,75	0,03	0,783	0,023	12,7%	1,99	0,20
	113	104	1,50	13,24	1,05	200-S8	0,182	0,009	1,45	37,75	0,04	0,706	0,025	13,6%	1,73	0,16

	104	105	15,42	18,83	1,11	355-S8	0,327	0,009	2,21	185,18	0,08	1,336	0,064	19,5%	2,02	0,43
	105	106	15,50	45,86	1,04	355-S8	0,327	0,009	2,13	179,25	0,09	1,308	0,065	19,9%	1,96	0,41

TABLA 11 Resultado hidraulico INTERCEPTOR museñas

Inicio	Tramo		Caída	Cota Clave		Cota rasante		Recubrimiento ≥ 0.90 m		Cota batea		$\frac{V^2}{2g}$	Energía específica
1	De	A	Tramo m	Super	Infer	inicial	final	Super	Infer	inicial	final	m	m
1	88	89	2,00	1032,84	1030,85	1034,30	1032,10	1,45	1,26	1032,50	1030,51	0,53	0,55
	89	90	1,29	1030,85	1029,55	1032,10	1030,82	1,26	1,26	1030,51	1029,21	0,16	0,20
	90	91	0,84	1029,55	1028,71	1030,82	1029,67	1,26	0,96	1029,21	1028,37	0,14	0,18
	91	92	0,19	1028,71	1028,52	1029,67	1031,37	0,96	2,85	1028,37	1028,18	0,07	0,13
	92	93	0,61	1028,52	1027,91	1031,37	1030,98	2,85	3,07	1028,18	1027,57	0,07	0,13
	93	94	0,64	1027,91	1027,27	1030,98	1030,26	3,06	2,99	1027,57	1026,93	0,07	0,13
	94	95	0,53	1027,27	1026,74	1030,26	1029,72	2,98	2,98	1026,93	1026,40	0,08	0,14
	95	96	0,26	1026,74	1026,48	1029,72	1027,65	2,98	1,16	1026,40	1026,15	0,08	0,14
	96	111	0,38	1026,49	1026,11	1027,65	1028,71	1,16	2,61	1026,15	1025,76	0,08	0,14
	111	97	0,27	1026,11	1025,83	1028,71	1027,71	2,61	1,88	1025,76	1025,49	0,08	0,14
	97	98	0,30	1025,83	1025,53	1027,71	1026,86	1,88	1,33	1025,49	1025,19	0,08	0,14
	98	99	1,76	1025,53	1023,77	1026,86	1026,16	1,33	2,38	1025,19	1023,44	0,14	0,19
	99	100	0,81	1023,78	1022,97	1026,16	1025,28	2,38	2,31	1023,44	1022,63	0,10	0,16
	100	101	0,22	1022,97	1022,75	1025,28	1024,01	2,31	1,26	1022,63	1022,41	0,09	0,15
	101	102	0,73	1022,75	1022,03	1024,01	1023,28	1,26	1,26	1022,41	1021,69	0,14	0,20
	102	103	0,52	1022,03	1021,51	1023,28	1023,71	1,26	2,20	1021,69	1021,17	0,09	0,15
	103	104	0,48	1021,51	1021,03	1023,71	1023,16	2,20	2,13	1021,17	1020,55	0,14	0,19
1	112	113	0,56	1021,45	1020,89	1022,66	1021,70	1,21	0,81	1021,26	1020,70	0,03	0,05
	113	104	0,14	1020,89	1020,75	1021,70	1023,16	0,81	2,41	1020,70	1020,55	0,03	0,05
	104	105	0,21	1020,89	1020,68	1023,16	1024,10	2,27	3,41	1020,55	1020,48	0,09	0,15
	105	106	0,48	1020,82	1020,34	1024,10	1021,79	3,28	1,44	1020,48	1020,00	0,09	0,15

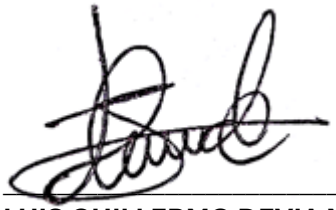
TABLA 12 Perfil hidraulico INTERCEPTOR museñas

8 CONCLUSIONES

- La realización del presente estudio, ha permitido realizar el dimensionamiento de las diferentes estructuras para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la evacuación de las aguas residuales en el área del proyecto.
- Los procedimientos y cálculos contemplados en el presente estudio, se realizaron teniendo en cuenta los parámetros y normas de diseño vigentes planteadas por el reglamento técnico de agua potable y saneamiento básico (RAS) con las modificaciones reglamentadas en la resolución vigente No. 0330 de junio de 2017.
- El empate de los INTERCEPTORes se realizó por el método de la línea de energía, ya que es uno de los métodos más acertados desde el punto de vista hidráulico.
- Las épocas de verano se dan en los meses de enero y febrero, y durante el segundo semestre en los meses de mayo a septiembre, siendo agosto el mes más seco del año. Las épocas húmedas enmarcan los meses de marzo y abril en el primer semestre, y de octubre a diciembre en el segundo, siendo noviembre el mes más lluvioso.

9 RECOMENDACIONES

- Realizar mantenimientos periódicos de tipo preventivos a las redes de alcantarillado sanitario, evaluando el estado físico de la tubería y el óptimo funcionamiento de los pozos de inspección, evitando futuros taponamientos y colmatación de las redes de INTERCEPTORes.



LUIS GUILLERMO DEVIA MONTES
MP. 70202-395672 TLM