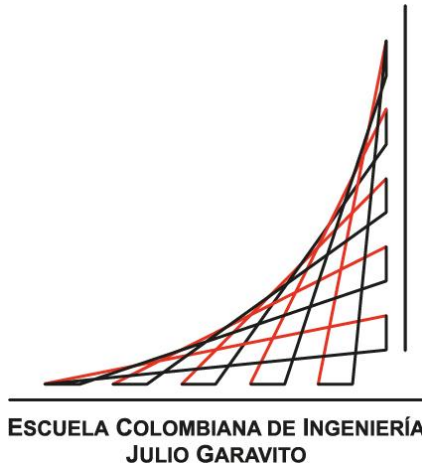


**DISEÑO DEL SISTEMA DE SANEAMIENTO BÁSICO DE AGUAS RESIDUALES DE
LOS SECTORES EL SOCORRO Y CHARCO COLORADO EN EL MUNICIPIO
DE SAN LUIS DE SINCÉ, EN EL DEPARTAMENTO DE SUCRE**



**PAOLA CRISTINA RAMÍREZ GUZMÁN
ÁLVARO JAVIER ÚCROS SIERRA**

**Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito
Especialización en Recursos Hidráulicos y Medio Ambiente
Bogotá, Colombia
2018**

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO

ESPECIALIZACIÓN EN RECURSOS HIDRÁULICOS Y MEDIO AMBIENTE

“DISEÑO DEL SISTEMA DE SANEAMIENTO BÁSICO DE AGUAS RESIDUALES DE LOS SECTORES EL SOCORRO Y CHARCO COLORADO EN EL MUNICIPIO DE SAN LUIS DE SINCÉ, EN EL DEPARTAMENTO DE SUCRE”

**PAOLA CRISTINA RAMÍREZ GUZMÁN
ÁLVARO JAVIER ÚCROS SIERRA**

**DIRECTOR:
ING. HÉCTOR MATAMOROS**

BOGOTÁ DC, 2018

NOTA DE ACEPTACIÓN

El trabajo de grado titulado “DISEÑO DEL SISTEMA DE SANEAMIENTO BÁSICO DE AGUAS RESIDUALES DE LOS SECTORES EL SOCORRO Y CHARCO COLORADO EN EL MUNICIPIO DE SAN LUIS DE SINCÉ, EN EL DEPARTAMENTO DE SUCRE” presentado por Paola Cristina Ramírez Guzmán y Álvaro Javier Úcros Sierra en cumplimiento con el requisito parcial para optar al título de Especialista en Recursos Hidráulicos y Medio Ambiente, fue aprobado por el director Héctor Matamoros Rodríguez.

Firma del Director: _____

Nota: _____

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN.....	11
2	OBJETIVOS	12
2.1	OBJETIVO GENERAL	12
2.2	OBJETIVO ESPECÍFICOS.....	12
3	MARCO TEÓRICO	13
3.1	ALCANTARILLADOS	13
3.2	SISTEMAS DE ALCANTARILLADOS	13
3.2.1	SISTEMAS CONVENCIONALES.....	13
3.2.2	SISTEMAS NO CONVENCIONALES.....	14
3.3	CONFIGURACIÓN DE LAS REDES DEL ALCANTARILLADO.....	15
3.4	OTROS ELEMENTOS DEL ALCANTARILLADO	15
3.4.1	POZOS DE INSPECCIÓN.....	15
3.4.2	CÁMARAS DE CAÍDA.....	16
3.5	CONSIDERACIONES TECNICAS GENERALES DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO.....	17
3.5.1	CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES.....	18
3.5.2	DIÁMETRO INTERNO MÍNIMO	21
3.5.3	VELOCIDAD MÍNIMA EN LAS TUBERÍAS	21
3.5.4	VELOCIDAD MÁXIMA EN LAS TUBERIAS	22
3.5.5	PROFUNDIDAD HIDRÁULICA MÁXIMA.....	22
3.5.6	PEDIENTE MÍNIMA	22
3.5.7	PENDIENTE MÁXIMA.....	22
3.5.8	PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN DE LAS TUBERIAS	22
3.6	DISEÑO DE COLECTORES	23
3.7	DISEÑO DE LOS TRAMOS DE UNION DE ALCANTARILLADOS	27
3.7.1	EMPATE POR LINEA DE ENERGIA PARA FLUJO SUBCRITICO ($NF < 0,9$)	27
3.7.2	EMPATE POR LINEA DE ENERGIA PARA FLUJO SUPERCRÍTICO ($NF > 1,1$)	30
3.8	ESTACIÓN DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES.....	33
3.8.1	CAUDAL DE DISEÑO	33
3.8.2	COLECTOR AFLUENTE.....	33
3.8.3	POZO HÚMEDO	34
3.8.4	BOMBAS SUMERGIBLES	35
3.8.5	TUBERÍA DE IMPULSIÓN	36
4	MARCO CONCEPTUAL DEL MUNICIPIO DE SAN LUIS DE SINCÉ	38
4.1	LIMITES GEOGRAFICOS Y DIVISION POLITICA.....	38

4.2	VÍAS DE COMUNICACIÓN.....	39
4.3	CLIMA Y PAISAJE	39
4.4	GEOMORFOLOGÍA Y SUELOS	40
4.5	HIDROLOGÍA.....	40
4.5.1	AGUAS SUPERFICIALES	40
4.5.2	AGUAS SUBTERRÁNEAS.....	41
4.6	DESARROLLO URBANÍSTICO.....	41
4.6.1	PERÍMETRO URBANO.....	41
4.6.2	VIVIENDA	41
4.6.3	USO DEL SUELO	42
4.6.4	ZONAS DE CRECIMIENTO FUTURO	42
4.6.5	INFRAESTRUCTURA VIAL	43
4.6.6	ZONAS DE RIESGO.....	43
4.7	SITUACIÓN SOCIOECONÓMICA	46
4.8	INFRAESTRUCTURA Y SERVICIOS	47
4.9	SALUD.....	47
4.10	EDUCACIÓN.....	47
4.11	MATADERO Y PLAZA DE MERCADO	47
4.12	SERVICIOS DE ENERGÍA ELÉCTRICA Y TELEFONÍA	47
4.13	SERVICIO DE TRANSPORTE.....	47
4.14	SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO	48
4.15	DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN AFECTADA.....	49
4.15.1	PERIODO DE DISEÑO.....	49
4.15.2	POBLACION AFECTADA	49
4.16	CARACTERÍSTICAS SOCIO-CULTURALES DE LA POBLACIÓN Y PARTICIPACIÓN COMUNITARIA.....	52
4.16.1	POBLACIÓN ACTUAL	52
4.16.2	ESTRATIFICACIÓN SOCIOECONÓMICA	53
4.16.3	ÍNDICE DE CALIDAD BÁSICA DE VIDA.....	53
4.16.4	ÍNDICE DE NECESIDADES BÁSICAS INSATISFECHAS (N.B.I.)	53
4.16.5	SISBEN.....	55
4.16.6	NIVEL DE EMPLEO.....	55
4.16.7	RECURSOS HUMANOS.....	55
4.16.8	ÍNDICE DE DESARROLLO MUNICIPAL.....	57
4.16.9	ACTIVIDADES ECONÓMICAS	58
4.17	DIAGNÓSTICO Y EVALUACIÓN DEL SISTEMA EXISTENTE	58
4.17.1	REDES DE COLECTORES	58
4.18	TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS	62

4.19	EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS.....	63
5	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO	65
5.1	ÁREA DE ESTUDIO.....	65
5.2	PROYECCION DE LA POBLACION	67
5.2.1	MÉTODO DE COMPARACIÓN GRAFICA	67
5.2.2	MÉTODO DEL CRECIMIENTO LINEAL.....	68
5.2.3	MÉTODO GEOMÉTRICO	69
5.2.4	MÉTODO CRECIMIENTO LOGARÍTMICO.....	70
5.2.5	MÉTODO DE LA TASA DECRECIENTE DE CRECIMIENTO	71
5.2.6	MÉTODO LOGÍSTICO DE LA CURVA EN S	72
5.2.7	MÉTODOS DE REGRESIÓN ESTADÍSTICA.....	73
5.2.8	DENSIDAD POBLACIONAL.....	79
5.3	TRAZADO DE LA RED DE ALCANTARILLADO Y ÁREAS AFERENTES.....	80
5.4	CÁLCULO DE CAUDALES DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....	81
5.4.1	DENSIDAD POBLACIONAL DE DISEÑO	81
5.4.2	DOTACIÓN NETA DE DISEÑO	81
5.4.3	COEFICIENTE DE RETORNO	82
5.4.4	CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.....	82
5.4.5	CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES, COMERCIALES E INSTITUCIONALES	82
5.4.6	CAUDAL MEDIO DIARIO DE AGUAS RESIDUALES	82
5.4.7	FACTOR DE MAYORACIÓN	82
5.4.8	CAUDAL MÁXIMO HORARIO.....	83
5.4.9	CAUDAL DE INFILTRACIÓN.....	83
5.4.10	CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS.....	84
5.4.11	CAUDAL DE DISEÑO	84
5.5	CÁLCULO DE PROPIEDADES HIDRÁULICAS DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....	84
5.5.1	CÁLCULO DE FLUJO NORMAL.....	84
5.5.2	CÁLCULO DE FLUJO CRÍTICO	87
5.6	EMPATE POR LÍNEA DE ENERGÍA Y DEFINICIÓN DE COTAS DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....	88
5.6.1	CÁLCULO DEL DIÁMETRO DEL POZO.....	88
5.6.2	CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS EN FLUJO SUBCRÍTICO.....	88
5.6.3	CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS EN FLUJO SUPERCRÍTICO.....	89
5.6.4	DEFINICIÓN DE COTAS	90
5.7	DISEÑO DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO	93
5.8	MODELACIÓN Y VERIFICACIÓN EN SWMM DE LOS BARRIOS EL SOCORRO Y CHARCO COLORADO.....	99
5.8.1	GENERALIDADES.....	99
5.8.2	TOPOLOGÍA DE LA RED	99

5.8.3	MODELACIÓN TRAMO EJEMPLO – CHARCO COLORADO POZO 1 AL 8’....	100
5.9	MODELACIÓN Y VERIFICACIÓN EN SWMM DEL COLECTOR PRINCIPAL EXISTENTE.....	105
5.10	PRESUPUESTO ESTIMADO DE OBRA.....	113
5.11	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE MATERIALES	114
5.11.1	TUBERÍA PVC ALCANTARILLADO.....	114
5.11.2	TUBERÍA PVC PRESIÓN.	115
5.11.3	POZOS Y CAJAS DE INSPECCIÓN.....	115
5.11.4	TENDIDO DE TUBERÍA ENTERRADA.....	116
5.11.5	DOMICILIARIA.....	117
5.12	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE EQUIPOS DE BOMBEO	117
5.12.1	GENERALIDADES.....	117
5.12.2	EQUIPOS DE BOMBEO ESTACIÓN DE AGUAS RESIDUALES.....	117
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	121
7	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	122
8	ANEXOS.....	123
8.1	ANEXO 1. ALCANTARILLADO SANITARIO BARRIO CHARCO COLORADO – SINCÉ.	123
8.2	ANEXO 2. ALCANTARILLADO SANITARIO BARRIO EL SOCORRO – SINCÉ.	126
8.3	ANEXO 3. ESTACIÓN DE BOMBEO CHARCO COLORADO.....	132
8.4	ANEXO 4. ESTACIÓN DE BOMBEO EL SOCORRO.....	134
8.5	ANEXO 5. CÁLCULO DE CAUDALES - COLECTOR PRINCIPAL DEL MUNICIPIO. 136	
8.6	ANEXO 6. MODELACIÓN SWMM CHARCO COLORADO.....	137
8.7	ANEXO 7. MODELACIÓN SWMM EL SOCORRO.....	142
8.8	ANEXO 8. MODELACIÓN SWMM COLECTOR PRINCIPAL AJUSTADO.	149
8.9	ANEXO 9. PRESUPUESTO.....	155

LISTA DE TABLAS

TABLA 3-1 DIÁMETRO INTERNOS DE LOS POZOS DE INSPECCIÓN.....	16
TABLA 3-2 APORTES POR INFILTRACIÓN POR UNIDAD DE LONGITUD DE COLECTOR.....	21
TABLA 3-3 PROFUNDIDAD MÍNIMA DE TUBERÍAS A COTA CLAVE.	22
TABLA 3-4 VALORES COEFICIENTE DE K.....	28
TABLA 3-5 DIÁMETRO INTERNO MÍNIMO DE ESTRUCTURAS DE CONEXIÓN.....	29
TABLA 3-6 COEFICIENTE K EN POZOS DE UNIÓN CON CAÍDA.....	32
TABLA 4-1. SUSCRIPTORES ACTUALES DE LOS SERVICIOS.....	49
TABLA 4-2. POBLACIÓN TOTAL CABECERA Y RESTO - MUNICIPIO DE SINCÉ.....	50
TABLA 4-3 PROYECCIONES DE POBLACIÓN REALIZADAS POR EL DANE PARA EL CASCO URBANO DE SINCÉ.....	51
TABLA 4-4 TASAS MEDIAS ANUALES DE CRECIMIENTO PROYECTADAS POR EL DANE.....	51
TABLA 4-5 ANÁLISIS DE DENSIDADES BARRIALES – PBOT DE SINCÉ.....	52
TABLA 4-6 DISTRIBUCIÓN DE LA POBLACIÓN URBANA Y RURAL.....	53
TABLA 4-7 NECESIDADES BÁSICAS INSATISFECHAS DEL MUNICIPIO.....	54
TABLA 4-8 POBLACIÓN SISBENZADA.....	55
TABLA 4-9 POBLACIÓN POR GRUPOS QUINQUENALES.....	56
TABLA 4-10 TIPO DE ESTUDIOS QUE CURSÓ.....	56
TABLA 5-1. POBLACIÓN HISTÓRICA MUNICIPIOS.....	67
TABLA 5-2 MÉTODO DEL CRECIMIENTO LINEAL.....	69
TABLA 5-3 MÉTODO DEL CRECIMIENTO GEOMÉTRICO.....	70
TABLA 5-4 MÉTODO DEL CRECIMIENTO LOGARÍTMICO.....	70
TABLA 5-5 MÉTODO DE LA TASA DECRECIMIENTO DE CRECIMIENTO.....	71
TABLA 5-6 MÉTODO LOGÍSTICO DE LA CURVA S.....	72
TABLA 5-7 RESUMEN DE PROYECCIONES DE POBLACIÓN.....	75
TABLA 5-8 CÁLCULO DE LOS CAUDALES DE DISEÑO PARA EL TRAMO 1-8’.....	85
TABLA 5-9 DISEÑO HIDRAULICO Y EMPATE POR LA LINEA DE ENERGIA DE LOS COLECTORES 1-8’ DEL ALACANTARILLADO SANITARIO.....	91
TABLA 5-10 ESTACIÓN DE BOMBEO CHARCO COLORADO.....	94
TABLA 5-11 RESUMEN DE LOS POSIBLES SISTEMAS DE TUBOS.....	96
TABLA 5-12 RESUMEN DE BOMBAS.....	97
TABLA 5-13 SELECCIÓN DE LA BOMBA.....	98
TABLA 5-14 PARÁMETROS DE CÁLCULO DE LA RED.....	101
TABLA 5-15 INFORMACIÓN DE ENTRADA NODO 1.....	101
TABLA 5-16 INFORMACIÓN DE ENTRADA CONDUCTO 1.....	102
TABLA 5-17 APORTES DE CAUDAL POZO DE INSPECCIÓN 1.....	102
TABLA 5-18 RESUMEN RESULTADOS NODOS DEL POZO 1 A 8’.....	104
TABLA 5-19 RESUMEN RESULTADOS CONDUCTOS DEL POZO 1 A 8’.....	105
TABLA 5-20 CAUDALES COLECTOR PRINCIPAL.....	108
TABLA 5-21 MODELACIÓN 1. CONDICIONES EXISTENTES - NODOS.....	109
TABLA 5-22 MODELACIÓN 1. CONDICIONES EXISTENTES - CONDUCTOS.....	110
TABLA 5-23 MODELACIÓN 2. INUNDACIÓN DE POZOS.....	110
TABLA 5-24 MODELACIÓN 2. INUNDACIÓN DE CONDUCTOS.....	111
TABLA 5-25 MODELACIÓN 3. POZOS SIN SOBRECARGA.....	112
TABLA 5-26 MODELACIÓN 3. TUBOS SIN SOBRECARGA.....	113

TABLA 5-27 RESUMEN PRESUPUESTO SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....	114
TABLA 5-28 RDE DE TUBERÍAS PVC PRESIÓN.	115
TABLA 5-29 EQUIPO DE BOMBEO ESTACIÓN BARRIO CHARCO COLORADO.....	119
TABLA 5-30 EQUIPO DE BOMBEO ESTACIÓN BARRIO EL SOCORRO.	119

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3-1 FORMAS TÍPICAS DE POZOS DE INSPECCIÓN.	16
FIGURA 3-2 CÁMARAS DE CAÍDA.	17
FIGURA 3-3 CORTE CÁMARA DE CAÍDA.	17
FIGURA 3-4 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN CIRCULAR.	24
FIGURA 3-5 EMPATE DE LAS TUBERÍAS POR LA LÍNEA DE ENERGÍA.	27
FIGURA 3-6 RELACIONES GEOMÉTRICAS EN UN POZO.	30
FIGURA 3-7 EMPATE PARA FLUJO SUPERCRÍTICO CON POZO DE CAÍDA Y ENTRADA NO SUMERGIDA.	32
FIGURA 3-8 DETALLE TIPO POZO HÚMEDO.	35
FIGURA 4-1 LOCALIZACIÓN DEL MUNICIPIO.	38
FIGURA 4-2 DISTRIBUCIÓN DE USOS DEL SUELO PARA EL CASCO URBANO DE SINCÉ.	44
FIGURA 4-3 ZONAS DE CRECIMIENTO PREVISTO PARA EL CASCO URBANO DE SINCÉ.	45
FIGURA 4-4 CRECIMIENTO DE LA POBLACIÓN TOTAL CABECERA Y RESTO - MUNICIPIO DE SINCÉ.	50
FIGURA 4-5 FOTOGRAFÍA DE ASPECTO TÍPICO DE VÍA EN EL CENTRO DE SINCÉ, CON CUNETAS.	60
FIGURA 4-6 FOTOGRAFÍA DE COLECTORES TRABAJANDO CERCA DEL 80% DE SU CAPACIDAD.	60
FIGURA 4-7 CASCO URBANO DE SINCÉ Y ESQUEMA DE LAS CONDICIONES GENERALES DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.	61
FIGURA 4-8 ESQUEMA DEL LAGUNAJE 2.	62
FIGURA 4-9 FOTOGRAFÍA DE ASPECTO TÍPICO DE LA CALLE CANAL DE LA BODEGA. LAS BOCACALLES SON INGRESOS DE CANALES LATERALES.	64
FIGURA 5-1 CASCO URBANO SINCÉ.	65
FIGURA 5-2 ÁREA CORRESPONDIENTE AL BARRIO CHARCO COLORADO.	66
FIGURA 5-3 ÁREA CORRESPONDIENTE AL BARRIO EL SOCORRO.	66
FIGURA 5-4 LÍNEA DE TENDENCIA DE LA POBLACIÓN.	68
FIGURA 5-5 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN LINEAL ESTADÍSTICA.	73
FIGURA 5-6 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN LOGARÍTMICA ESTADÍSTICA.	74
FIGURA 5-7 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN EXPONENCIAL ESTADÍSTICA.	74
FIGURA 5-8 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN POTENCIAL ESTADÍSTICA.	75
FIGURA 5-9 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN DEL MUNICIPIO DE SINCÉ.	77
FIGURA 5-10 PROYECCIÓN DE LOS MÉTODOS QUE MÁS SE AJUSTAN AL CRECIMIENTO DE LA POBLACIÓN DEL MUNICIPIO DE SINCÉ.	78
FIGURA 5-11 TRAZADO DE LAS ÁREAS AFERENTES Y RED DE COLECTORES DEL POZO 1 AL 8'.	81
FIGURA 5-12 CURVA CARACTERÍSTICA PARA DIÁMETRO DE DESCARGA DE 2".	95
FIGURA 5-13 CURVA CARACTERÍSTICA PARA DIÁMETRO DE DESCARGA DE 4".	95
FIGURA 5-14 GRÁFICA DE LOS POSIBLES SISTEMAS DE TUBOS.	96
FIGURA 5-15 GRÁFICA DEL SISTEMA DE TUBOS Y POSIBLES BOMBAS SELECCIONADAS.	98
FIGURA 5-16 SIMULACIÓN DE COLECTORES DEL POZO 1 A 8'.	103
FIGURA 5-17 PERFIL DE COLECTORES DEL POZO 1 A 5.	104
FIGURA 5-18 COLECTOR PRINCIPAL Y ÁREAS AFERENTES.	106
FIGURA 5-19 TIPOLOGÍA DE LA RED EN SWMM.	107
FIGURA 5-20 CURVA DE CONSUMO HORARIA.	108
FIGURA 5-21 MODELACIÓN 3. COLECTOR PRINCIPAL AJUSTADO (POZOS Y TUBOS SIN SOBRECARGA).	111

1 INTRODUCCIÓN

Este trabajo contiene el diseño de la ampliación de la red de alcantarillado residual de los sectores El Socorro y Charco Colorado en el municipio de San Luis de Sincé, en el departamento de Sucre; incluyendo el empate del nuevo sistema a la red existente de alcantarillado residual mediante un sistema de bombeo y verificando el funcionamiento del colector principal del municipio con los nuevos aportes de El Socorro y Charco Colorado hasta la llegada a la planta de tratamiento existente.

Para su desarrollo, primero se hace un resumen de los conceptos básicos para el diseño de los sistemas de alcantarillados y de la normatividad vigente que rige esta materia. Posteriormente se analiza el contexto social, económico y político del municipio y finalmente se describe el desarrollo paso a paso del diseño de la ampliación de la red de alcantarillado residual de los sectores en estudio.

Este proyecto de grado se realiza por dos estudiantes de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito para optar por el título de Especialistas en Recursos Hidráulicos y Medio Ambiente y está dirigido a personas con perfiles de ingeniería que trabajen en el campo del diseño y construcción de los sistemas de acueductos y alcantarillados.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

- Diseñar el sistema de saneamiento básico de aguas residuales de los sectores El Socorro y Charco Colorado en el municipio de San Luis de Sincé, en el departamento de Sucre.

2.2 OBJETIVO ESPECÍFICOS

- Caracterizar la región desde el punto de vista físico y socioeconómico.
- Realizar el diseño de la ampliación de la red de alcantarillado de los sectores en estudio.
- Realizar el diseño del sistema de bombeo de las aguas residuales domésticas provenientes de los sectores El Socorro y Charco Colorado para hacer el empate a la red actual existente.
- Modelación y verificación de la red de alcantarillado de los El Socorro y Charco Colorado, en el software SWMM.
- Verificar el funcionamiento actual de los colectores principales en La Ceja con los nuevos aportes de El Socorro y Charco Colorado.
- Estimación de presupuesto aproximado asociado al desarrollo del proyecto.
- Entrega de especificaciones de materiales y equipos necesarios para la operación del sistema.

3 MARCO TEÓRICO

3.1 ALCANTARILLADOS

El sistema de alcantarillado consiste en una serie de tuberías y obras complementarias, necesarias 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 las personas debido al riesgo de enfermedades epidemiológicas y, además, se causarían importantes pérdidas materiales (López, 2004).

Las aguas residuales pueden tener varios orígenes:

- Aguas residuales domesticas: son aquellas provenientes de inodoros, lavaderos, cocinas y otros elementos domésticos. Estas aguas están compuestas por solidos suspendidos (generalmente materia orgánica biodegradable), solidos sedimentables (principalmente materia inorgánica), nutrientes (nitrógeno y fosforo) y organismos patógenos.
- Aguas residuales industriales: se originan de los desechos de procesos industriales o manufactureros y, debido a su naturaleza, pueden contener, además de los componentes citados anteriormente respecto a 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 efecto de lavado sobre tejados, calles y suelos, pueden contener una gran cantidad de sólidos suspendidos; en zonas de alta contaminación atmosférica, pueden contener algunos metales pesados y otros elementos químicos.

3.2 SISTEMAS DE ALCANTARILLADOS

Los sistemas de alcantarillados pueden ser de dos tipos, convencionales o no convencionales.

3.2.1 SISTEMAS CONVENCIONALES

Los alcantarillados convencionales son los sistemas tradicionales utilizados para la recolección y transporte de aguas residuales o lluvias hasta los sitios de disposición final. En general, son sistemas con tuberías de grandes diámetros que permiten una gran flexibilidad en la operación del sistema, necesaria debido en muchos casos a la incertidumbre en los parámetros que definen el caudal como la densidad de población y su estimación futura, a un sistema de mantenimiento inadecuado o insuficiente, que conlleva una mayor exigencia de las normas y, por tanto, unos costos mayores (López, 2004). Estos alcantarillados se clasifican según el tipo de agua que conduzcan, así:

1. Alcantarillado de aguas combinadas: sistema compuesto por todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte, tanto de las aguas residuales como de las aguas lluvias.

2. Alcantarillado separado: sistema constituido por un alcantarillado de aguas residuales y otro de aguas lluvias que recolectan en forma independiente en un mismo sector.
 - Alcantarillado de aguas lluvias: sistema compuesto por todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte de las aguas lluvias.
 - Alcantarillado de aguas residuales: sistema compuesto por todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte de las aguas residuales domesticas o industriales.

3.2.2 SISTEMAS NO CONVENCIONALES

Debido a que los alcantarillados convencionales usualmente son sistemas de saneamiento costosos, especialmente para localidades con baja capacidad económica, en las últimas décadas se han propuesto sistemas de menor costo, alternativos al alcantarillado convencional sanitario, basados en consideraciones de diseño adicionales y en una mejor tecnología disponible para su operación y mantenimiento. Sin embargo, son sistemas poco flexibles que requieren una mayor definición y control de caudales, de un mantenimiento intensivo y, más importante aún que la parte tecnológica, necesita una cultura de la comunidad que acepte y controle el sistema dentro de las limitaciones que estos pueden tener.

Los sistemas de alcantarillados no convencionales se clasifican según el tipo de tecnología aplicada y en general se limitan a la evacuación de las aguas residuales.

1. Alcantarillados simplificados: funcionan esencialmente como un alcantarillado sanitario convencional pero teniendo en cuenta para su diseño y construcción consideraciones que permiten reducir el diámetro de los colectores tales como la disponibilidad de mejores equipos para su mantenimiento, que permiten reducir el número de pozos de inspección o sustituir por estructuras más económicas.
2. Alcantarillados condominiales: son sistemas que recogen las aguas residuales de un conjunto de viviendas que normalmente están ubicadas en un área inferior a 1 ha mediante colectores simplificados, y son conducidas a la red de alcantarillado municipal o eventualmente a una planta de tratamiento.
3. Alcantarillados sin arrastre de sólidos: son sistemas en los que el agua residual de una o más viviendas es descargada a un tanque interceptor de sólidos donde éstos se retienen y degradan, produciendo un efluente sin sólidos sedimentables que es transportado por gravedad en un sistema de colectores de diámetros reducidos y poco profundos.

Existen los sistemas in situ basados en la disposición in situ de las aguas residuales, como las letrinas y tanques, pozos sépticos y campos de riego, los cuales son sistemas de muy bajo costo y pueden ser apropiados en áreas suburbanas con baja intensidad de población y con adecuadas características del subsuelo. En el tiempo, estos sistemas deben considerarse como sistemas transitorios a sistemas no convencionales o convencionales de recolección, transporte y disposición, en la medida en que el uso de la tierra tienda a ser urbano.

3.3 CONFIGURACIÓN DE LAS REDES DEL ALCANTARILLADO

No existe una regla general para la disposición de la red del alcantarillado, ya que se debe ajustar a las condiciones topográficas de cada población y a la ubicación relativa de las fuentes receptoras.

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales, pluviales y combinadas están conformados por dos componentes principales: (1) la red de colectores y (2) estructuras adicionales o complementarias cuyo fin es asegurar que el sistema opere satisfactoriamente y pueda ser inspeccionado y mantenido correctamente. Dentro de sus funciones se puede enunciar:

- Permiten cambios de dirección
- Permiten cambios de pendiente
- Permiten cambios de sección
- Facilitan las labores de inspección y mantenimiento
- Posibilitan la limpieza del sistema
- Airean el sistema

3.4 OTROS ELEMENTOS DEL ALCANTARILLADO

La red de alcantarillado, además de los colectores como se dijo anteriormente, está constituida por otras estructuras hidráulicas diseñadas para permitir el correcto funcionamiento del sistema, Dentro de las estructuras complementarias se encuentran, entre otras:

- Pozos de inspección
- Cámaras de caída
- Aliviaderos frontales o laterales
- Sifones invertidos
- Sumideros y rejillas
- Conexiones domiciliarias

3.4.1 POZOS DE INSPECCIÓN

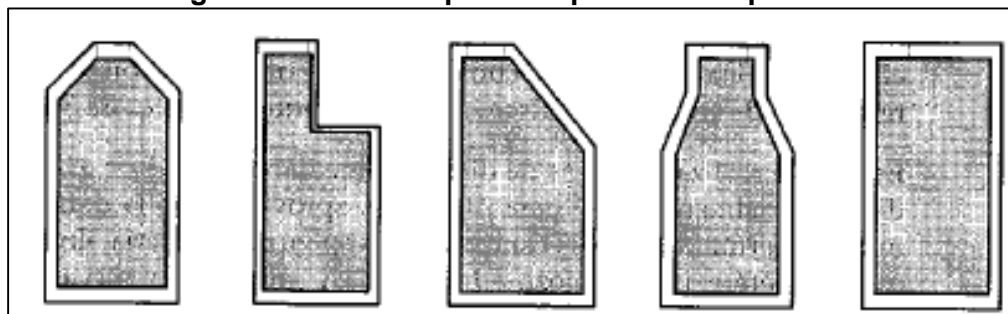
Son las estructuras mediante las cuales se realiza la unión de los tramos de la red del alcantarillado, que permiten el cambio de dirección en el alineamiento horizontal o vertical, el cambio de diámetro o sección, y las labores de inspección, limpieza y mantenimiento general del sistema.

La distancia máxima permitida entre pozos depende del tipo de maquinaria utilizada para el mantenimiento del alcantarillado. Si el mantenimiento es manual, la distancia máxima se limita a 100 m o 120 m, mientras que si el mantenimiento se realiza por medios mecánicos o hidráulicos, la distancia máxima permitida es del orden de 200 m. En el emisario final, debido al hecho de que en el trayecto no puede existir adición de caudales, la distancia máxima entre pozos es de 300 m.

Los pozos de pueden construir in situ o prefabricados. Los materiales pueden ser mampostería

y concreto, fibro cemento y concreto reforzado. Constan de placa base, cañuela, cilindro, reducción cónica y tapa.

Figura 3-1 Formas típicas de pozos de Inspección.



Fuente: López Cualla, 2004, Figura 14.6.

La unión de las tuberías con diámetro de salida inferior o igual a 36" en el pozo de inspección obedece a criterios de tipo hidráulico y geométrico. En la tabla se presentan los diámetros de tuberías que pueden unirse en un pozo sin que haya riesgo de interferencia física de una tubería con otra y para permitir la inspección e ingreso de personal para el mantenimiento, según la resolución 0330 del 2017.

Tabla 3-1 Diámetro internos de los pozos de inspección

Mayor diámetro de las tuberías conectadas (mm)	Diámetro interno de la estructura (m)
De 200 a 500	1.20
Mayor que 500 hasta 750	1.50
Mayor que 750 hasta 900	1.80

Fuente: Res. 0330 de 2017.

Cuando el diámetro de la tubería de salida es mayor de 36" (900 mm), se debe emplear otro tipo de estructura, diferente del pozo de inspección, que minimice las pérdidas de energía.

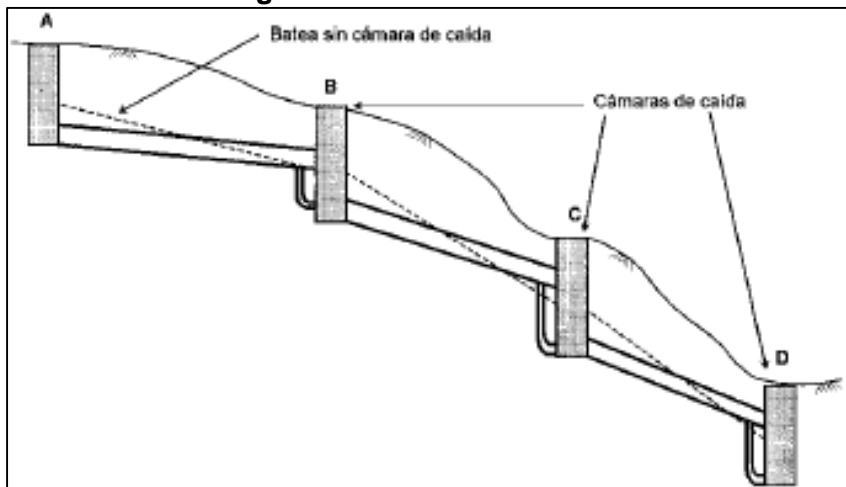
3.4.2 CÁMARAS DE CAÍDA

Las cámaras de caída son estructuras utilizadas para realizar la unión de colectores en alcantarillados de alta pendiente, con el objeto de evitar velocidades mayores de las máximas permisibles y disipar altas energías cinéticas que generen la posible erosión de las tuberías.

Todos los colectores que lleguen a una estructura de conexión, con una diferencia mayor de 0.75 m con respecto a la batea del colector de salida, deben entregar al pozo mediante una cámara de caída. En este caso, la unión se realiza a través de una bajante ubicada antes de la llegada al cilindro, su boca inferior debe estar orientada en tal forma que el flujo confluya con un ángulo máximo de 15° con respecto a la dirección del flujo principal.

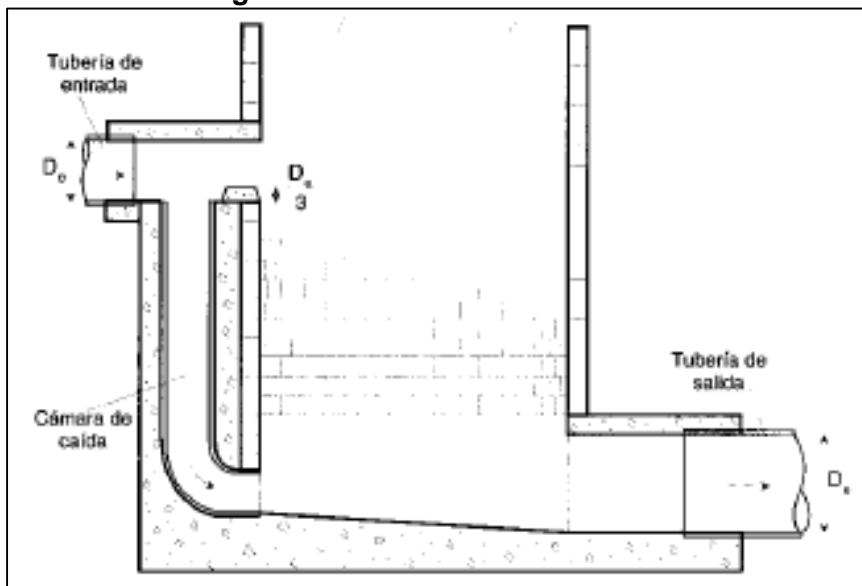
Para colectores afluentes menores de 300mm de diámetro puede analizarse la alternativa de no construir la cámara de caída pero proveer un colchón de agua en la parte inferior del pozo que amortigüe la caída.

Figura 3-2 Cámaras de caída.



Fuente: López Cualla, 2004, Figura 14.16.

Figura 3-3 Corte cámara de caída.



Fuente: López Cualla, 2004, Figura 14.18.

3.5 CONSIDERACIONES TÉCNICAS GENERALES DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO

El Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio emite la resolución 0330 del 8 de Junio del 2017 por el cual se adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS, esta norma reglamenta los requisitos técnicos que se deben tener en las etapas de planeación, diseño, construcción, puesta en marcha, operación, mantenimiento y

rehabilitación de la infraestructura relacionada con los servicios públicos domiciliarios de acueducto, alcantarillado y aseo y es de obligatorio cumplimiento en todo proyecto de saneamiento básico en el territorio nacional.

3.5.1 CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES

Los aportes de aguas residuales deben determinarse con base en información de consumos y mediciones recientes registrados en la localidad, y considerando las densidades previstas para el periodo de diseño con base en el Plan de ordenamiento Territorial o Plan Básico de Ordenamiento Territorial o Esquema de Ordenamiento Territorial y Plan de Desarrollo del municipio través de zonificación del uso de la tierra. Se justificaran los valores adoptados y deben ser aprobados por la persona prestadora del servicio. Se deben estimar los caudales para las condiciones iniciales y finales del periodo de diseño, en cada uno de los tramos de la red. Los caudales que se requiere calcular son los siguientes:

Caudal de aguas residuales domesticas

Cuando se cuente con proyección de demanda de agua potable, se debe calcular con la siguiente ecuación

$$Q_D = C_R * D_{NETAp} * A \quad \text{Ecuación 3-1}$$

D_{NETAp} : Demanda neta de agua potable por unidad de área tributaria (L/s.ha)

A: Área tributaria de drenaje (ha)

Cuando se cuenta con proyección de demanda de agua potable por suscriptor, se debe calcular con la siguiente ecuación:

$$Q_D = \frac{C_R * D_{NETAs} * P_S}{30} \quad \text{Ecuación 3-2}$$

D_{NETAs} : Demanda neta de agua potable proyectada por suscriptor (m³/suscriptor-mes)

P_S : Es el número de suscriptores proyectados al periodo de diseño

Cuando se utiliza proyección de población, de debe calcular con la siguiente ecuación:

$$Q_D = \frac{C_R * D_{NETA} * P}{86400} \quad \text{Ecuación 3-3}$$

D_{NETA} : Dotación neta de agua potable proyectada por habitante (L/hab.día)

P: Número de habitantes proyectados al periodo de diseño

El coeficiente de retorno (C_R) debe estimarse a partir del análisis de información existente en la localidad o de mediciones de campo realizadas por la persona prestadora del servicio. De no contar con datos de campo, se debe tomar un valor 0,85.

Caudal de aguas residuales no domesticas

Para zonas netamente industriales, comerciales e institucionales se deben elaborar análisis específicos de aportes de aguas residuales.

Caudal medio diario (Q_{MD})

Se debe calcular el caudal medio diario de aguas residuales como la suma de los aportes domésticos, industriales, comerciales e institucionales.

$$Q_{MD} = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{IN} \quad \text{Ecuación 3-4}$$

Caudal máximo horario (Q_{MH})

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

$$Q_{MH} = F * Q_{MD} \quad \text{Ecuación 3-5}$$

El factor de mayoración utilizado en la estimación del caudal máximo horario debe calcularse haciendo uso de mediciones de campo, en las cuales se tengan en cuenta los patrones de consumo de la población. El valor del factor disminuye en la medida en que el número de habitantes considerado aumenta, pues el uso del agua se hace cada vez más heterogéneo y la red de colectores puede contribuir cada vez más a amortiguar los flujos. En ausencia de datos de campo, se deben estimar con las ecuaciones aproximadas, teniendo en cuenta las limitaciones que puedan presentarse en su aplicabilidad. Este valor deberá estar entre 1,4 y 3,8.

Las relaciones aproximadas como las de Harmon y Babbit permiten realizar el cálculo de este factor, válidas para poblaciones de 1.000 a 1.000.000 habitantes, y la de Flores, en las cuales se estima F en función del número de habitantes.

$$F = 1 + \frac{14}{4+p^{0,5}} \quad \text{Harmon} \quad \text{Ecuación 3-6}$$

$$F = \frac{5}{p^{0,2}} \quad \text{Babbit} \quad \text{Ecuación 3-7}$$

$$F = \frac{3,5}{p^{0,1}} \quad \text{Flores} \quad \text{Ecuación 3-8}$$

El factor de mayoración también puede ser dado en términos del caudal medio diario como en las fórmulas de Los Angeles o la de Tchobanoglous.

$$F = \frac{2,69}{Q_{MD}^{0,121}} \quad \text{Jakoviev} \quad \text{Ecuación 3-9}$$

$$F = \frac{3,53}{Q_{MD}^{0,0914}} \quad \text{Los Angeles} \quad \text{Ecuación 3-10}$$

$$F = \frac{3,53}{Q_{MD}^{0,0733}} \quad \text{Tchobanoglous} \quad \text{Ecuación 3-11}$$

La fórmula de Los Angeles es válida para el rango de 2,8 a 28300 L/s, mientras que la de Tchobanoglous lo es para el rango de 4 a 5000 L/s. Esta última relación es adecuada cuando la contribución de aguas residuales de procedencia comercial, industrial e institucional no representa más del 25% del caudal total de aguas residuales.

El factor F debe calcularse tramo por tramo de acuerdo con el incremento progresivo de población y caudal.

Caudal de 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. 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. La información existente en la localidad sobre conexiones erradas debe utilizarse en la estimación de los aportes correspondientes.

Los aportes por conexiones erradas deben estimarse a partir de la información existente en la localidad. En ausencia de esta información deberá utilizar un valor máximo de 0.2 L/s.ha.

Caudal de infiltración (Q_{INF})

Es inevitable la infiltración de aguas subsuperficiales a las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, principalmente freáticas, a través de fisuras en los colectores, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de colectores con pozos de inspección y demás estructuras, y en éstos cuando no son completamente impermeables.

El caudal de infiltración debe estimarse a partir de aforos en el sistema en horas cuando el consumo de agua es mínimo y de consideraciones sobre la naturaleza y permeabilidad del suelo, la topografía de la zona y su drenaje, la cantidad y distribución temporal de la precipitación, la variación del nivel freático con respecto a las cotas claves 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 factor entre 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.

En el caso en que los valores por infiltración estén muy elevados, puede hacerse el cálculo del caudal de infiltración por longitud de tubería.

Tabla 3-2 Aportes por infiltración por unidad de longitud de colector.

Condición de la tubería	Infiltración Ips/km		
	Alta	Media	Baja
Tuberías existente	4	3	2
Tuberías nuevas con unión de mortero.	3	2	1
Tuberías nuevas con unión de elastómero.	1,5	1	0,5

Fuente: Elementos de diseño de acueductos y alcantarillados. LOPEZ, R.

Caudal de diseño

El caudal de diseño debe obtenerse sumando el caudal máximo horario, los aportes por infiltraciones y conexiones erradas; este caudal es el correspondiente a las contribuciones acumuladas que llegan al tramo hasta el pozo de inspección inferior.

Cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea menor que 1,5 L/s, debe aportarse este último valor como caudal de diseño para el tramo.

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE} \quad \text{Ecuación 3-12}$$

3.5.2 DIÁMETRO INTERNO MÍNIMO

Para las redes de recolección y evacuación de las aguas residuales, la sección más utilizada para las tuberías y tramos, es la sección circular, especialmente en los tramos iniciales. El diámetro interno mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado de aguas residuales convencional es de 170 mm (8" diámetro nominal), con el fin de evitar las posibles obstrucciones que ocurran en los tramos, causadas por objetos relativamente grandes que puedan entrar al sistema. Para poblaciones menores de 2.500 habitantes el diámetro interno real permitido es de 140 mm (6" diámetro nominal).

3.5.3 VELOCIDAD MÍNIMA EN LAS TUBERÍAS

Si las aguas residuales fluyen por un periodo largo a bajas velocidades, los sólidos transportados pueden depositarse dentro de los colectores. En consecuencia, se debe disponer regularmente de una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante periodos de caudal bajo; para lograr esto, se establece la velocidad mínima como criterio de diseño.

La velocidad mínima real permitida en el colector de alcantarillado sanitario es aquella que genere un esfuerzo cortante en la pared de la tubería mínimo de 1,0 Pa. Los criterios de velocidad y esfuerzo cortante se deben determinar para el caudal de diseño, en las condiciones iniciales y finales del periodo de diseño.

3.5.4 VELOCIDAD MÁXIMA EN LAS TUBERIAS

Los valores máximos permisibles para la velocidad media en los colectores por gravedad dependen del material, en función de su sensibilidad a la abrasión. Los valores adoptados deben estar plenamente justificados en términos de características de los materiales, de las características abrasivas de las aguas residuales, de la turbulencia del flujo y de los empotramientos de los colectores. Deben hacerse las provisiones necesarias de atraque del colector.

En general, la velocidad máxima real en un colector por gravedad no debe sobrepasar 5,0 m/s, determinada para el caudal de diseño. Los valores mayores deben justificarse apropiadamente para ser aceptados por la empresa prestadora del servicio.

3.5.5 PROFUNDIDAD HIDRÁULICA MÁXIMA

Para permitir la aireación adecuada del flujo de aguas residuales, el valor máximo permisible de la profundidad del flujo para el caudal de diseño en un colector es de 85% del diámetro interno real de éste.

3.5.6 PENDIENTE MÍNIMA

El valor de la pendiente mínima de cada tubería debe corresponder con aquel que permita tener condiciones de autolimpieza y que minimice la producción de gas sulfuro de hidrógeno.

3.5.7 PENDIENTE MÁXIMA

El valor de la pendiente máxima admisible, establecida en el diseño, debe ser aquel para el cual se obtenga la velocidad máxima real.

3.5.8 PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN DE LAS TUBERIAS

La profundidad de instalación de los colectores debe estar sustentada por estudios geotécnicos y de estabilidad, teniendo en cuenta las condiciones mecánicas y estructurales de la tubería, las uniones y el suelo. Los valores mínimos permisibles de recubrimiento de los colectores que no requieren protección a cargas vivas, con relación a la rasante definitiva se muestran a continuación:

Tabla 3-3 Profundidad mínima de tuberías a cota clave.

Servidumbre	Profundidad a cota clave (m)
Vías peatonales o zonas verdes	0.75
Vías vehiculares	1.20

Fuente: Res. 0330 de 2017.

Únicamente por cruces, puntos de descarga o depresiones del terreno que generen profundidades menores a las estipuladas, deberán presentarse las protecciones a la tubería

de acuerdo con los requerimientos de cada fabricante. En todos los casos se debe garantizar la entrega de las conexiones domiciliarias por gravedad sin sótano.

En cuanto a los valores máximos de profundidad, en general la máxima profundidad de los colectores es del orden de 5m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y colectores durante y después de su construcción.

3.6 DISEÑO DE COLECTORES

En general, cada uno de los tramos que forman parte del sistema de alcantarillado debe diseñarse como un conducto a flujo libre por gravedad. El flujo de aguas residuales en una red de alcantarillado para su recolección y evacuación no es permanente. Sin embargo, el dimensionamiento hidráulico de la sección transversal de cada tramo puede hacerse suponiendo que el flujo es uniforme, debido a que siempre va a existir una tendencia a establecer este tipo de flujo. En estas condiciones, la lámina de agua es paralela al fondo de la tubería y la velocidad es constante a lo largo del trayecto, es decir, que la línea de energía es paralela a la lámina de agua. (López, 2004)

En aquellos casos en los cuales después de haber realizado el diseño de la sección transversal, se tengan tuberías con diámetros iguales o superiores a 600 mm y menores que 900 mm, se debe llevar a cabo una comprobación del comportamiento hidráulico del sistema diseñado, en forma ensamblada, bajo la condiciones de flujo gradualmente variado. En aquellos casos en que el sistema de recolección y evacuación de aguas residuales tenga tuberías con diámetros iguales o superiores a 900 mm, la comprobación del diseño debe realizarse bajo la condición de flujo no permanente.

Para el diseño de los colectores se pueden hacer las siguientes suposiciones básicas:

- Cada tramo de colector se puede diseñar de forma independiente como un canal de sección prismática constante con flujo a superficie libre.
- Las estructuras de unión determinan las condiciones iniciales y finales de energía.
- El flujo se puede suponer uniforme y permanente.

De acuerdo a las suposiciones anteriores la ecuación de Manning es válida y la podemos usar para dimensionar los colectores.

$$V = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S_o^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ecuación 3-13}$$

V : Velocidad media de flujo en la sección (m/s)

n : Coeficiente de rugosidad de Manning

S_o : Pendiente de la línea de energía (m/m)

A : Área de la sección de flujo (m²)

P : Perímetro mojado (m)

R_h : Radio hidráulico (m) = $\frac{A}{P}$

En su forma en términos del caudal.

$$Q = \frac{1}{n} A R h^{\frac{2}{3}} S_o^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ecuación 3-14}$$

Según el concepto de factor de sección para flujo uniforme:

$$\frac{Q n}{S_o^{\frac{1}{2}}} = A R h^{\frac{2}{3}} \quad \text{Ecuación 3-15}$$

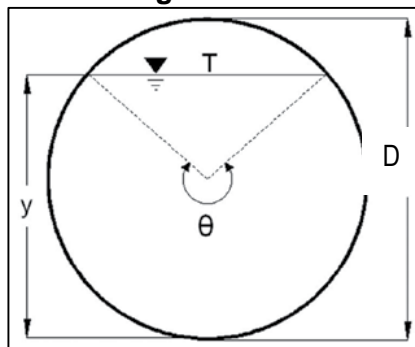
De esta forma para el caudal de diseño y para un material seleccionado de tubería se debe plantear una pendiente. Con estos valores se puede determinar la sección del colector.

$$Q = \frac{1}{n} \left(\pi \frac{D^2}{4} \right) \left(\frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}} S_o^{1/2} \rightarrow D = \left(\frac{4^{5/3}}{\pi} * \frac{nQ}{S_o^{1/2}} \right)^{3/8} \quad \text{Ecuación 3-16}$$

De la ecuación anterior se obtiene el diámetro teórico el cual se aproxima al comercial superior más cercano, teniendo en cuenta el diámetro mínimo exigido por la norma vigente.

Para el diseño de los colectores se adopta el modelo de coeficiente de Manning constante para toda la sección del conducto, de esta manera se determinan las características geométricas de la sección circular:

Figura 3-4 Características geométricas de la sección circular.



Fuente: López Cualla, 2004, Figura 14.29.

$$\theta = 2 \cos^{-1} \left(1 - \frac{2y}{d} \right) \quad \text{Ecuación 3-17}$$

$$A = \frac{D^2}{8} (\theta - \sin \theta) \quad \text{Ecuación 3-18}$$

$$P = \frac{D}{2} \theta \quad \text{Ecuación 3-19}$$

$$R_h = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right) \quad \text{Ecuación 3-20}$$

$$T = D \left(\sin \left(\frac{\theta}{2} \right) \right) \quad \text{Ecuación 3-21}$$

$$d = \frac{A}{T} = \frac{D}{8} \left(\frac{\theta - \sin \theta}{\sin \left(\frac{\theta}{2} \right)} \right) \quad \text{Ecuación 3-22}$$

$$E = y + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Ecuación 3-23}$$

θ : Ángulo subtendido entre el centro de la tubería y la superficie libre (rad)

y : Profundidad de flujo (m)

d : Profundidad hidráulica (m)

D : Diámetro real interno de la tubería (m)

A : Área mojada transversal (m²)

P : Perímetro mojado de la sección de flujo (m)

R_h : Radio hidráulico de la sección de flujo (m) = $\frac{A}{P}$

T : Ancho de la sección del canal en la superficie libre (m)

E : Energía específica (m)

De esta ecuación se obtiene el ángulo para la condición de flujo normal:

$$\frac{Q n}{s_o^{1/2}} = A R_h^{2/3} = \frac{D^2}{8} (\theta - \sin \theta) \left(\frac{D}{4} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right) \right)^{2/3} \quad \text{Ecuación 3-24}$$

Para el flujo crítico:

$$y_c = \frac{D}{2} \left(1 - \cos \frac{\theta_c}{2} \right) \quad \text{Ecuación 3-25}$$

$$A_c = \frac{D^2}{8} (\theta_c - \sin \theta_c) \quad \text{Ecuación 3-26}$$

$$V_c = \frac{Q}{A_c} \quad \text{Ecuación 3-27}$$

$$E_c = y_c + \frac{V_c^2}{2g} \quad \text{Ecuación 3-28}$$

De esta ecuación se obtiene el ángulo para la condición crítica:

$$NF = \frac{Q}{A \sqrt{g d}} = 1$$

$$A \sqrt{d} = \frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{D^2}{8} (\theta_c - \sin \theta_c) \left(\frac{D}{8} \left(\frac{\theta_c - \sin \theta_c}{\sin \left(\frac{\theta_c}{2} \right)} \right) \right)^{1/2} \quad \text{Ecuación 3-29}$$

Se determina el esfuerzo cortante máximo:

$$\tau = \gamma R_h S_o \quad \text{Ecuación 3-30}$$

τ : Esfuerzo cortante en la pared de la tubería (Pa)

γ : Peso específico del agua (N/m³)

R_h : Radio hidráulico (m)

S_o : Pendiente del tramo (m/m)

Se halla el número de Froude para verificar si el flujo es estable:

$$NF = \frac{v}{\sqrt{gd}} \quad \text{Ecuación 3-31}$$

NF : Número de Froude

d : Profundidad hidráulica (m)

g : Aceleración de la gravedad (m/s²)

Con respecto al régimen de flujo en una tubería de un sistema de alcantarillado, puede presentarse flujo crítico, subcrítico o supercrítico de acuerdo a las siguientes condiciones:

$$NF < 0.9 \text{ Flujo subcrítico}$$

$$NF = 1.0 \text{ Flujo crítico}$$

$$NF > 1.1 \text{ Flujo supercrítico}$$

Una de las características del flujo crítico y del flujo cuasicrítico (cuando el número de Froude se encuentra entre 0,9 y 1,1) es su inestabilidad y la variabilidad de la profundidad de flujo alrededor de la profundidad crítica de flujo. Por consiguiente, el diseño bajo flujo uniforme de cada tramo debe evitar aquellas velocidades y profundidades de flujo que impliquen un número de Froude en este intervalo. Si esto no es posible, se debe limitar la máxima relación de llenado a 0,7. En particular, se debe entender el efecto que se tiene sobre la posible socavación de la cámara de llegada y la generación de ruidos.

Si el régimen de flujo es supercrítico, en el diseño se debe poner especial cuidado en la posible generación de ondas de choque en las estructuras. La presencia de este tipo de ondas va acompañada de generación de ruidos molestos en el sistema de alcantarillado, así como posibles problemas de socavación en las estructuras complementarias. En caso de que se tenga un régimen de flujo supercrítico en las tuberías, en el diseño se deben analizar y prever los problemas causados por cambios bruscos de pendiente, la posible presencia de resaltos hidráulicos en el interior de las tuberías y, las estructuras apropiadas para resolver la problemática.

Para los chequeos del buen funcionamiento del sistema de alcantarillado se determina:

- La fuerza tractiva debe ser mayor a 1 Pa.
- La relación $\frac{v}{D}$ debe ser menor a 0.85.
- El flujo debe ser estable NF menor a 0,9 o mayor a 1,1.
- Velocidad máxima permitida no puede ser mayor a 5 m/s.

Con los valores hallados se hacen los respectivos chequeos. El esfuerzo debe ser superior al valor mínimo establecido, la profundidad hidráulica tanto como la profundidad de la lámina de agua debe ser menor al 85% del diámetro del tubo, el régimen de flujo debe ser estable y la velocidad máxima no puede superar los máximos establecidos.

3.7 DISEÑO DE LOS TRAMOS DE UNION DE ALCANTARILLADOS

La unión de los colectores se hace mediante un pozo. Para realizar el empate de los colectores en el pozo existen varios criterios:

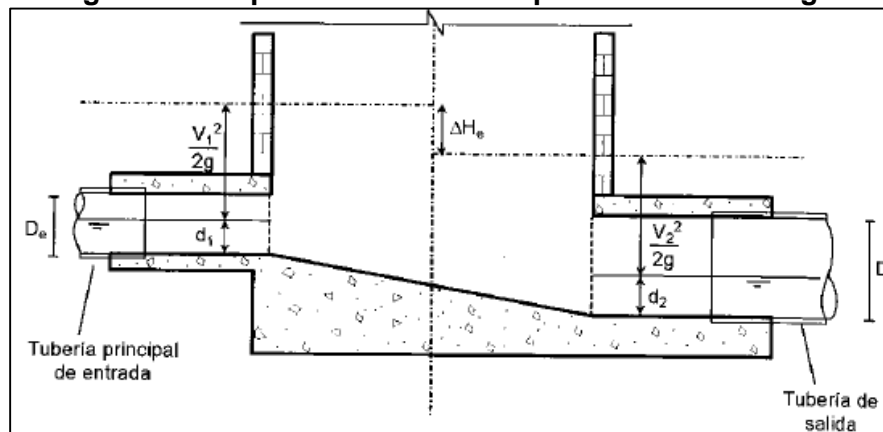
- Empate por cota clave.
- Empate por línea de energía.

De estos dos, el más acertado desde el punto de vista hidráulico es el empate por línea de energía, aunque la elección del método depende de la norma exigida para el proyecto. La Resolución 0330 de 2017 exige que el cálculo debe hacerse mediante un análisis hidráulico, considerando el régimen de flujo de los colectores y las pérdidas de energía generadas por la geometría de la estructura.

3.7.1 EMPATE POR LINEA DE ENERGIA PARA FLUJO SUBCRITICO (NF < 0,9)

Consiste en igualar la cota de energía del colector principal entrante al pozo, con la cota de energía del colector saliente. Planteando la ecuación de energía entre las tuberías de entrada y salida al centro del pozo.

Figura 3-5 Empate de las tuberías por la línea de energía.



Fuente: López Cualla, 2004, Figura 14.33.

$$Z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H_e$$

$$Z_1 - Z_2 = H_p$$

$$H_p = \left(y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) - \left(y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) + \Delta H_e \quad \text{Ecuación 3-32}$$

Z_1 : Altura de posición de la tubería de entrada (m)
 Z_2 : Altura de posición de la tubería de salida (m)
 y_1 : Profundidad de flujo en la tubería de entrada (m)
 y_2 : Profundidad de flujo en la tubería de salida (m)
 V_1 : Velocidad de flujo en la tubería de entrada (m)
 V_2 : Velocidad de flujo en la tubería de salida (m)
 g : Aceleración de la gravedad (m/s²)
 ΔH_e : Pérdida de energía por el empate de las tuberías (m)
 H_p : Pérdidas de energía en el pozo (m)

$$\Delta H_e = \Delta H_d + \Delta H_t \quad \text{Ecuación 3-33}$$

ΔH_d : Pérdida de energía por el cambio de dirección (m)
 ΔH_t : Pérdida de energía por la unión o transición (m)

Pérdidas por cambio de dirección (ΔH_d)

Las pérdidas de energía por cambio de dirección, para flujo subcrítico o supercrítico, se calcula en función de la relación entre el radio de curvatura del pozo, r_c , y el diámetro de la tubería de salida D_s .

La pérdida de energía es:

$$\Delta H_d = k \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ecuación 3-34}$$

Tabla 3-4 Valores Coeficiente de k.

Régimen de flujo	$\frac{r_c}{D_s}$	k
Subcrítico	1,0-1,5	0,40
	1,5-3,0	0,20
	> 3,0	0,05
Supercrítico	6,0-8,0	0,40
	8,0-10,0	0,20
	> 10,0	0,05

Fuente: López Cualla, 2004, Tabla 14.4.

No se recomienda trabajar con relaciones r_c/D_s menores que 1 debido a que el 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 90° (López, 2004).

Pérdidas por la unión de las tuberías (ΔHt)

Las pérdidas por la unión obedecen al aumento o disminución de la velocidad debido a un cambio de diámetro, pendiente o adición de caudal.

$$\Delta Ht = k \left| \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right| \quad \text{Ecuación 3-35}$$

$$k = 0,1 \text{ si } V_2 > V_1$$

$$k = 0,2 \text{ si } V_2 < V_1$$

Diseño del pozo

Según la Resolución 0330 de 2017 el diámetro interno de la estructura de conexión debe definirse con las condiciones hidráulicas y geométricas del empalme de las tuberías, garantizando que las tuberías que se conecten a la estructura caben sin cruzarse entre sí y que las pérdidas hidráulicas debido al radio de curvatura de conexión sean mínimas.

Las estructuras de conexión para inspección, limpieza e ingreso de personal de mantenimiento deben diseñarse con los diámetros mínimos que a continuación se muestran:

Tabla 3-5 Diámetro interno mínimo de estructuras de conexión.

Mayor diámetro de las tuberías conectadas (mm)	Diámetro interno de la estructura (m)
De 200 a 500	1,20
Mayor que 500 hasta 750	1,50
Mayor que 750 hasta 900	1,80

Fuente: Res. 0330 de 2017.

El primer paso para diseño de los pozos es verificar las interferencias entre colectores entrante y saliente.

Por ley de cósenos en aob

$$R^2 = R^2 + D_{ext}^2 - 2 R D_{ext} \cos \frac{\Delta}{2}$$

$$D_{ext}^2 = 2 R D_{ext} \cos \frac{\Delta}{2}$$

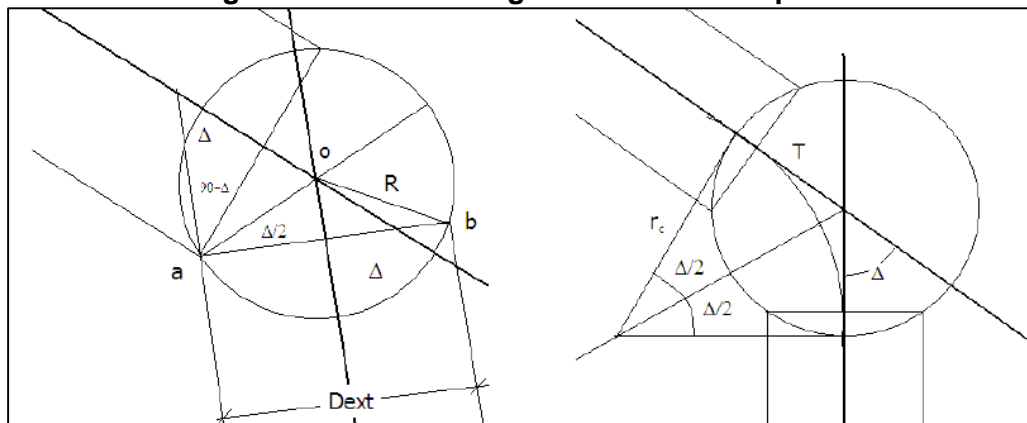
$$D_{ext} = 2 R \cos \frac{\Delta}{2}$$

R: Radio del pozo (m)

D_{ext} : Diámetro de salida exterior (m)

Δ : Angulo subtendido entre la proyección del eje del colector entrante y el eje del colector saliente ($< 90^\circ$) ($^\circ$)

Figura 3-6 Relaciones geométricas en un pozo.



Fuente: López Cualla, 2004, Figura 14.33.

Entonces para que no existan interferencias, en términos del diámetro del pozo:

$$D_p = 2R = \frac{D_{ext}}{\cos \frac{\Delta}{2}} \quad \text{Ecuación 3-36}$$

D_p : Diámetro del pozo (m)

Para tener bajas pérdidas de energía en el pozo por cambio de dirección se debe dar un radio de curvatura amplio a la cañuela dentro de la estructura de unión:

$$T = r_c \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right) = \frac{D_p}{2} \rightarrow r_c = \frac{D_p}{2 \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)} \quad \text{Ecuación 3-37}$$

r_c : Radio de curvatura (m)

Para flujo subcrítico:

$$\frac{r_c}{D_s} = \frac{D_p}{2 D_s \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)} \geq 1$$

$$D_p \geq 2 D_s \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right) \quad \text{Ecuación 3-38}$$

3.7.2 EMPATE POR LINEA DE ENERGIA PARA FLUJO SUPERCRÍTICO (NF > 1,1)

La conexión 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. Se presentan dos alternativas para el empate de las tuberías, la primera es que se diseñan estructuras de conexión con radios de curvatura mayores que los del caso de empate subcrítico, o la segunda es que se disipa toda la energía cinética en la estructura de conexión y se proyecta como un

pozo de caída.

Empate para flujo supercrítico en estructuras alargadas sin caída

Esta primera alternativa, conexión con radios de curvatura grandes, requiere de estructuras alargadas, de gran tamaño que requieren un mayor espacio. Esta condición se ve limitada por la planimetría de las manzanas del municipio y por los costos asociados a estas estructuras.

La principal pérdida de energía corresponde al cambio de dirección calculada con la Tabla 3-4 Valores Coeficiente de k. y la caída en la batea entre la tubería principal entrante y la tubería de salida se calcula con la $\Delta Hd = k \frac{v^2}{2g}$ Ecuación 3-34.

Para flujo supercrítico en estructuras alargadas sin caída:

$$\frac{r_c}{D_s} = \frac{D_p}{2 D_s \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)} \geq 6$$

$$D_p \geq 12 D_s \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right) \quad \text{Ecuación 3-39}$$

Empate para flujo supercrítico en estructuras con caída

Este tipo de unión es aplicable cuando no se dispone del espacio necesario para proyectar las estructuras anteriores y el caudal es inferior a 5 m³/s.

Hidráulicamente el pozo se analiza como un tanque con orificio de salida y se determina la altura necesaria H_w para evacuar el caudal de diseño por el orificio de salida, de tal manera que la elevación del agua en el pozo no sea mayor que la elevación de la lámina de agua en las tuberías concurrentes al mismo.

La caída en el pozo puede ser relativamente alta y en estos casos se hace necesario construir una estructura de boquilla a la salida del pozo.

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

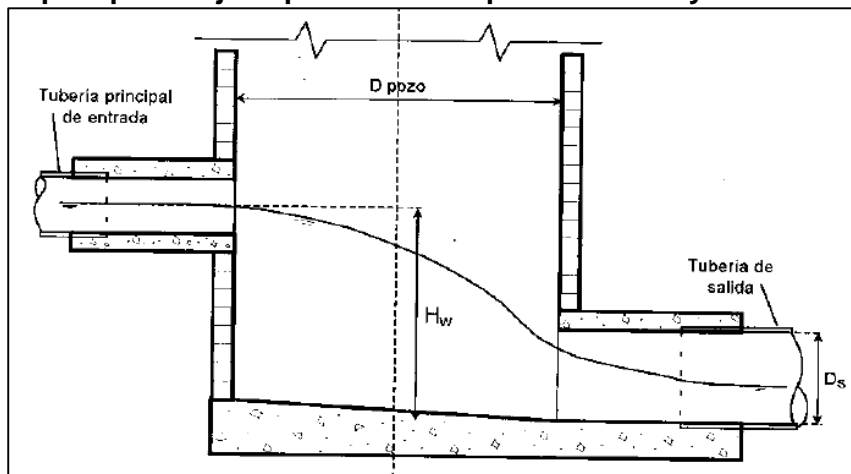
Entrada no sumergida

$$\frac{Q}{D_s^2 \sqrt{g D_s}} \leq 0,62 \quad \text{Ecuación 3-40}$$

Q : Caudal de la tubería de salida (m³/s)

D_s : Diámetro interno de la tubería de salida (m)

Figura 3-7 Empate para flujo supercrítico con pozo de caída y entrada no sumergida.



Fuente: López Cualla, 2009, Figura 14.38.

Para este caso la profundidad del agua en la estructura de unión se halla de la relación:

$$\frac{H_w}{D_s} = K \left(\frac{E_c}{D_s} + \frac{E_e}{D_s} \right) \quad \text{Ecuación 3-41}$$

H_w : Caída en el pozo (m)

D_s : Diámetro de la tubería de salida. (m)

K : Coeficiente que depende de la relación del diámetro del pozo con el diámetro de la tubería saliente.

E_c : Energía específica para las condiciones de flujo crítico (m)

E_e : Incremento de altura debido a las pérdidas. Su valor se obtiene empíricamente de la $E_e =$

$$0,589 D_s \left(\frac{Q}{D_s \sqrt{D_s g}} \right)^{2,67} \quad \text{Ecuación 3-43 (m)}$$

$$E_c = y_c + \frac{v_c^2}{2g} \quad \text{Ecuación 3-42}$$

$$E_e = 0,589 D_s \left(\frac{Q}{D_s \sqrt{D_s g}} \right)^{2,67} \quad \text{Ecuación 3-43}$$

El coeficiente K depende de la relación entre el diámetro del pozo D_p y el diámetro del colector de salida D_s así:

Tabla 3-6 Coeficiente K en pozos de unión con caída.

D_p/D_s	K
> 2.0	1.2
1.6 – 2.0	1.3
1.3 – 1.6	1.4
< 1.30	1.5

Fuente: López Cualla, 2004, Tabla 14.6.

Entrada sumergida

$$\frac{Q}{D_s^2 \sqrt{g \cdot D_s}} > 0,62 \quad \text{Ecuación 3-44}$$

Para entrada sumergida la caída en la estructura de unión se determina con:

$$\frac{H_w}{D_s} = K \left(0,7 + 1,91 \left(\frac{Q}{D_s^2 \sqrt{g \cdot D_s}} \right)^2 \right) \quad \text{Ecuación 3-45}$$

Para flujos supercríticos la caída en el pozo se calcula como:

$$H_p = H_w - y_1 \quad \text{Ecuación 3-46}$$

H_p : Pérdidas de energía en el pozo (m)

H_w : Caída en el pozo (m)

y_1 : Profundidad de flujo en el colector de entrada (m)

3.8 ESTACIÓN DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES

Las estaciones de bombeo, en los sistemas de alcantarillados, son estructuras que permiten la impulsión de aguas residuales domésticas, industriales, pluviales, crudas o efluentes de plantas de tratamiento. Según Corredor (2014), es un componente fundamental en las soluciones de diseño, cuando se presentan terrenos escarpados con gran diferencia de cotas.

Para el caso particular de los barrios de Charco Colorado y El Socorro, se requiere una estación de bombeo en cada uno de ellos para la conexión de los nuevos sistemas de alcantarillado a la red pública existente, debido a diferencias de cotas que superan los 7 metros de altura en cada caso.

A continuación, se describen los parámetros de diseño que deben cumplir de acuerdo a la resolución 0330 del 8 de Junio del 2017 emitida por el Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, por el cual se adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS.

3.8.1 CAUDAL DE DISEÑO

El caudal de diseño de las estaciones de bombeo será el caudal máximo horario correspondiente a toda el área aferente del proyecto. Adicionalmente, según Corredor (2014), se deberá tener en cuenta los caudales máximos y mínimos para las condiciones de operación de las bombas al momento de la instalación.

3.8.2 COLECTOR AFLUENTE

Es de gran importancia conocer las características del colector de llegada a la estación de

bombeo, identificando el diámetro y la velocidad de entrada, puesto que se pueden presentar formación de remolinos o acumulación de aire.

La tubería a la entrada de la estación de bombeo debe cumplir con lo siguiente:

- Rejilla de con espaciamiento cada 0.10m, para la retención de sólidos.
- Velocidad mínima al ingreso de la estación de 0.60m/s.

3.8.3 POZO HÚMEDO

El pozo húmedo es la estructura que recibe las aguas residuales provenientes de las redes de alcantarillado y en donde se instalan las bombas sumergibles, para el bombeo hasta el punto de entrega.

El diseño del pozo húmedo consiste en determinar el volumen requerido o de almacenamiento, para que las bombas trabajen eficientemente de acuerdo a un ciclo de bombeo. Éste volumen se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$Vr = \frac{\theta q}{4} \quad \text{Ecuación 3-47}$$

Donde:

Vr = Volumen requerido, comprendido entre el nivel de encendido y nivel de apagado (m^3)

θ = Tiempo mínimo de un ciclo (min)

q = capacidad de la bomba (m^3/min)

Adicionalmente, el volumen debe ser verificado con los siguientes parámetros de la resolución 0330 de 2015:

- El volumen mínimo requerido debe corresponder al caudal de la bomba (m^3/min) multiplicado por un factor de 2.5.
- Tiempo de retención no mayor a 20 minutos.

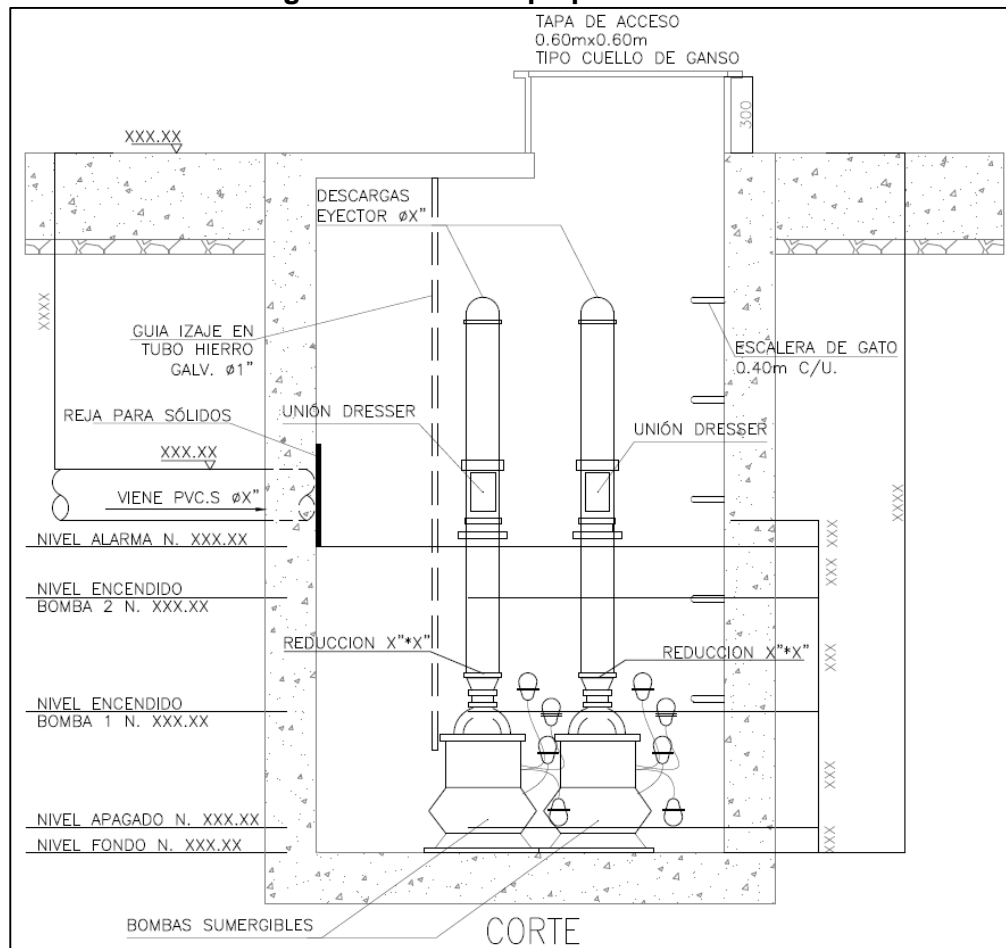
Según Corredor (2014), es importante calcular un volumen adecuado del pozo húmedo, debido a que un volumen muy grande puede originar acumulación de lodos en el fondo y un volumen muy pequeño producir mayor cantidad de encendidos y/o apagados en la bomba y por ende mayores costos de energía.

Los pozos húmedos tienen una serie de componentes que son necesarios para un buen funcionamiento. La Figura 3-8 Detalle tipo pozo húmedo. muestra un detalle tipo de pozos húmedos.

- **Tapa de inspección:** Permiten el acceso y la entrada de los equipos. Normalmente, son en hierro dúctil de 0.60m*0.60m y se recomienda construirlas en forma de cuello de 30cm, para evitar que la estación reciba agua lluvia de escorrentía.
- **Escaleras:** Son pasos en hierro cada 0.40m para permitir el acceso a la estación. La escalera se debe pintar con pintura epóxica.

- **Tubo guía:** Este elemento ayuda a la instalación y mantenimiento de las bombas, sirviendo para deslizar o extraer la bomba sin afectar la tubería de impulsión. Normalmente, se instala un tubo en hierro galvanizado de 1”.
- **Niveles de arranque y parada:** Los niveles son los encargados de determinar el ciclo de prendido y apagado de cada bomba, los cuales están controlados por sensores a flotadores conectados a las bombas. Normalmente, los niveles en el pozo húmedo son: Nivel Fondo, Nivel Apagado, Nivel Encendido Bomba 1, Nivel Encendido Bomba 2 y Nivel de Alarma.

Figura 3-8 Detalle tipo pozo húmedo.



Fuente: Elaboración propia.

3.8.4 BOMBAS SUMERGIBLES

En las estaciones de bombeo de pozo húmedo se implementan bombas sumergibles verticales, las cuales, como su nombre lo indica, trabajan de manera sumergida y por tanto necesitan que la carcasa de la bomba esté sumergida en el fluido para que le permita realizar la impulsión (Corredor, 2014). Estas bombas requieren de un nivel mínimo de sugerencia que

debe ser considerado al momento del diseño, ya que el aire puede introducirse en la bomba causando problemas de operación.

Se deben instalar un mínimo de una (1) bomba de reserva en cada estación de bombeo, con la misma capacidad para garantizar la operación cuando se realice mantenimiento. Por tanto, en estaciones de bombeo pequeña donde se deba instalar solo una bomba, se instalará otra con las mismas características y la misma potencia.

Las bombas deben cumplir con las siguientes consideraciones según la Resolución 0330 de 2017:

- Motores eléctricos con variadores de frecuencia.
- Eficiencia del 50%.

La potencia de las bombas sumergibles se calcula con la siguiente ecuación:

$$P = \frac{\gamma QH}{76n} \quad \text{Ecuación 3-48}$$

Donde:

P = Potencia (Hp)

γ = Peso unitario del agua (Kg/m³)

Q = Caudal de diseño (l/s³)

H = Cabeza dinámica total (mca). Suma de las pérdidas por fricción + pérdidas locales + altura estática + presión necesaria en la descarga.

n = Eficiencia de la bomba.

3.8.5 TUBERÍA DE IMPULSIÓN

La red de impulsión de la estación de bombeo son tuberías que trabajan a presión para transportar las aguas residuales, desde la descarga de la bomba hasta el punto de vertimiento o pozo de inspección. La tubería está complementada con los siguientes accesorios:

- Codos, tees, semicodos.
- Válvulas de compuerta y cheque.
- Copas concéntricas (ampliación de diámetro).

El material de la tubería de impulsión es otro factor importante, para el diseño y selección de la red. Es recomendable instalar dentro del pozo tubería en acero inoxidable o hierro galvanizado y por fuera, para la red enterrada, tubería en PVC o PEAD.

La tubería de impulsión puede ser calculada con la fórmula de pérdidas de Hazen – Williams o con la de Darcy- Weisbach

$$J = \left(\frac{Q}{280 * C * D^{2.63}} \right)^{1.85} \quad \text{Ecuación 3-49}$$

Donde:

J = Pérdida unitaria en mca/m. (H-W)

Q = Caudal de diseño (l/s^3)

C = Coeficiente de rugosidad – 150 para tuberías de PVC.

D = Diámetro de la tubería en metros.

Según resolución 0330 de 2017, la velocidad en las tuberías de impulsión debe estar entre 1.0m/s y 2.4m/s.

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2 g}$$

$$f = \frac{64}{Re} \rightarrow Si Re < 2300$$

$$\frac{1}{f} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{f}} + \frac{\varepsilon/D}{3.71} \right) \rightarrow Si Re \geq 4000 \quad \text{Ecuación 3-50}$$

Donde:

f = Factor de fricción (D-W)

V = Velocidad de diseño (m/s)

L = Longitud de la tubería.

D = Diámetro de la tubería (m).

Re = Número de Reynolds.

ε = Rugosidad relativa de la tubería. $\varepsilon = K/D$

K = Rugosidad absoluta.

4 MARCO CONCEPTUAL DEL MUNICIPIO DE SAN LUIS DE SINCÉ

4.1 LIMITES GEOGRAFICOS Y DIVISION POLITICA

El municipio de San Luis de Sincé se encuentra ubicado en el centro geográfico del departamento de Sucre, (Subregión Sabanas). Región Costa Atlántica, República de Colombia. Con una latitud norte de $9^{\circ} - 15'$ y una longitud Oeste de $75^{\circ} - 4'$; a una altura media de 137 metros sobre el nivel del mar. La cabecera se halla al sureste de la capital del departamento, Sincelejo, a 32 kilómetros aproximadamente.

Con una superficie aproximada de 41.056,9512 hectáreas de las cuales 178,0266 hectáreas pertenecen a la cabecera municipal y 45,5272 hectáreas pertenecen a los corregimientos, el resto a la parte rural, es decir 40.833,3974 hectáreas. Sincé se encuentra dividido en 11 corregimientos: Perendengue, Granada, Valencia, Vélez, La Vivienda, Bazán Cocorote, Los Limones, Villavicencio, Moralito, y Los Galápagos. El área ocupada por los cascos urbanos de la cabecera y los corregimientos ocupa menos del 1% del territorio, por lo que se trata de un entorno básicamente rural.

Límites Generales:

Al norte con: Los municipios de San Pedro, Los Palmitos y San Juan de Betulia.

Al oeste con: El municipio de Buenavista.

Al sur con: Los municipios de San Benito Abad y Galeras.

Al occidente con: El municipio de Corozal.

Figura 4-1 Localización del municipio.



Fuente: PBOT de Sincé.

4.2 VÍAS DE COMUNICACIÓN

Desde Sincé, el acceso a la capital departamental se realiza por una vía de 29.5 Km que pasa por los municipios de Betulia y Corozal. En Corozal se toma la Troncal de Occidente que conduce hasta Sincelejo. Ambas vías se encuentran asfaltadas y en buen estado.

Existen además caminos con banca en afirmado para comunicar Sincé con sus corregimientos. Se trata de vías en condiciones regulares a malas.

En el área urbana la vía principal es la carrera 10, que recibe el flujo vehicular de Sincelejo, Corozal, y Betulia, a la vez que sirve de tránsito para los vehículos que se dirigen a los municipios de la parte sur del departamento como Galeras, San Benito Abad y San Marcos. La Carrera 11 empalma la Carrera 10 y la Carrera 12. Esta última evacúa el flujo vehicular desde Sincé hacia Betulia, Corozal y Sincelejo. Las tres carreras mencionadas, se encuentran pavimentadas.

4.3 CLIMA Y PAISAJE

El municipio de Sincé hace parte de territorios planos pertenecientes a la llanura del Caribe. La latitud y la total ausencia de montañas altas, colocan a su territorio dentro del clima de sabana tropical alternativamente húmedo y seco.

La humedad relativa anual media es del 81%, y la temperatura media anual es de 28.9 °C, con un máximo en el mes de junio de 32.54 °C y un mínimo de 25.5 °C.

La siguiente información hidrometeorológica corresponde a la estación del Himat 25258 ubicada en el aeropuerto Rafael Barvo de municipio de Corozal.

- Humedad relativa anual media 81%
- Humedad relativa anual máxima 90% (mes de junio)
- Humedad relativa anual mínima 71% (enero, marzo)
- Temperatura media anual 28.9 °C
- Temperatura máxima (mes de junio) 32.54 °C
- Temperatura mínima 25.5 °C

Las velocidades de los vientos en la zona son bajas. Las máximas se dan en los meses de febrero a marzo, de 4.3 m/sg. En promedio se pueden tener velocidades mínimas cercanas a los 2.7 m/sg.

El uso de los suelos está sometido a los períodos de invierno y verano ya que se carece de distritos de riegos y drenajes. La mayor parte del territorio está dedicado a la ganadería extensiva y en menor grado a las actividades agrícolas. Este uso ocasiona la degradación de los suelos y en algunos sectores se ha perdido la capa vegetal, por efecto de la erosión. Esta a su vez propicia las sequías seguidas de inundaciones al momento de las lluvias.

El medio ambiente de la zona se ha visto afectado debido a la incorporación de nuevas tierras a la agricultura y ganadería, que destruye bosques nativos llevando consigo la extinción de

especies; se añade la caza con fines comerciales y de consumo. También presenta los problemas de erosión por tala en las microcuencas y por la mala orientación de las siembras.

4.4 GEOMORFOLOGÍA Y SUELOS

Por pertenecer a las sabanas de Sucre, Sincé presenta una topografía de pequeñas sierras y colinas sin pliegues profundos, con alturas que varían entre los 30 a 200 msnm. La cabecera tiene una topografía ondulada, se encuentra a una altura promedio sobre el nivel del mar de 125 m y ocupa un área de 2.008.750 m².

Las rocas presentes en el relieve del departamento de Sucre son sedimentarias, depositadas en un ambiente de transición marino – continental. El Territorio de Sincé tiene en gran amplitud una zona conformada por lomeríos o pie de monte que corresponde a la parte norte en los límites con los municipios de San Juan de Betulia, San Pedro, Corozal y Buenavista.

La composición de lomerío se deriva de depósitos cuaternarios disectados constituidos por materiales clásicos desde arcillas hasta grava y ocasionalmente bajo la superficie puede existir agua subterránea.

La parte sur del Territorio está conformada por sabanas, que son consideradas como el área de transición entre el piedemonte y la zona cenagosa de la depresión del bajo Cauca, y San Jorge, con variaciones de altura entre 0m y 50m sobre el nivel del mar. La zona se localiza en la parte central del departamento en forma de franja alargada entre los municipios de la Unión, Galeras y parte de Sincé. Estas Sabanas están compuestas por depósitos cuaternarios de areniscas.

En el departamento de Sucre se encuentra la falla del San Jorge, considerada como una falla de hundimientos normales. En el área de Sincé no se encuentran fallas geológicas.

4.5 HIDROLOGÍA

4.5.1 AGUAS SUPERFICIALES

El área de Sincé está bañada por varios arroyos, arroyuelos y cañadas, los cuales conducen agua de escorrentía durante la época de lluvias, y se agotan completamente durante el verano. En el municipio no existen fuentes que transporten agua superficial de manera permanente.

Las microcuencas han sufrido una elevada deforestación, y con el régimen variable de lluvias se causa la erosión de los taludes de los cauces. En la temporada sin lluvias, la región presenta características semiáridas. Otros problemas son la contaminación permanente por aguas servidas y disposición de desechos sólidos. La mayoría de las fincas ganaderas cuentan con abastecimiento mediante pozos profundos y pequeños embalses superficiales.

En el casco urbano de Sincé existían los represamientos naturales de La Ceja, La Bodega y El Estanco. En el pasado estos se empleaban como fuente de abastecimiento de agua para la comunidad. De ellos solo sobrevive el último. El manejo apropiado del espejo de agua y de las orillas permitiría aprovechar este humedal con fines recreativos o estéticos, impidiendo que se constituya en solo un criadero de vectores o que desaparezca generando la necesidad de

manejar grandes corrientes de escorrentía en el casco urbano y desequilibrando aún más el balance hídrico de la zona.

4.5.2 AGUAS SUBTERRÁNEAS

En Sucre son de gran importancia las aguas subterráneas de sus diversas formaciones acuíferas, como la formación Betulia, que abastece actualmente la cabecera municipal de Sincé y varios corregimientos.

La formación Betulia corresponde a una serie de arcillolitas montmorilloníticas con intercalaciones de gravad en matriz de arena y limo y de arenas gruesas. El espesor de esta formación es de 1000 m. Las abundantes ciénagas que existen en cercanías del río Magdalena garantizan la recarga en las capas inferiores, es decir, las existentes después de los 120 m de profundidad. Las posibles fuentes de contaminación de las formaciones acuíferas corresponden principalmente a las aguas servidas de todo origen que son vertidas sin tratamiento al lecho de arroyos.

El acuífero de Betulia se encuentra dentro de una zona de vulnerabilidad alta a la contaminación y no se cuenta un estudio detallado de la vulnerabilidad ambiental de la fuente de abastecimiento o reglamentación de uso. El acuífero es una fuente comprobada de agua de buena calidad, en cantidad suficiente para abastecer al Municipio de Sincé y a otros Municipios de la zona.

4.6 DESARROLLO URBANÍSTICO

4.6.1 PERÍMETRO URBANO

La topografía del casco urbano es ondulada, con algunas pendientes importantes y dos vertientes naturales bien definidas. Las vertientes determinan el funcionamiento del sistema de alcantarillado y la escorrentía de aguas lluvias. Entre las dos cubren la totalidad del área urbana, cuya extensión total es de 149,8 Ha de acuerdo con el PBOT.

De acuerdo con el PBOT el perímetro urbano estará localizado entre las siguientes coordenadas:

MÁXIMAS:	X = 1'515.700	MÍNIMAS:	X = 1'512.280
	Y = 883.440		Y = 881.440

Una característica de las vías urbanas de Sincé son las cunetas a los lados. En algunos casos las vías en afirmado que no cuentan con estas cunetas, o cuando las mismas están deterioradas, se presenta erosión en las bancas.

4.6.2 VIVIENDA

Según el Sisben el número de habitantes por vivienda es de 5 personas. En el PBOT se menciona que el déficit cuantitativo de cobertura o diferencia entre el número total de hogares y el número de viviendas en la cabecera de Sincé es de un déficit de 645 viviendas en relación con el número de familias existentes.

La evaluación cualitativa de viviendas que presenta el PBOT, considera que de las viviendas existentes, el 29% son inadecuadas. Los inmuebles inadecuados corresponden a aquellos que poseen pisos en tierra, o paredes y techos en materiales perecederos. El deterioro y estado regular de las viviendas se debe en gran parte a las condiciones económicas de los habitantes. El número de habitantes por vivienda en Sincé es de 5 personas.

4.6.3 USO DEL SUELO

En el municipio de Sincé los usos del suelo no están diferenciados por zona, sino que se presenta una combinación de actividades. El comercio se concentra en los puntos generadores de actividades, como el mercado público y los centros educativos.

Las actividades que menciona el PBOT y las características generales de las áreas se resumen a continuación.

Uso residencial: suelos que no presentan problemas de inundación o riesgo (deslizamiento o derrumbes). Algunos sectores periféricos de estrato bajo, presentan encharcamiento en épocas de invierno, debido a las escorrentías. El PBOT señala la necesidad de emprender obras de canalización y drenaje, así como de mejorar la nomenclatura de vivienda en toda la extensión del casco urbano.

Uso institucional: se encuentra disperso en gran parte en el área de la cabecera, sin embargo se concentra gran parte de la actividad alrededor de la plaza principal. El PBOT sugiere la centralización de las actividades.

Uso Comercial: se concentra hacia el mercado público, que a la vez está al lado de la terminal de transporte y del mercado campesino. Aquí hay problemas por invasión de espacio público. En torno de las instituciones educativas se generan actividades conexas como fotocopiadoras, librerías, y similares. Pequeños negocios están diseminados por todo el casco urbano; se concentran en el centro de la ciudad, pero son compatibles con las zonas residenciales.

Uso agroindustrial y pecuario: están representados en su mayor parte, por queseras y manufacturas de tipo doméstico. Las queseras ubicadas en el área central generan malos olores e incomodidad a los vecinos. Sin embargo, esta actividad es importante para el movimiento económico del municipio.

La Figura 4-2 Distribución de usos del suelo para el casco urbano de Sincé. presenta la distribución de usos del suelo de acuerdo con la actividad predominante.

4.6.4 ZONAS DE CRECIMIENTO FUTURO

La distribución del crecimiento y la propuesta de ampliación de la malla vial muestran una tendencia a densificar y extender el área urbana hacia el norte (salida a Sincelejo) y hacia el sur. La Figura 4-3 Zonas de crecimiento previsto para el casco urbano de Sincé. reproduce este mapa del PBOT.

El PBOT menciona que las nuevas áreas de expansión para asentamientos de vivienda estarán ubicadas en zonas “con características óptimas acorde a su topografía y ajenas a fuentes contaminantes y libres de riesgos para las comunidades. Además buscando y acogiéndose a la voluntad y tendencia de los habitantes”. Para este fin se han determinado terrenos altos y aptos.

Se han definido áreas al norte para programas de clase media y en el sur para la ubicación de viviendas destinadas para clase de ingresos bajo - bajo y bajo – medio.

4.6.5 INFRAESTRUCTURA VIAL

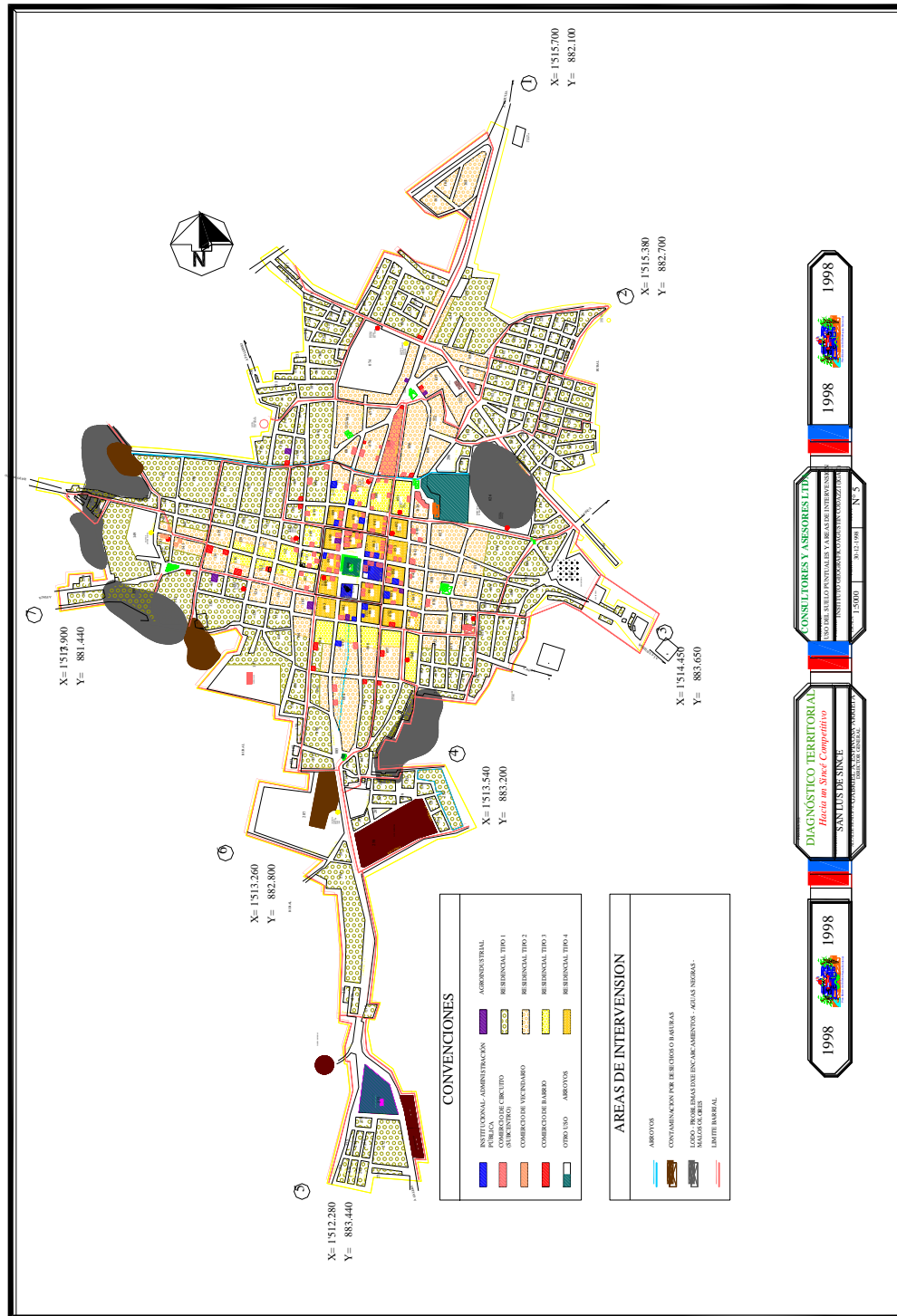
De acuerdo con el Plan de Desarrollo la cabecera cuenta con 43,67 kilómetros de vías. Muchas de las vías en Sincé requieren aparte del mejoramiento de la banca, de la canalización de las aguas lluvias. Esto debido a la topografía ondulada del casco urbano y la distribución original de las aguas de escorrentía.

4.6.6 ZONAS DE RIESGO

Los barrios de Chupundún, El Trebol y Las Malvinas, son los espacios señalados en el PBOT como zonas de riesgo dentro del casco urbano, debido a que presentan encharcamiento por las escorrentías de invierno, y requieren de algunas obras de canalización y drenaje. Se trata de barrios de estrato 1, de crecimiento no planificado, ubicados en la zona sur de la cabecera en terrenos que ocupaba un antiguo represamiento natural conocido como Los Abetos. En el PBOT se menciona que estos suelos deberían tener un uso distinto, que no represente riesgo para los residentes. Aguas abajo del encharcamiento, estos espacios presentan erosión.

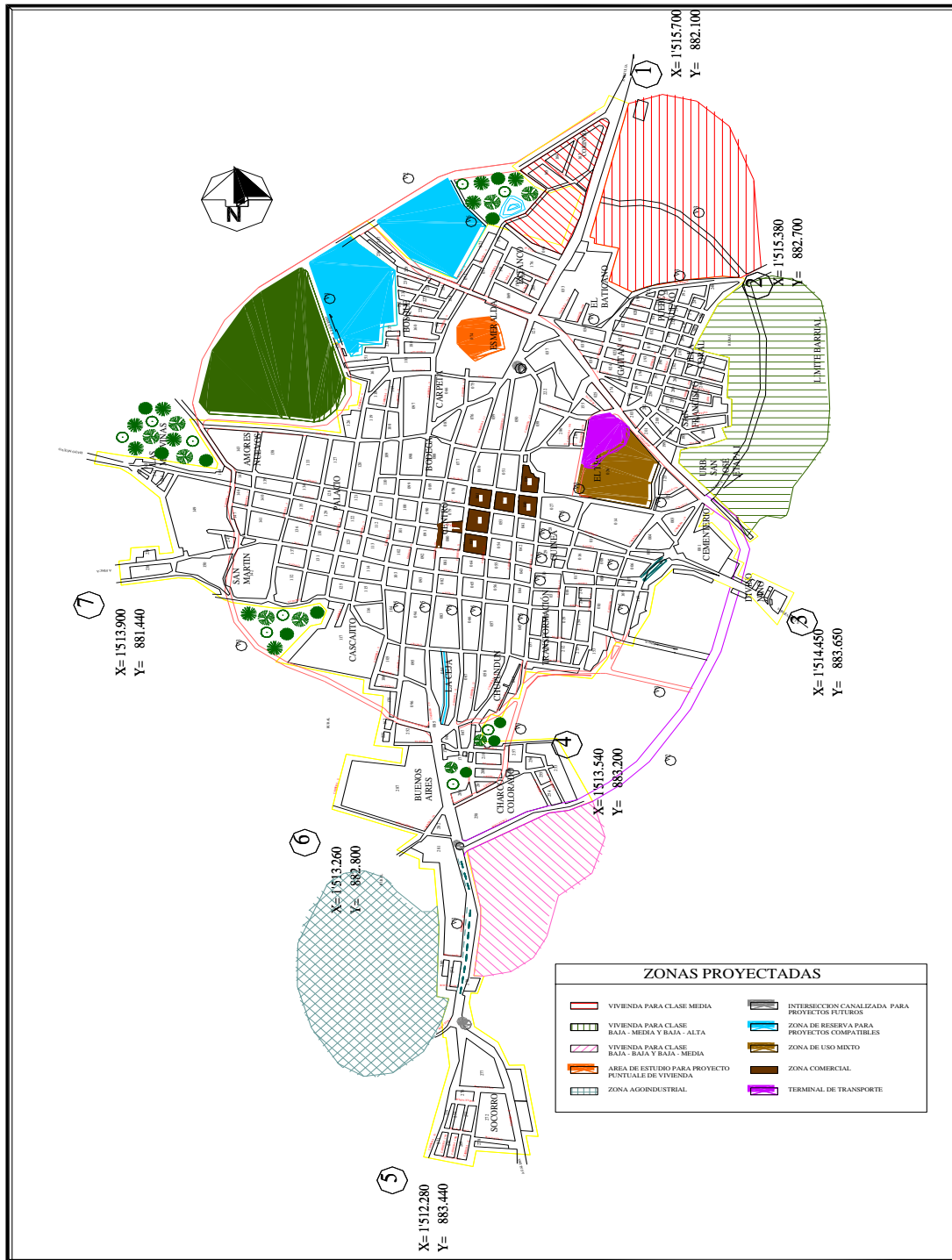
En la zona sur, hacia la salida al municipio de Galeras, se presenta la confluencia de varios cauces de escorrentía que transitan el casco urbano y que han causado daños en las obras de arte de concreto, eventualmente por erosión y deslave de la base. El PBOT señala que esta puede pasar a convertirse en zona de riesgo.

Figura 4-2 Distribución de usos del suelo para el casco urbano de Sincé.



Fuente: Mapa 5 - PBOT de Sincé.

Figura 4-3 Zonas de crecimiento previsto para el casco urbano de Sincé.



Fuente: Mapa 4 - PBOT de Sincé.

4.7 SITUACIÓN SOCIOECONÓMICA

Según los datos del censo DANE de 2005, Sincé contaba con 30.688 habitantes de los cuales, 22.144 se concentran en la cabecera municipal y 8.310 en el área rural. Las proyecciones de esta misma entidad presentan para el 2010, 32.065 habitantes, con 23.807 en el área urbana.

El Plan de Desarrollo Municipal indica que el municipio ha recibido movimientos migratorios de personas de otras regiones, que se concentran en la cabecera municipal, particularmente en los barrios: Villacoral, Pueblo Nuevo, San Francisco y El Estanco. Esto desmejora la calidad de vida de los habitantes, debido a que el municipio no cuenta con los recursos para acoger la nueva población.

De acuerdo con las estimaciones del DANE en su documento “Necesidades Básicas Insatisfechas - NBI, por total, cabecera y resto, según municipio y nacional a diciembre 31 de 2008”, realizado con base en el censo de 2005, el indicador de necesidades básicas insatisfechas NBI para Sincé fue de 49,32% personas en la cabecera y 55,92% en el resto del municipio. En el total del municipio el índice fue de 51,18%. Como comparación, el NBI en cabecera a nivel departamental fue de 46,60% y a nivel nacional fue de 19,64%. El NBI total nacional fue de 27,78%, y el departamental fue de 54,86%. Se aprecia que Sincé supera los totales nacionales, y se acerca a los resultados departamentales.

La morbilidad de acuerdo con los datos presentados por el Plan de Desarrollo, se debe principalmente a las infecciones respiratorias y gripa (57%). La segunda causa es la hipertensión, con 17%. La mortalidad se debe básicamente a problemas cardíacos.

El sector agropecuario constituye la base de la economía, en especial la actividad agropecuaria dedicada a la cría y engorde de bovinos, que ocupa más del 85% del área total del municipio. Menor importancia tienen las actividades industriales y mineras. La industria gira alrededor de la producción de cementos y bebidas alcohólicas. El sector minero se dedica a la extracción de piedra caliza y mármol. La agricultura no es muy destacada; sin embargo, se han desarrollado cultivos de algodón y tabaco.

Los principales problemas para el agro son la insuficiente infraestructura vial y de servicios para el área rural, y la proliferación de intermediarios para la comercialización de los productos, que disminuye las utilidades de los productores. La producción agrícola es tradicional, y el PBOT indica la necesidad de aumentar la tecnificación y mejorar el uso de insumos.

Sincé es considerado como el principal centro ganadero de la subregión Sabanas del departamento de Sucre. La producción de leche está por encima de la media del departamento, y el PBOT señala que es suficiente para garantizar la base para la industria de lácteos, y con ello promover la generación de empleo en el municipio. Por ello la incipiente industria artesanal de lácteos es señalada como uno de los sectores a impulsar en el municipio. Esta es una actividad que demanda una suficiente cobertura de servicios públicos de acueducto y alcantarillado, y una atención específica al tratamiento de los residuos líquidos y sólidos.

No existen extracciones mineras de importancia. La pesca es una actividad de baja escala que se práctica de manera artesanal en arroyos y pozos. La transformación de productos se limita

a las empresas tradicionales de lácteos y algunas manufacturas artesanales menores.

De este modo, el mercado laboral está suscrito al sector agrícola y ganadero que no tiene la dimensión que requiere el municipio. La economía informal aumenta como fuente de ocupación.

4.8 INFRAESTRUCTURA Y SERVICIOS

Sincé se encuentra en la zona de influencia de la ciudad de Sincelejo como centro principal de mercado y prestador de servicios, sin embargo en el municipio se realizan actividades financieras, judiciales, notariales y comerciales, al igual que la prestación de servicios de educación, salud, recreación y cultura, y cuenta con una dinámica local independiente.

4.9 SALUD

En Sincé existe un Hospital de Primer nivel, que presta los servicios de consulta externa, hospitalización, laboratorio, odontología y pequeñas cirugías. Su dotación de instrumentos y equipos es escasa.

En la cabecera existen tres entidades prestadoras del servicio de salud subsidiado de los estratos uno y dos, COMCAJA, COISBU y CAPRECOM; estas entidades no cubren toda la población de los estratos (uno y dos) en salud subsidiada.

4.10 EDUCACIÓN

La Cabecera Municipal cuenta con siete escuelas de básica primaria de carácter oficial y dos de orden privado. La infraestructura del sector educativo se encuentra en estado aceptable. Adicionalmente, la cobertura de la educación en el nivel preescolar y grado cero es de 34%; la básica primaria está prácticamente de un 100%, y la secundaria y media, de 52% por ciento.

4.11 MATADERO Y PLAZA DE MERCADO

El Municipio cuenta con un matadero administrado por una empresa de economía mixta localizado en el casco urbano. Las instalaciones se hallan en proceso de optimización.

El mercado público de la cabecera se encuentra localizado en el barrio el Trébol. Cuenta con locales comerciales, sección de lavado y pesaje de carnes, baños públicos, vigilancia y servicios de administración.

4.12 SERVICIOS DE ENERGÍA ELÉCTRICA Y TELEFONÍA

El servicio de energía eléctrica en Sincé es suministrada por Electrocosta. La cobertura de este servicio en el casco urbano es de 95%. Se presta además del servicio domiciliario, el de alumbrado público.

La cabecera de Sincé posee servicios telefónicos diversos prestados por la empresa Colombia Telecomunicaciones, tanto públicos como a nivel domiciliario. Las principales empresas de telefonía celular, tienen cobertura en el municipio incluido gran parte de sus zonas rurales.

4.13 SERVICIO DE TRANSPORTE

La cabecera cuenta con una Terminal de Transportes, con servicios intermunicipales y

veredales. Varias empresas de transporte prestan el servicio terrestre nacional y veredal para pasajeros y carga. Se puede acceder a transporte aéreo en el aeropuerto Rafael Barvo, del municipio de Corozal, ubicado a 29 Km por una vía asfaltada en regulares condiciones, en la que actualmente se realizan tareas de mejoramiento. Dicho aeropuerto tiene un tráfico normal siete días a la semana, comunicando la zona con el interior del país y con otras capitales de la Costa.

4.14 SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO

La Empresa municipal de acueducto, alcantarillado y aseo del municipio de Sincé, Sucre, S.A. E.S.P, la cual se identifica con la sigla ADESA S.A. E.S.P (Aguas de la Sabana S.A. E.S.P.). Anteriormente conocida como ACUASIN SA ESP, es la responsable de los servicios de acueducto, alcantarillado y aseo. ADESA es una Empresa por acciones pública, del orden municipal.

Esta Empresa fue constituida mediante Decreto No. 039 de Mayo 24 de 2006, para reorganizar y reestructurar la prestación de los servicios públicos domiciliarios de Acueducto, Alcantarillado y Aseo en el Municipio de Sincé.

Los servicios de acueducto y alcantarillado son prestados directamente por ADESA. El servicio de aseo en sus componentes de recolección y transporte de residuos sólidos es prestado por la asociación de recicladores de Sincé, SERES. El Municipio de Sincé contrata directamente con esta asociación y efectúa el pago mensual con cargo a subsidios.

Los sistemas de acueducto y alcantarillado fueron cedidos por Emposucre al Municipio de Sincé en 1989 tras la descentralización administrativa nacional.

El sistema de acueducto cuenta con alimentación por pozos profundos ubicados alrededor del casco urbano, dos estaciones de rebombeo, un tanque elevado y redes de distribución sectorizadas por válvulas. La cobertura de redes es de 95%. Se encuentran en ejecución obras para la optimización del sistema, que buscan llevar la cobertura efectiva al 100%.

El sistema de alcantarillado cuenta con redes convencionales y dos sistemas de lagunaje para tratamiento de los efluentes. La cobertura de redes es de 87%.

La disposición final de desechos sólidos del Municipio se realiza en una zona de transición aprobada con resolución No. 0688 del 10 de Agosto de 2006 emitida por CARSUCRE, orientada hacia la construcción de un relleno sanitario regional. Actualmente estos desechos no se manejan de forma adecuada. Se realiza aprovechamiento por lombricultura, en regulares condiciones.

El Municipio cuenta con Plan de Gestión Integral de Residuos Sólidos, pero no se ha cumplido los programas y proyectos contenidos y aprobados por CARSUCRE. El PGIRs se elaboró en el año 2005, por parte del Grupo Técnico conformado por el Municipio.

La cobertura de aseo es de 81%. El regular estado de las vías constituye la principal causa de problemas para la recolección de basuras. Los arroyos que recorren la cabecera siguen siendo vehículo para eliminar desechos y persisten los basureros a la vera de algunos caminos a las entradas y salidas de la ciudad.

Se reproducen datos suministrados por ADESA S.A. E.S.P., respecto del número de suscriptores por servicio.

Tabla 4-1. Suscriptores actuales de los servicios.

Suscriptores	Acueducto	Alcantarillado	Aseo
Residenciales			
Estrato 1	3.128	2.863	3.092
Estrato 2	890	875	889
Estrato 3	276	273	276
Estrato 4	26	26	26
No residenciales			
Pequeño productor y comercial	28	20	28
Oficial	5	51	4
Total suscriptores	4.353	4.108	4.315

Fuente: PBOT Sincé.

4.15 DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN AFECTADA

4.15.1 PERIODO DE DISEÑO

Según la Resolución 0330 del 8 de Junio de 2017, del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, artículo 40, el período de diseño para los sistemas de alcantarillado es de 25 años.

4.15.2 POBLACION AFECTADA

El crecimiento de una población depende de variables medio ambientales y variables socioeconómicas. En una población se tienen nacimientos y muertes, inmigraciones y emigraciones, factores que hacen dinámica la población; pero estos factores están influenciados por la política, la calidad y cantidad de los recursos naturales, por el nivel cultural de los habitantes, condición de la industria y el comercio.

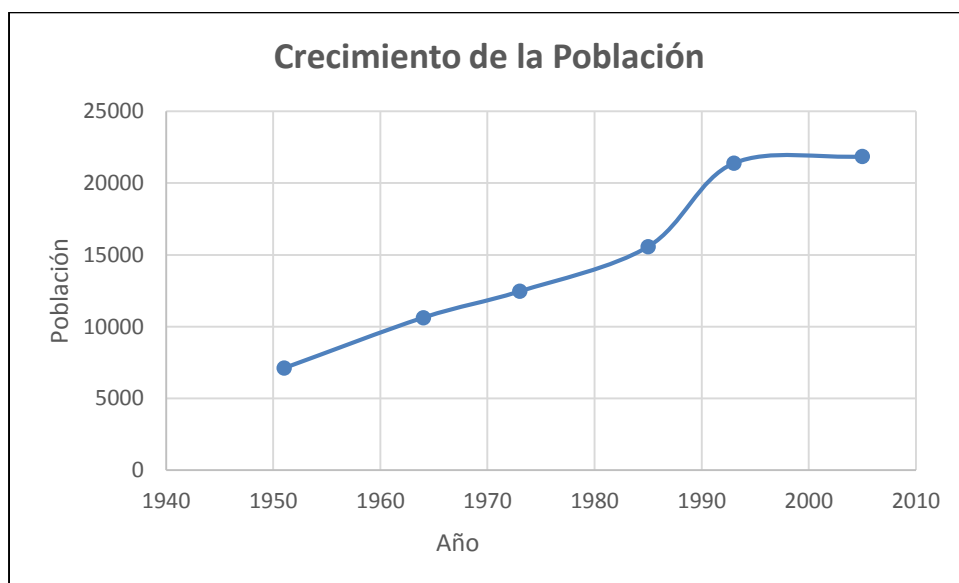
Se tienen datos de población para Sincé en los censos del Departamento Nacional de Estadísticas DANE a partir de 1938, sin embargo en este año aún hacía parte del territorio del municipio de Galeras. Se pueden establecer proyecciones con los datos DANE a partir de 1951, que aparecen en la Tabla 4-2. Esta tabla resume los datos de censos realizados por el DANE con su respectiva tasa de crecimiento intercensal. Se trata de registros de población para cabecera y resto.

Tabla 4-2. Población total cabecera y resto - Municipio de Sincé.

Año	Población municipal
1,951	7,112
1,964	10,631
1,973	12,463
1,985	15,577
1,993	21,391
2,005	21,866

Fuente: Censos DANE, 2005.

Figura 4-4 Crecimiento de la Población total cabecera y resto - Municipio de Sincé



Fuente: Elaboración propia.

Teniendo en cuenta lo anterior, al observar los datos de los censos se evidencia que la población siempre ha presentado un patrón de crecimiento, los primeros años la pendiente de crecimiento era constante, pero a partir del año 1985 se ve que la inclinación de la pendiente aumento notoriamente y sigue creciendo exponencialmente, hasta lo evidenciado en el censo del 2005.

Con estos datos se establecerán las regresiones adecuadas que permitan estimar tasas de crecimiento, con el fin de realizar las proyecciones requeridas para estimar los consumos pertinentes para el diagnóstico del sistema de alcantarillado.

En cuanto a la población de la cabecera, se cuenta con el resultado oficial publicado por el DANE para el censo ejecutado durante 2005. Este dato es de 22.144 habitantes en la cabecera, en 2005.

El DANE publica sus proyecciones de población para el municipio de Sincé, el departamento de Sucre y el territorio nacional. En su página web, el DANE ha publicado el documento “Colombia. Proyecciones de población municipales por área, 2005 – 2020”. Actualizado a junio 30 de 2010. Se reproducen los datos presentados para el casco urbano de Sincé.

Tabla 4-3 Proyecciones de población realizadas por el DANE para el casco urbano de Sincé.

AÑO	POBLACIÓN	AÑO	POBLACIÓN
2005	22.144	2013	24.869
2006	22.374	2014	25.210
2007	22.720	2015	25.551
2008	23.082	2016	25.888
2009	23.443	2017	26.218
2010	23.807	2018	26.556
2011	24.167	2019	26.891
2012	24.519	2020	27.232

Fuente: PBOT Sincé.

En el documento “Proyecciones nacionales y departamentales de población 2006 – 2020”, publicado en septiembre de 2007, con base en los resultados del censo 2005, el DANE propone tasas de crecimiento para el departamento de Sucre, que se presentan en la Tabla 4-4.

Se debe mencionar que las tasas que se presentan en la Tabla 4-4 son en todos los casos inferiores al 2,3% estimado durante el 2005 por el DANE para Sincé, en su documento “Proyecciones de población 1995-2005”. Los censos DANE entre 1938 y 1993 muestran una disminución de la tasa de crecimiento poblacional a nivel nacional.

Tabla 4-4 Tasas medias anuales de crecimiento proyectadas por el DANE.

Periodo	Sucre		Nacional	
	Exponencial	Geométrico	Exponencial	Geométrico
2005 – 2010	0,98	0,98	1,19	1,19
2010 – 2015	0,98	0,99	1,15	1,16
2015 - 2020	0,99	0,99	1,09	1,10

Fuente: PBOT Sincé.

De acuerdo con los indicadores demográficos del DANE, el número de habitantes por vivienda en el municipio es de 5 personas.

En relación con la distribución de los habitantes en el casco urbano, se reproduce la Tabla 4-5 del PBOT. Las densidades poblacional e inmobiliaria se encuentran por debajo del promedio de la regional y la nacional. La mayor densidad poblacional encontrada es de 200,86 Hab/Ha, y la menor de 10,1 Hab/Ha.

Tabla 4-5 Análisis de densidades barriales – PBOT de Sincé.

BARRIOS	DENSIDAD NETA hab / m2	DENSIDAD BRUTA hab/ha
El Socorro	0.0061	60.81
Charco Colorado	0.0010	10.10
Cascajito	0.0072	72.53
La Ceja	0.0053	52.84
Transformación	0.0164	163.61
Colombia	0.0107	107.18
Cementerio	0.0133	132.70
Malvinas	0.0207	200.86
Amores Nuevos	0.0062	61.63
San Martín	0.0042	42.49
Palacio	0.0088	88.07
Bodega	0.0043	42.69
Guinea	0.0069	69.60
Carpeta	0.0052	51.62
Bosque	0.0155	155.33
Esmeralda	0.0077	76.79
Estanco	0.0149	149.85
Vaticano	0.0069	69.44
Trébol	0.0039	38.84
Pueblo Nuevo	0.0150	150.04
Gaitán	0.0135	134.80
San Francisco	0.0166	166.40
Corintio	0.0017	17.72
Villa Coral	0.0057	57.17

Fuente: PBOT Sincé.

4.16 CARACTERÍSTICAS SOCIO-CULTURALES DE LA POBLACIÓN Y PARTICIPACIÓN COMUNITARIA.

4.16.1 POBLACIÓN ACTUAL

El municipio de San Luis de Sincé está dividido en 11 corregimientos a saber: Perendengue, Granada, Valencia, Vélez, La Vivienda, Bazán Cocorote, Los Limones, Villavicencio, Moralito, y Los Galápagos y cinco veredas: Quitacalzón, Moralito camino los micos, Hueletigre, Ibagué, El Mamón, y La Guajira, adicionales al casco urbano principal, en el que se encuentran 28 barrios. A continuación, en la Tabla 4-6 se detalla la distribución de población según el Censo General del DANE para el año 2005, al igual que la proyección de la población del año 2010.

Tabla 4-6 Distribución de la Población Urbana y Rural.

AREA	Población DANE 2005	Proyección de población DANE 2010
Cabecera	22.144	23.807
Resto	8.504	8.258
Total	30.648	35.065

Fuente: Censo General DANE, 2005.

4.16.2 ESTRATIFICACIÓN SOCIOECONÓMICA

No aparecen registros de estratificación en el sistema de acueducto en el SUI para Sincé.

4.16.3 ÍNDICE DE CALIDAD BÁSICA DE VIDA

El índice de condiciones de vida o ICV da información sobre la satisfacción de necesidades básicas y calidad de vida de la población, combinando indicadores de bienes físicos (características de la vivienda y acceso a servicios públicos), capital humano presente y potencial (años de educación de jefes de hogar y de mayores de 12 años, asistencia escolar de niños y jóvenes) y composición del hogar (hacinamiento y proporción de niños menores de seis años).¹

El ICV municipal para Sincé calculado en el 2006, tiene como fuente los datos del SISBEN y los cálculos fueron realizados por el Programa Nacional de Desarrollo Humano PNDH del Departamento Nacional de Planeación - DNP y PNUD. El Indicador ICV 2006 para Sincé es: ÍNDICE ICV: 65.12

Teniendo en cuenta que en el ICV el puntaje 100 indica la mejor calidad de vida de un hogar, y que el ICV para el Departamento de Sucre se ha calculado en 58.76, se puede concluir que los hogares de Sincé se encuentran calificados por encima de la media de ICV del Sucre indicando un nivel medio de calidad de vida de su población.

4.16.4 ÍNDICE DE NECESIDADES BÁSICAS INSATISFECHAS (N.B.I.)

El método de las Necesidades Básicas Insatisfechas (NBI) ha significado un importante aporte para la identificación de ciertas carencias críticas de la población y la caracterización de la pobreza. Dicho índice capta condiciones de infraestructura y se complementa con indicadores de dependencia económica y asistencia escolar; se mide viendo el tipo de vivienda, los servicios que tienen cada habitante y la cantidad de personas que viven en una casa; la cantidad de estos factores insatisfechos da el indicador.

Cada de estas cinco necesidades se consideran como insatisfechas bajo los siguientes criterios:

¹ DNP, "Metodología de Medición y Magnitud de la Pobreza en Colombia" (Texto preliminar sometido a ajuste eventuales) , MDRRPD, Febrero 2006

- Vivienda inadecuada: Vivienda con piso de tierra o material precario en las paredes.
- Vivienda sin servicios: Hogar sin agua por acueducto o, en áreas urbanas, sin conexión a alcantarillado o pozo séptico.
- Hacinamiento crítico: Número de personas por cuarto superior a 3.
- Inasistencia escolar: Hogar con niños de 7 a 11 años que no asisten a la escuela.
- Alta dependencia económica: Hogar con más de tres personas por miembro ocupado y cuyo jefe tenga, como máximo, tres años de educación primaria aprobados.

Todas las variables de NBI pertenecen al hogar, dado que en términos de la magnitud del problema, se puede analizar esta medida de pobreza al nivel del hogar.²

Aunque en el presente informe no se precisa los indicadores de NBI, en la Tabla 4-7 se muestra los porcentajes arrojados por el DANE en la Nación, el Departamento de Sucre y el Municipio de Sincé.

Tabla 4-7 Necesidades Básicas Insatisfechas del Municipio.

Municipio	Personas en NBI por (%) cabecera	Personas en NBI por (%) resto	Personas en NBI por(5) total
Sincé	49.32	55.92	51.18
D. de Sucre	46.60	69.48	54.86
Total Nacional	19.65	53.51	27.78

Fuente: Censo General DANE 2005 – Actualización, 30 de Julio de 2010.

Uno de los indicadores que contribuye a generar un alto NBI en el área urbana y en general en el municipio son los servicios públicos inadecuados, teniendo en cuenta que durante la visita realizada al municipio funcionarios de la Secretaría de Salud indicaron que los servicios de agua, alcantarillado y aseo son bastantes deficientes, tanto en calidad como en cobertura.

Según datos del DANE (Censo 2005) y la actualización de cifras a 30 de Julio de 2010, se observa que el indicador de NBI, departamental es de 54.86% y para el municipio de 51,18%, lo que implica que está por debajo del NBI departamental.

Una de las formas de medir las necesidades de la población, es por medio del indicador NBI, Necesidades Básicas Insatisfechas, este se mide viendo el tipo de vivienda, los servicios que tienen cada habitante y la cantidad de personas que viven en una casa; la cantidad de estos factores insatisfechos da el indicador.

Se evidencia en el municipio de Sincé, que el área urbana tiene un índice de necesidades básicas insatisfechas menor que el área rural, menor al 50% en índices de necesidades básicas insatisfechas.

²DNP, "Metodología de Medición y Magnitud de la Pobreza en Colombia" (Texto preliminar sometido a ajuste eventuales) , MDRRPD, Febrero 2006

4.16.5 SISBEN

En la Tabla 4-8 Población Sisbenizada. se muestra la población registrada por nivel y zona, consolidada y certificada por el DNP con corte Marzo de 2009 en el Municipio de Sincé. La población sisbenizada en la cabecera municipal es el 75.6% del total de sisbenizados en el municipio, de los cuales el 93.3% corresponden a los niveles 1 y 2 del SISBEN (niveles más pobres de la población).

Tabla 4-8 Población Sisbenizada.

Municipio de Sincé	Cabecera	Centro Poblado	Rural Disperso	Total	% Municipio
Nivel 1	2405	582	264	3251	77.6%
Nivel 2	574	156	17	747	17.8%
Nivel 3	177	2	0	179	4.3%
Nivel 4 y más	10	0	1	11	0.3%
Total	3166	740	282	4188	100.0%
%	75.6%	17.7%	6.7%	100.0%	
% 1 y 2	93.3%				

Fuente: PBOT Sincé.

4.16.6 NIVEL DE EMPLEO

No existen datos oficiales sobre niveles de empleo en Sincé. La Consultoría revisó las cifras de los Indicadores de mercado laboral por ciudad Trimestre Móvil Junio- Agosto 2010 encontrando que los registros para Sincelejo presentaban los siguientes indicadores:

- Tasa Global de Participación TGP: 58.1
- Tasa de Ocupación: 63.3
- Tasa de Subempleo: 39.1
- Tasa de Desempleo: 11.6

Para el Departamento de Sucre, de acuerdo con las últimas cifras estimadas por el DANE correspondientes al comportamiento del mercado laboral en el año 2009, se encontró que Sucre presento en el 2009 una Tasa Global de Participación de 51.37%. La Tasa de Ocupación fue de 46.8% y la Tasa de Desempleo fue de 9.5%.

De esta información se puede concluir que el nivel de desempleo en Sincé puede ubicarse en el 10.7%, sumando las personas que dijeron estar buscando trabajo y las que dijeron estar sin actividad. El 83.1% está trabajando.

4.16.7 RECURSOS HUMANOS

Para el análisis del recurso humano de la cabecera de Sincé se utiliza la información del censo 2005 para analizar la edad de la población en grupos quinquenales y la población censada por nivel educativo en la cabecera municipal (Ver Tabla 4-9 y Tabla 4-10 Tabla 4-10)

Tabla 4-9 Población por Grupos Quinquenales.

Edad	Sexo		Total	%
	Hombre	Mujer		
	ÁREA # 70742			
0 a 4 años	1139	1099	2238	10,24%
5 a 9 años	1236	1183	2419	11,06%
10 a 14 años	1424	1281	2705	12,37%
15 a 19 años	1018	1065	2083	9,53%
20 a 24 años	806	776	1582	7,23%
25 a 29 años	676	715	1391	6,36%
30 a 34 años	681	700	1381	6,32%
35 a 39 años	731	747	1478	6,76%
40 a 44 años	646	698	1344	6,15%
45 a 49 años	547	596	1143	5,23%
50 a 54 años	443	492	935	4,28%
55 a 59 años	367	393	760	3,48%
60 a 64 años	262	304	566	2,59%
65 a 69 años	219	319	538	2,46%
70 a 74 años	193	274	467	2,14%
75 a 79 años	146	229	375	1,71%
80 años o más	198	263	461	2,11%
Total	10732	11134	21866	100,00%

Fuente: DANE, Censo 2005.

Tabla 4-10 Tipo de Estudios que Cursó.

Categorías	SUCRE_SAN LUIS DE SINCÉ		
	Casos	%	Acumulado %
ÁREA # 70742			
Preescolar	1038	5	5
Básica primaria	8296	40	45
Básica secundaria	3647	18	63
Media académica o clásica	2302	11	74
Media técnica	556	3	77
Normalista	39	0	77
Superior y postgrado	1534	7	85
Ninguno	2980	15	99
No informa	136	1	100
Total	20528	100	100

Fuente: DANE, Censo 2005.

El 43.19% de la población se encuentra en el rango de edad de 0-19 años. El 13.60% de la población se encuentra en el rango de 20 a 29 años. La población de 0 a 29 años son el 56.79% del total de la población de Sincé lo que está indicando un recurso humano muy joven en Sincé.

En nivel educativo Sincé presenta indicadores importantes en la formación de los recursos humanos o capital social para el municipio. Sin embargo es de tener en cuenta que un significativo 15% de la población manifestó no tener algún nivel educativo.

4.16.8 ÍNDICE DE DESARROLLO MUNICIPAL

El Departamento Nacional de Planeación desde 1995 ha diseñado un Índice de Desarrollo para categorizar los municipios y departamentos del país. En el año 2002 terminó la última revisión a la metodología para la construcción de este índice que publicó en el Documento “Actualización del Modelo de Jerarquización y Categorización de los Departamentos y Municipios Año 2000”³ donde se describe la metodología utilizada de la siguiente manera: “Metodología para la construcción del Índice de Desarrollo”

Las variables, sociales y financieras utilizadas en la construcción del índice de desarrollo son las siguientes:

- Variables del índice de desarrollo municipal
- Variable Fuente
- Porcentaje de población en cabecera DANE – Censo 1993
- Porcentaje de viviendas con acueducto DANE – Censo 1993
- Porcentaje de viviendas con alcantarillado DANE – Censo 1993
- Porcentaje de vivienda con servicio de energía DANE – Censo 1993
- Porcentaje de personas sin NBI 1993 cabecera DANE – Censo 1993
- Porcentaje de personas sin NBI 1993 resto DANE – Censo 1993
- Número de cuartos por persona DANE – Censo 1993
- Porcentaje población alfabeta DANE – Censo 1993
- Tasa de escolaridad personas 7-17 años DANE – Censo 1993
- Ingresos tributarios per-cápita (\$ corrientes) Ejecuciones presupuestales DNP – DDT
- Formación bruta de capital fijo municipal per-cápita Ejecuciones presupuestales DNP – DDT.
- Porcentaje de no dependencia de las transferencias (Porcentaje del total de recursos diferentes a transferencias).

El Índice de Desarrollo Municipal resultante categoriza los municipios de 1 a 8 siendo la categoría 1 el indicador del municipio con menor desarrollo y la categoría 8 el indicador del municipio mayor desarrollo.

La virtud de este indicador de desarrollo, que desde luego no es completo en la medida que

³DNP, Documentos Para el Desarrollo Territorial No. 58, Octubre 17 de 2002

no contempla la calidad de los servicios públicos y no privilegia indicadores más contundentes de educación como podrían ser los resultados de las pruebas de Estado para el sector educativo, es que contempla variables de entorno además del indicador de Necesidades Básicas Insatisfechas (NBI), la cobertura de servicios públicos, la no dependencia municipal del SGP, y la formación bruta de capital a nivel municipal. El Índice Sintético de Desarrollo 2006, calculado por el GAFDT-DDTS-DNP con información del censo DANE 2005 y variables financieras 2006, para el municipio de Sincé es:⁴

ÍNDICE SINTÉTICO DE DESARROLLO: 60.58

CATEGORÍA DEL MUNICIPIO: 6

Este índice está mostrando que el municipio Sincé presenta un nivel medio de desarrollo en relación con los demás municipios de Colombia, si se tiene en cuenta que el índice promedio a nivel nacional es 57.71 y que para los municipios más desarrollados el punto de corte para definición del más alto nivel de desarrollo es 73.94.

4.16.9 ACTIVIDADES ECONÓMICAS

El sector agropecuario constituye la base de la economía de Sincé, en especial la actividad pecuaria dedicada a la cría y engorde de bovinos. El sector agrícola es productor de algodón y tabaco. La industria gira alrededor de la producción de cementos y bebidas alcohólicas.⁵

4.17 DIAGNÓSTICO Y EVALUACIÓN DEL SISTEMA EXISTENTE

El alcantarillado existente en el Municipio de Sincé es de tipo convencional, conformado por redes de colectores y pozos de inspección, que transporten las aguas hasta dos lagunajes de tipo facultativo.

En la actualidad la cobertura del servicio de alcantarillado en la cabecera municipal es del 90%, contando con 4.114 usuarios distribuidos de la siguiente manera: 2.987 usuarios para el estrato 1, 856 usuarios para el estrato 2, 231 usuarios para el estrato 3, 21 usuarios para el estrato 4, 16 usuarios para el estrato comercial y 3 usuarios para el estrato oficial. En la zona rural el servicio de alcantarillado es prestado a 398 usuarios en el corregimiento de Granada y 220 usuarios en el corregimiento de Valencia.

4.17.1 REDES DE COLECTORES

El sistema de alcantarillado puede delimitarse en dos redes de colectores, definidas por la topografía del casco urbano y las cuencas naturales existentes. Se identificarán como redes de la Zona Norte y de la Zona Sur. Las redes vierten por gravedad y mediante los emisarios finales Norte (La Bodega) y Sur (La Ceja), hacia sendos sistemas de tratamiento. Los

⁴DNP, Dirección de Desarrollo Territorial, 2008

⁵Alcaldía Municipal de Sincé. Portal Web de la Alcaldía Municipal de Sincé.

diámetros de las tuberías son de 8", 10" y 12" en PVC y hasta 24" en concreto, y están instaladas por el centro de las vías. No existen estaciones de bombeo ni estaciones elevadoras.

En algunos sectores periféricos hacen falta colectores para evitar el vertimiento de aguas negras hacia las calles y por ende la insalubridad en las áreas marginadas. Hacia el suroeste existe un vertimiento puntual hacia un afluente del arroyo la bodega.

Las tuberías existentes funcionan de manera aceptable, sin embargo en los pozos de inspección hacia los colectores finales, se aprecian visualmente tirantes de más del 50% del diámetro del tubo, en horas no pico.

Los principales inconvenientes de la red sanitaria se presentan durante las lluvias, puesto que a pesar de que la topografía permite el drenaje natural de las calles, no todas se encuentran adaptadas para el transporte de las aguas ni tampoco existe una red de colectores pluviales. Adicionalmente, muchas viviendas tienen drenajes desde los patios y techos con conexiones erradas hasta el sistema de alcantarillado sanitario. Todas estas conexiones ilícitas se realizan sin las protecciones mínimas como rejillas, con lo que además el caudal arrastra todo tipo de materiales sólidos.

Todo esto redundaría en que durante las avenidas, parte del caudal de escorrentía ingresa al alcantarillado sanitario y causa taponamientos, reboses y otros inconvenientes en las zonas bajas, en particular la zona de la terminal de transportes y el barrio Cascajito. Después de las lluvias, es frecuente que los funcionarios de la empresa prestadora de estos servicios deban emplearse para destapar los tramos de la red de los alrededores.

Estas labores de mantenimiento son consideradas por la empresa como una labor rutinaria relacionada con las lluvias, y consisten en destapar los colectores obstruidos. Durante 2009, Acuasín contrató servicios para la limpieza y mantenimiento de las redes de alcantarillado.

De hecho, la mayor concentración de pozos de inspección en mal estado se encuentra en la dirección de flujo de las calles que funcionan como canal, correspondientes a los antiguos arroyos de La Bodega y La Ceja.

Algunos pozos de inspección han sido inutilizados por la pavimentación, al quedar tapados por la base. En otros casos, la construcción original de la estructura de los mismos y en particular de sus tapas, ha sido deficiente.

Los colectores instalados en Sincé tienen una edad de menos de 15 años tanto en las redes de colectores como los emisarios finales.

Las líneas que están en mal estado son identificables de acuerdo a la frecuencia con la que requieren mantenimiento correctivo, y se encuentran en sectores bajos, en los cuales el principal inconveniente es el ingreso de aguas lluvias, las cuales arrastran sedimentos y basuras.

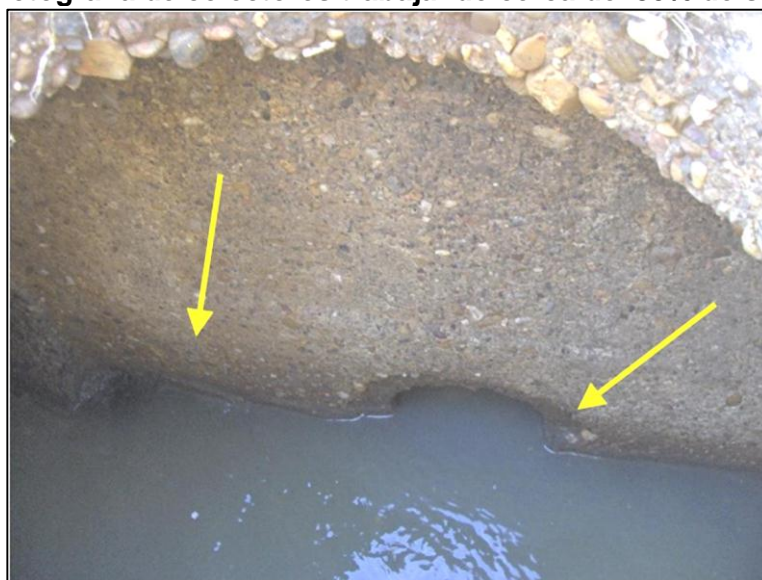
El número de conexiones de agua potable asciende a 4.404 en el área urbana del municipio y en zona rural es de 623 conexiones, ubicadas específicamente en el corregimiento de Granada.

Figura 4-5 Fotografía de Aspecto típico de vía en el centro de Sincé, con cunetas.



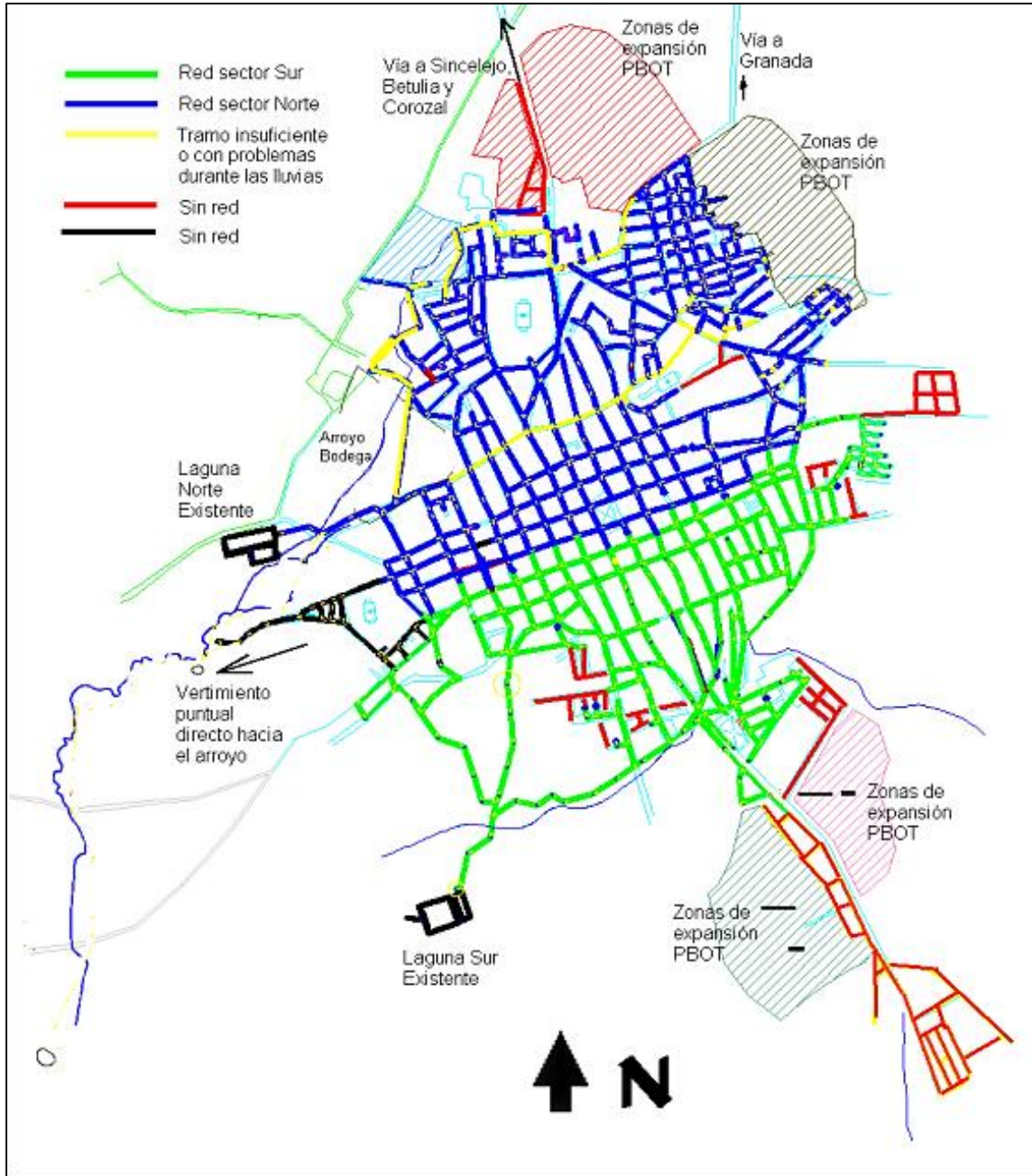
Fuente: Plan Maestro de Alcantarillado, Sincé.

Figura 4-6 Fotografía de colectores trabajando cerca del 80% de su capacidad.



Fuente: Plan Maestro de Alcantarillado, Sincé.

Figura 4-7 Casco Urbano de Sincé y Esquema de las Condiciones Generales del Sistema de Alcantarillado.



Fuente: PSMV 2006-2016 Sincé.

En esta Figura 4-7 Casco Urbano de Sincé y Esquema de las Condiciones Generales del Sistema de Alcantarillado. se muestra de manera esquemática, la distribución de los elementos del sistema en el casco urbano de Sincé, así como las áreas de expansión previstas por el PBOT, que se tendrán en cuenta para la determinación de la capacidad de los colectores.

4.18 TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS

Los dos sistemas de lagunas de estabilización están conformados por dos lagunas de tipo facultativo cada uno, interconectadas entre sí para trabajo en serie. Las lagunas no tienen revestimientos especiales, y los taludes son conformados en tierra.

El primer sistema, que recoge las aguas provenientes del colector La Bodega, se encuentra en cercanías del estadio “La Bombonera”. El estado general de mantenimiento de las lagunas y taludes es aceptable; sin embargo, las viviendas más cercanas se encuentran a menos de 300 m debido a la expansión del casco urbano. En adelante se le llamará Lagunaje 1. Este sistema vierte su efluente al arroyo La Bodega, y atiende el 62% del área del casco urbano.

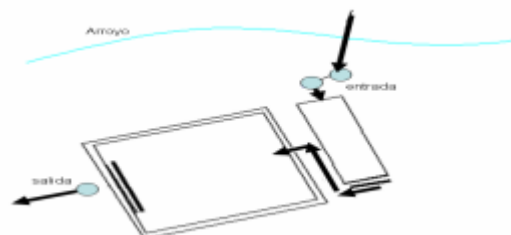
El segundo cuerpo de lagunas se halla hacia el suroeste del casco urbano, y las viviendas más cercanas se hallan a más de 800 m. Debe controlarse la densificación del área de la vía que conduce al barrio El Socorro, así como la extensión de los barrios de San Martín, Las Brisas y Las Candelillas, con el objetivo de conservar las distancias requeridas, de 200 m mínimo de acuerdo con la Resolución 0330 de 2017. Será llamado Lagunaje 2.

El lagunaje 2 recibe el agua del 36% del casco urbano. Se encuentra ubicado en una finca y su estado es regular. Consta de 2 lagunas cuyo ingreso está muy colmatada e invadida por vegetación de distintas alturas, y su forma se ha perdido probablemente debido a la formación de cortocircuitos y la acumulación de sólidos en las zonas de baja velocidad.

El acceso al lagunaje 2 se realiza mediante una vía destapada que llega hasta la finca. No existe acceso vehicular directo hasta el sistema. El lote se encuentra demarcado con alambre, pero el cerramiento está destruido y los animales ingresan libremente. Aguas abajo del vertido de las lagunas, en la cuenca no se realiza aprovechamiento de las aguas superficiales para consumo humano

Los arroyos que reciben el caudal tratado en las lagunas solo conducen caudales importantes durante la época de lluvias. En la estación seca, solo llevan las aguas provenientes del rebose de los sistemas de tratamiento, por esto la calidad crítica del agua en estas fuentes es la correspondiente al rebose del tratamiento.

Figura 4-8 Esquema del Lagunaje 2.



Fuente: PSMV 2006-2016 Sincé.

El sistema de tratamiento de aguas recibe los efluentes líquidos domiciliarios, mas las contribuciones especiales de tipo puntual. No existen posibilidades de ingreso de aguas lluvias

de escorrentía superficial directamente a las lagunas.

Durante las lluvias, el afluente de las lagunas está diluido por causa de las conexiones erradas al sistema.

Existen usuarios que demandan un tratamiento especial para las aguas servidas que generan, como las plantas pequeñas de fabricación de queso y el matadero.

Los aportes especiales al sistema de alcantarillado los constituyen en primera instancia las queseras, industrias de lácteos de tecnología artesanal. De acuerdo con el conteo de inmuebles realizado por Empasín ESP en el 2005, existen 11 de ellas distribuidas en todo el casco urbano. Estas queseras no cuentan con sistemas de tratamiento de efluentes que disminuyan la carga orgánica de forma puntual. El sistema de tratamiento del matadero ni los de los puestos de salud han sido acondicionados. Las estaciones de servicio arrojan las aguas aceitosas al sistema de alcantarillado, a las vías o a los cuerpos de agua superficiales.

Actualmente se discute en el Municipio la necesidad de una nueva laguna, o de una estación de bombeo que eleve las aguas del sector Socorro — Divino Niño — Charco Colorado, ya que no existe la pendiente natural para que drenen hacia el sistema de colectores instalados. Existe un 2% del casco urbano que cuenta con redes de colectores instalados y drena libremente hacia el arroyo, sin tratamiento. Este caudal se debe recolectar para ser transportado hasta el lagunaje 1.

La evacuación de las aguas lluvias se realiza mediante las cunetas a lo largo de las vías urbanas. Las cuencas naturales que dividen el casco de Sincé determinan la evacuación de la escorrentía. Las vías urbanas identificadas como “La Bodega” y “La Ceja” trabajan como canales durante las lluvias, y han sido adaptadas para esta función. Ellas conducen el agua de escorrentía recolectada en el sistema de cunetas, hacia los arroyos del mismo nombre. Este transporte se realiza a cielo abierto, con el consecuente riesgo para los peatones y vehículos, que deben interrumpir el tránsito durante las lluvias. El vertimiento se realiza a campo abierto, en los límites del casco urbano. En la zona rural, el corregimiento de Granada realiza las descargas a dos arroyos: Arroyo Ceja onda y Arroyo Quintero. El corregimiento de Valencia realiza sus descargas en el Arroyo Bolívar.

4.19 EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS

La evacuación de las aguas lluvias se realiza mediante las cunetas a lo largo de las vías urbanas, que han sido construidas para este fin. El sistema de redes de alcantarillado no está previsto para funcionar como alcantarillado combinado, los eventuales ingresos de aguas lluvias al mismo son conexiones erradas.

Las cuencas naturales que dividen el casco de Sincé determinan la evacuación de la escorrentía. Las vías urbanas identificadas como “La Bodega” y “La Ceja” trabajan como canales durante las lluvias, y han sido adaptadas para esta función. Ellas conducen el agua de escorrentía recolectada en el sistema de cunetas, hacia los arroyos del mismo nombre. Este transporte se realiza a cielo abierto, con el consecuente riesgo para los peatones y

vehículos, que deben interrumpir el tránsito durante las lluvias.

El vertimiento se realiza a campo abierto, en los límites del casco urbano, principalmente hacia los arroyos La Ceja y La Bodega.

Figura 4-9 Fotografía de aspecto típico de la calle canal de La Bodega. Las bocacalles son ingresos de canales laterales.



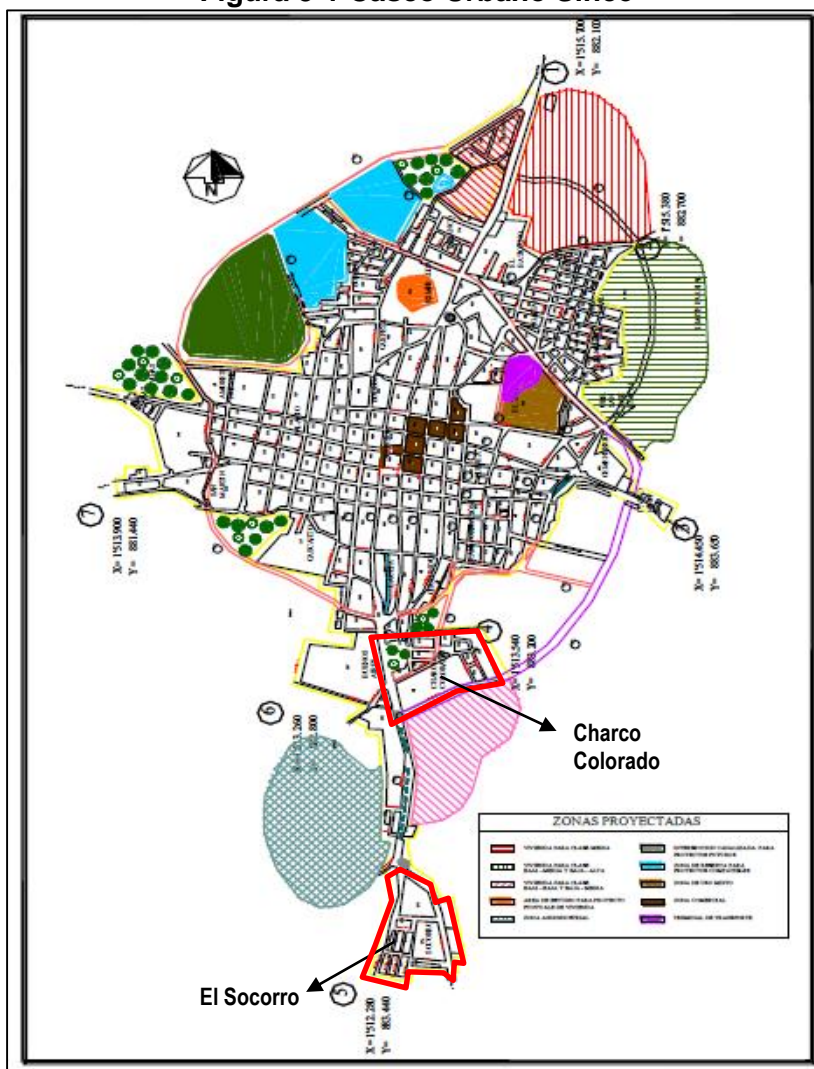
Fuente: Plan Maestro de Alcantarillado, Sincé.

5 DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

5.1 ÁREA DE ESTUDIO

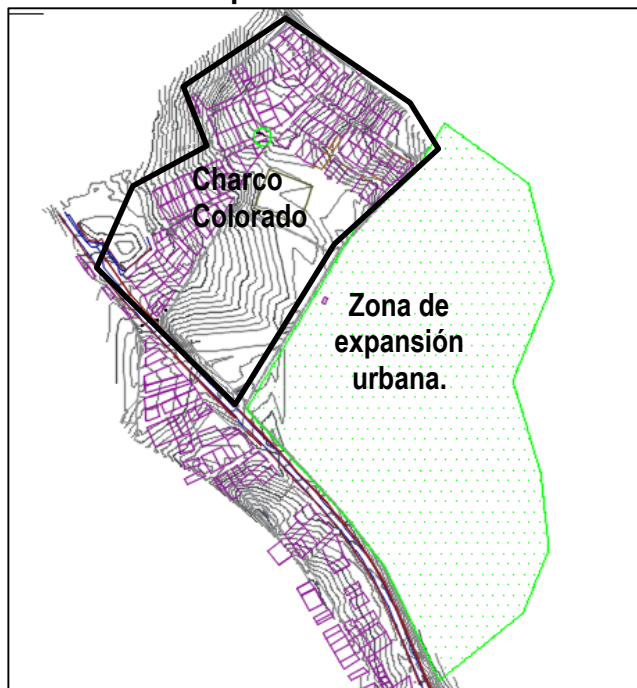
De acuerdo a las necesidades del Plan Departamental de Agua del Municipio de Sincé y en búsqueda de llevar la cobertura de los servicios públicos para servir al 100% de la población proyectada según lo propuesto en el PBOT, se realizará el diseño de las redes de alcantarillado para el sector del barrio el Socorro y Charco Colorado, ubicados en el sector sur del Municipio. Actualmente los barrios cuentan con sistema de acueducto y para la evacuación de aguas residuales existen sistemas basados en la disposición in situ como son las letrinas, tanques y pozos sépticos. Para la evacuación de aguas lluvias, la mayor parte de las cubiertas son a dos aguas y hacen su descarga final al andén.

Figura 5-1 Casco Urbano Sincé



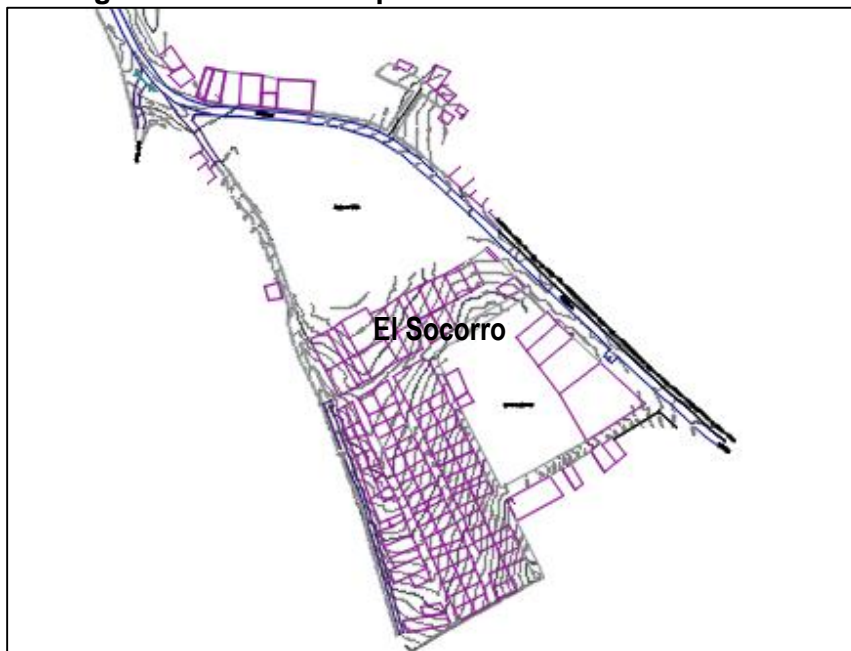
Fuente: PBOT Sincé

Figura 5-2 Área Correspondiente al barrio Charco Colorado



Fuente: Alcaldía Municipal de Sincé

Figura 5-3 Área Correspondiente al barrio el Socorro.



Fuente: Alcaldía Municipal de Sincé

5.2 PROYECCION DE LA POBLACION

Deben estimarse la población actual y futura del proyecto, con base en información oficial censal y censos disponibles de suscriptores del acueducto y otros servicios. En las proyecciones de población para proyectos de recolección y evacuación de aguas residuales se deben considerar las densidades de saturación, de acuerdo con los planes de ordenamiento territorial de la localidad, a través de zonificaciones del uso de la tierra.

Existen varias metodologías para la proyección de población, sin embargo, se hará una presentación de los métodos cuya aplicación es más generalizada.

Los métodos de proyección de población se realizarán desde el año de inicio de la operación del proyecto, se considera que el proyecto entre en operación en el año 2020 y se proyecta el crecimiento con 5 años de intervalo hasta el 2045 porque el periodo de diseño para el acueducto que se planea es de 25 años.

5.2.1 MÉTODO DE COMPARACIÓN GRAFICA

Consiste en hacer una comparación grafica de la población, con otras tres; una similar con desarrollo y tamaño, otra con población mayor de la misma región y otra de mayor población de otra región. El método se basa en suponer que la población tendrá un crecimiento, en promedio, similar al de las otras tres cuando estas sobrepasaron la población base.

En este método se encontraron las siguientes poblaciones:

Tabla 5-1. Población Histórica Municipios.

Municipio	Since	Caicedonia	El Cerrito	San Marcos	Promedio
Censo 1951	7112	10681	4786	3966	6477
Censo 1964	10631	16327	12200	7088	11871
Censo 1973	11911	18664	18069	10491	15741
Censo 1985	15560	21908	23575	17882	21121
Censo 1993	21391	23681	28455	25045	25727
Censo 2005	21866	23452	32507	29172	28377

Fuente: Elaboración Propia.

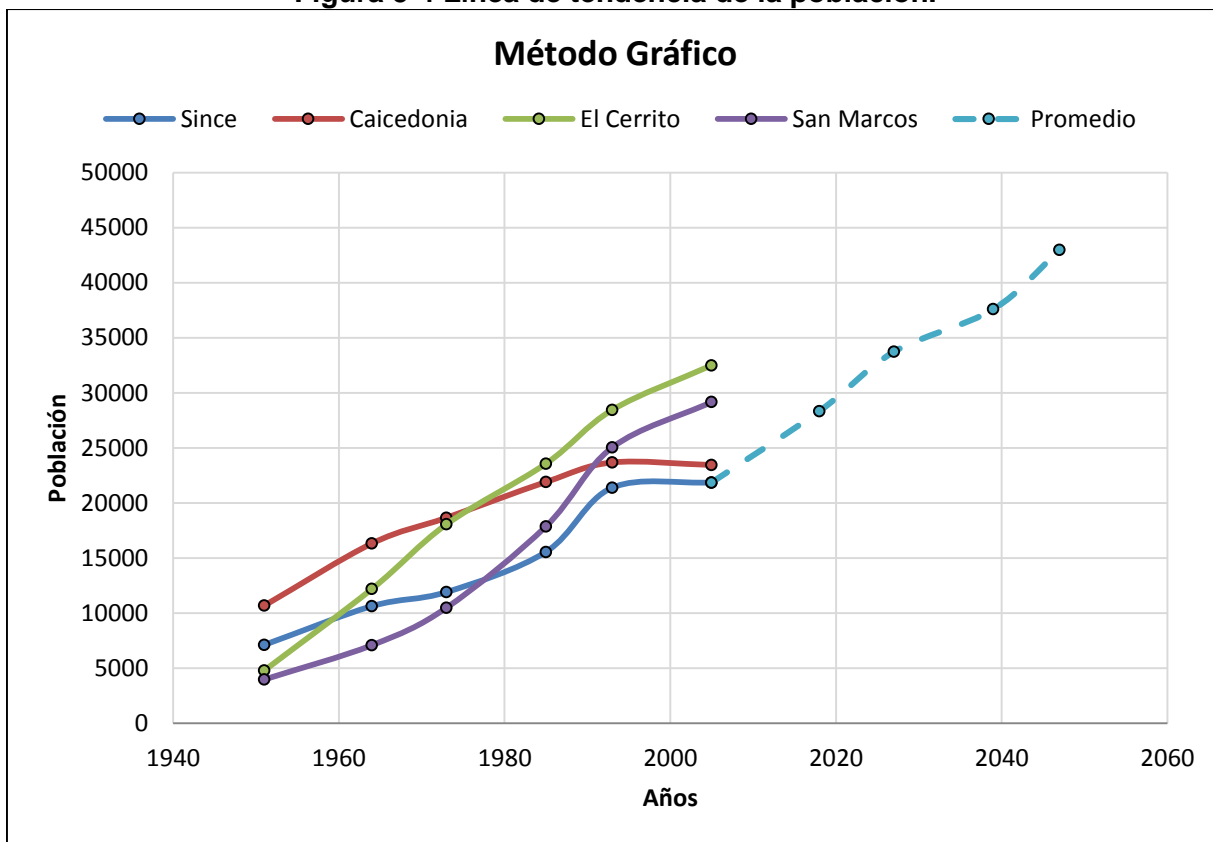
Since: Población a proyectar

Caicedonia: Municipio de otra región, similar en desarrollo y tamaño.

San Marcos: Ciudad de la misma región, similar desarrollo pero con un número mayor de habitantes que Since.

El Cerrito: Municipio de otra región con mayor población que Since. Después de aplicar el método se obtuvo la siguiente proyección de la población.

Figura 5-4 Línea de tendencia de la población.



Fuente: Elaboración Propia.

5.2.2 MÉTODO DEL CRECIMIENTO LINEAL

En este método se cree que si el aumento de la población es constante e independiente del tamaño de esta, el crecimiento es lineal. Se utilizarán las siguientes ecuaciones:

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

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

$$Ka = \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}}$$

Donde:

P_f = Población proyectada (habitantes).

P_{uc} = Población correspondiente al último censo.

P_{ci} = Población correspondiente al censo inicial.

T_{uc} = Año correspondiente al último censo.
 T_{ci} = Año correspondiente al censo inicial.
 T_f = Año al cual se quiere proyectar la información.
 K_a = Pendiente de la recta

En este método como el número de datos analizar es pequeño se debe tener en cuenta la confiabilidad de la muestra a través de un criterio estadístico, se utiliza el criterio de Chauvenet. Como se analizaron los 6 últimos censos el valor del factor de ampliación depende del número de datos generados en este caso los datos son 6, por tanto K es 1,73.

Todos los valores de población proyectada cumplen con el criterio de Chauvenet, esto quiere decir que todos los datos son confiables y los valores son correctos para llevar a cabo el análisis.

Tabla 5-2 Método del Crecimiento Lineal.

Año	Población	K_a	2020	2025	2030	2035	2040	2045
1951	7112	273,222	25964	27330	28697	30063	31429	32795
1964	10631	274,024	25976	27346	28717	30087	31457	32827
1973	11911	311,094	26532	28088	29643	31199	32754	34310
1985	15560	315,300	26596	28172	29749	31325	32902	34478
1993	21391	39,583	22460	22658	22856	23054	23251	23449
2005	21866	PROMEDIO	25505	26718	27932	29145	30358	31571
Zo=	1,73	Desviación	1728	2305	2881	3457	4034	4610
		Limite supe	28495	30705	32916	35126	37336	39546
		Limite infe	22514	22731	22948	23164	23380	23596

Fuente: Elaboración Propia.

5.2.3 MÉTODO GEOMÉTRICO

El crecimiento será geométrico si el aumento de población es proporcional al tamaño de esta. Se utilizaran las siguientes ecuaciones:

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{(T_f - T_{uc})}$$

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

Donde:

r = Tasa de crecimiento anual en forma decimal.

Tabla 5-3 Método del Crecimiento Geométrico.

Año	Población	R	2020	2025	2030	2035	2040	2045
1951	7112	0,021016871	29872	33146	36778	40809	45282	50244
1964	10631	0,017744837	28468	31085	33942	37063	40470	44190
1973	11911	0,019164787	29069	31964	35146	38646	42494	46725
1985	15560	0,017156989	28222	30728	33456	36426	39660	43181
1993	21391	0,001831896	22475	22681	22890	23100	23313	23527
2005	21866	PROMEDIO	27621	29921	32442	35209	38244	41573
Zo=	1,73	Desviación	2946	4153	5492	6977	8624	10450
		Limite supe	32718	37106	41943	47279	53164	59652
		Limite infe	22524	22736	22941	23139	23324	23495

Fuente: Elaboración Propia.

5.2.4 MÉTODO CRECIMIENTO LOGARÍTMICO

Si el crecimiento de la población es de tipo exponencial. Es una buena práctica obtener un promedio de k. Se usaran las siguientes ecuaciones:

$$P_f = P_{ci} \times e^{\bar{k}(T_f - T_{ci})}$$

$$k = \frac{\ln P_{cp} - \ln P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

Donde:

P_{cp} = Población del censo posterior.

P_{ca} = Población del censo anterior.

T_{cp} = Año correspondiente al censo posterior.

T_{ca} = Año correspondiente al censo anterior.

k= tasa de crecimiento de la población.

Tabla 5-4 Método del Crecimiento Logarítmico.

Año	Población	k	2020	2025	2030	2035	2040	2045
1951	7112	0,0309						
1964	10631	0,0126						
1973	11911	0,0223						
1985	15560	0,0398						
1993	21391	0,0018						
2005	21866	k prom=0,0215	31325	34878	38834	43238	48143	53603
Zo=	1,73	Desviación	0,0133					
		Limite supe	0,0446					
		Limite infe	-0,0016					

Fuente: Elaboración Propia.

5.2.5 MÉTODO DE LA TASA DECRECIENTE DE CRECIMIENTO

Método donde la tasa de crecimiento decae con el tiempo. Aplicable en poblaciones antiguas con limitaciones en sus recursos y desarrollo.

$$P_f = P_{ci} + (S - P_{ci}) * [1 - e^{-Kd(T_{cf} - T_{ci})}]$$

$$Kd = \frac{\ln\left(\frac{S - P_{ci}}{S - P_{uc}}\right)}{(T_{uc} - T_{ci})}$$

$$S = \text{Densidad de saturación} * \text{Área urbana}$$

Donde:

S = Número de habitantes cuando el municipio ha alcanzado su densidad de saturación.

Según lo especificado en el PBOT, en su análisis sobre las densidades barriales muestran que la más alta densidad poblacional es de 206.86 habitantes por hectáreas en el Barrio Las Malvinas, localizado en la zona oeste del municipio y la más baja es de 10.10 hab/ha en el barrio Charco Colorado. Para el método utilizaremos la densidad de saturación promedio que es 310.20 hab/ha. Esta densidad es bastante alta en comparación con la de los barrios de estudio; El Socorro y Charco Colorado las cuales son 60.81 y 10.10 hab/ha respectivamente; lo cual permite deducir que en términos generales en la cabecera municipal no existen situaciones de hacinamientos o falta de espacio para gozar de un hábitat adecuado desde el punto de vista espacial para los habitantes del municipio.

Tabla 5-5 Método de la Tasa Decrecimiento de Crecimiento.

Densidad saturación	310,2	hab/ha						
Área urbana	149,8	ha						
S=	46467,96	hab						
Año	Población	Kd	2020	2025	2030	2035	2040	2045
1951	7112	0,007205205	22529	23377	24194	24982	25742	26475
1964	10631	0,005910839	20293	21055	21795	22514	23212	23889
1973	11911	0,007106873	22366	23208	24020	24804	25560	26290
1985	15560	0,010730903	27699	28679	29609	30489	31324	32115
1993	21391	0,008700395	24876	25795	26675	27518	28324	29097
2005	21866	PROMEDIO	23552	24422	25258	26061	26832	27573
Zo=	1,73	Desviación	2830	2912	2983	3044	3095	3138
		Limite supe	28448	29460	30419	31327	32186	33002
		Limite infe	18656	19384	20097	20795	21478	22144

Fuente: Elaboración Propia.

Aunque en el año 2005 no se vio un aumento significativo de la población comparado al de los censos de los años anteriores, este método no se tendrá en cuenta para la proyección de la población en Sincé, debido a que de acuerdo con las características socioeconómicas actuales del municipio y al desarrollo que viene presentándose, posiblemente este método no se ajuste al crecimiento real que se estima podría tener la población.

5.2.6 MÉTODO LOGÍSTICO DE LA CURVA EN S

Basado en el comportamiento del crecimiento poblacional en situaciones de aislamiento y recursos constantes.

$$P_f = \frac{S}{1 + B * e^{-A(T_f - T_{ci})}}$$

$$S = \frac{P_0 * P_1 * (e^{-Ah} - 1)}{P_1 * e^{-Ah} - P_0}$$

$$B = \frac{S - P_0}{P_0}$$

$$A = \frac{1}{n} \left(\frac{P_0(P_2 - P_1)}{P_2(P_1 - P_0)} \right)$$

$$n = T_2 - T_1 = T_1 - T_0$$

Donde:

P_2 = Población del último censo posterior.

P_1 = Población del penúltimo censo.

P_0 = Población del antepenúltimo censo.

Para este método se usan solo los últimos 3 censos y con las ecuaciones anteriores encontramos los factores: n, A, B, S. Teniendo en cuenta que la diferencia entre los años de los censos no es la misma (8 y 12 años) se hace el promedio, $n=10$.

Tabla 5-6 Método Logístico de la Curva S.

Año	Población		2020	2025	2030	2035	2040	2045
		A=	0,005796833		S=	46467,96		
		n=	10		B=	1,98637275		
1985	15560							
1993	21391							
2005	21866		17724	18043	18364	18687	19012	19338

Fuente: Elaboración Propia.

Este método no se tendrá en cuenta para la proyección de la población en Sincé, debido a que al realizar la proyección se presenta un decrecimiento en ésta.

5.2.7 MÉTODOS DE REGRESIÓN ESTADÍSTICA

Estos métodos se desarrollan con base en la información de los censos registrados, se ajustan los valores históricos a la ecuación de regresión para una curva lineal, exponencial, potencial o logarítmica.

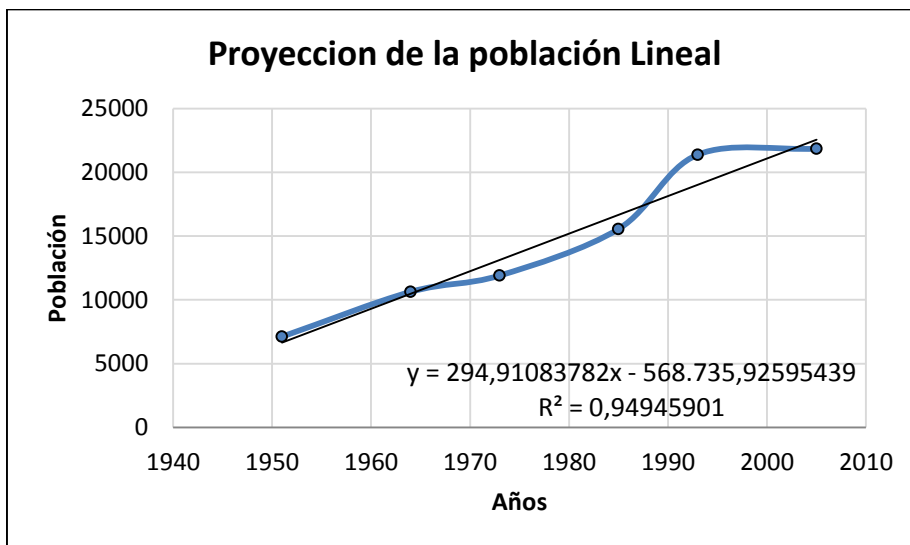
Línea recta (regresión lineal): $y = mx + b$

Curva exponencial ($a > 0$): $y = ae^{bx}$

Curva logarítmica: $y = a + b \ln(x)$

Curva potencial ($a > 0$): $y = ax^b$

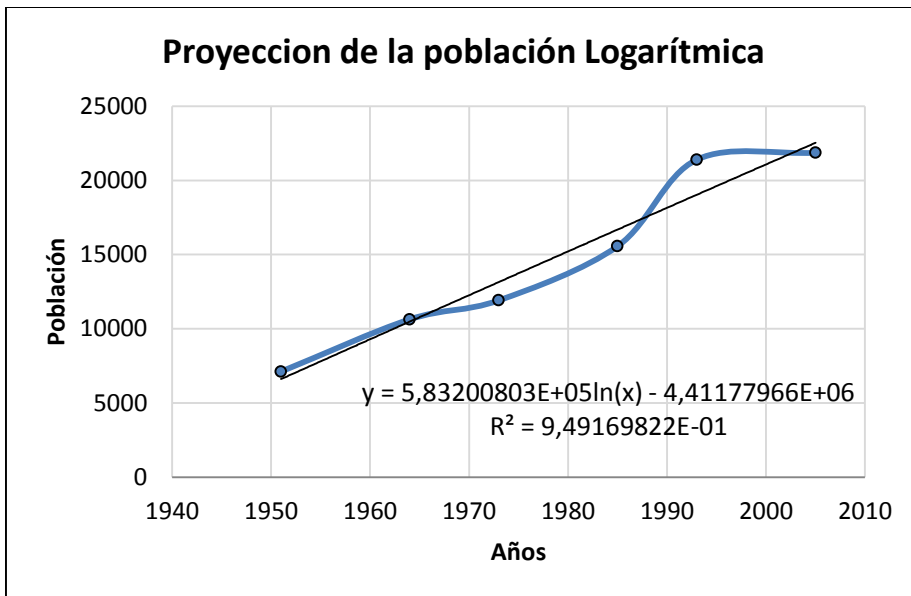
Figura 5-5 Proyección de la Población Lineal Estadística.



Ecuación: $P=mx+b$	
X=	Año
P=	Población
m=	294,91084
b=	-568735,93

Fuente: Elaboración Propia.

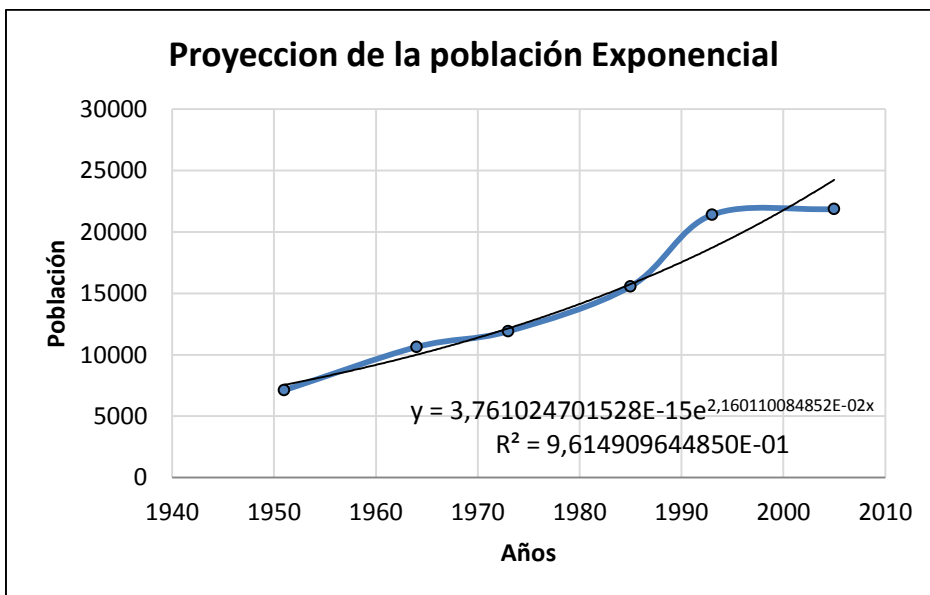
Figura 5-6 Proyección de la Población Logarítmica Estadística.



Ecuación: $P = a \ln(x) + b$	
X=	año
P=	Población
a=	5,83E+05
b=	-4,41E+06

Fuente: Elaboración Propia.

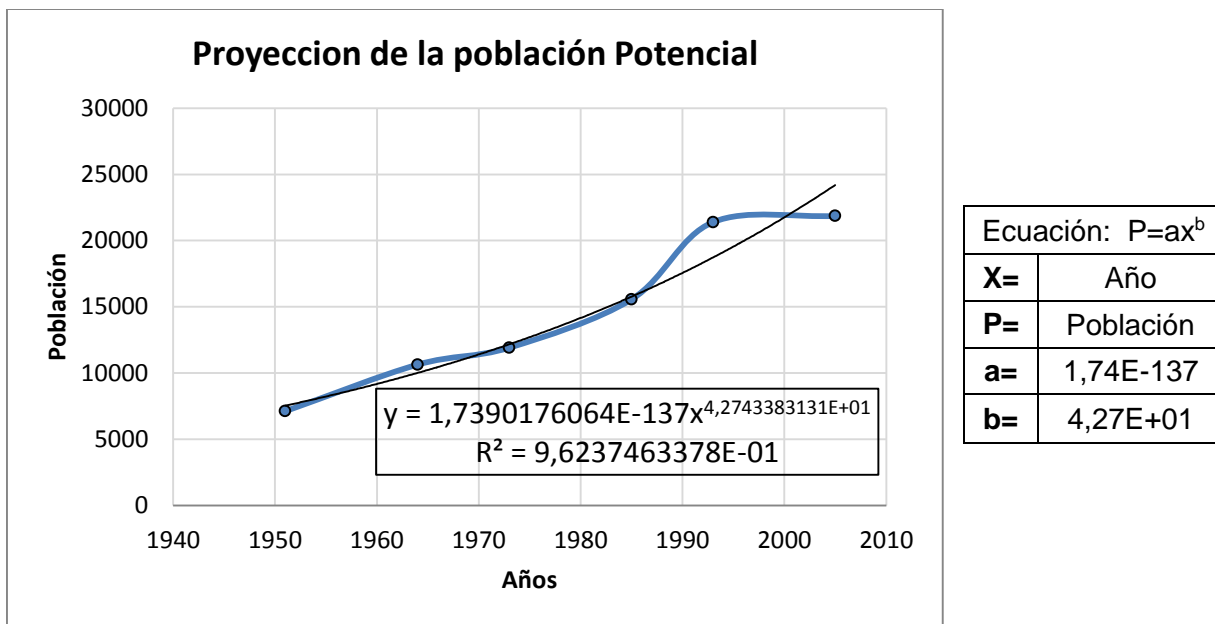
Figura 5-7 Proyección de la Población Exponencial Estadística.



Ecuación: $P = a e^{bx}$	
X=	Año
P=	Población
a=	3,76E-15
b=	2,16E-02

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 5-8 Proyección de la Población Potencial Estadística.



Fuente: Elaboración Propia.

A continuación se muestra el cuadro resumen de todas las proyecciones de población.

Tabla 5-7 Resumen de proyecciones de población

Tiempo	1964	1973	1985	1993	2005	2020	2025	2030	2035	2040	2045
Lineal	10631	11911	15560	21391	21866	25505	26718	27932	29145	30358	31571
Geométrico	10631	11911	15560	21391	21866	27621	29921	32442	35209	38244	41573
Logarítmico	10631	11911	15560	21391	21866	31325	34878	38834	43238	48143	53603
Tasa D.D.C	10631	11911	15560	21391	21866	23552	24422	25258	26061	26832	27573
Curva S	10631	11911	15560	21391	21866	17724	18043	18364	18687	19012	19338
Exponencial est.	10631	11911	15560	21391	21866	33528	37352	41612	46358	51645	57536
Potencial est.	10631	11911	15560	21391	21866	33281	36990	41103	45660	50710	56303
Lineal est.	10631	11911	15560	21391	21866	26983	28458	29933	31407	32882	34356
Logarítmica est.	10631	11911	15560	21391	21866	26875	28317	29755	31190	32621	34049
Gráfico	10631	11911	15560	21391	21866	28343	33737	37607	42987	47593	
Promedio	10631	11911	15560	21391	21866	29182	32046	34902	38149	41524	44141

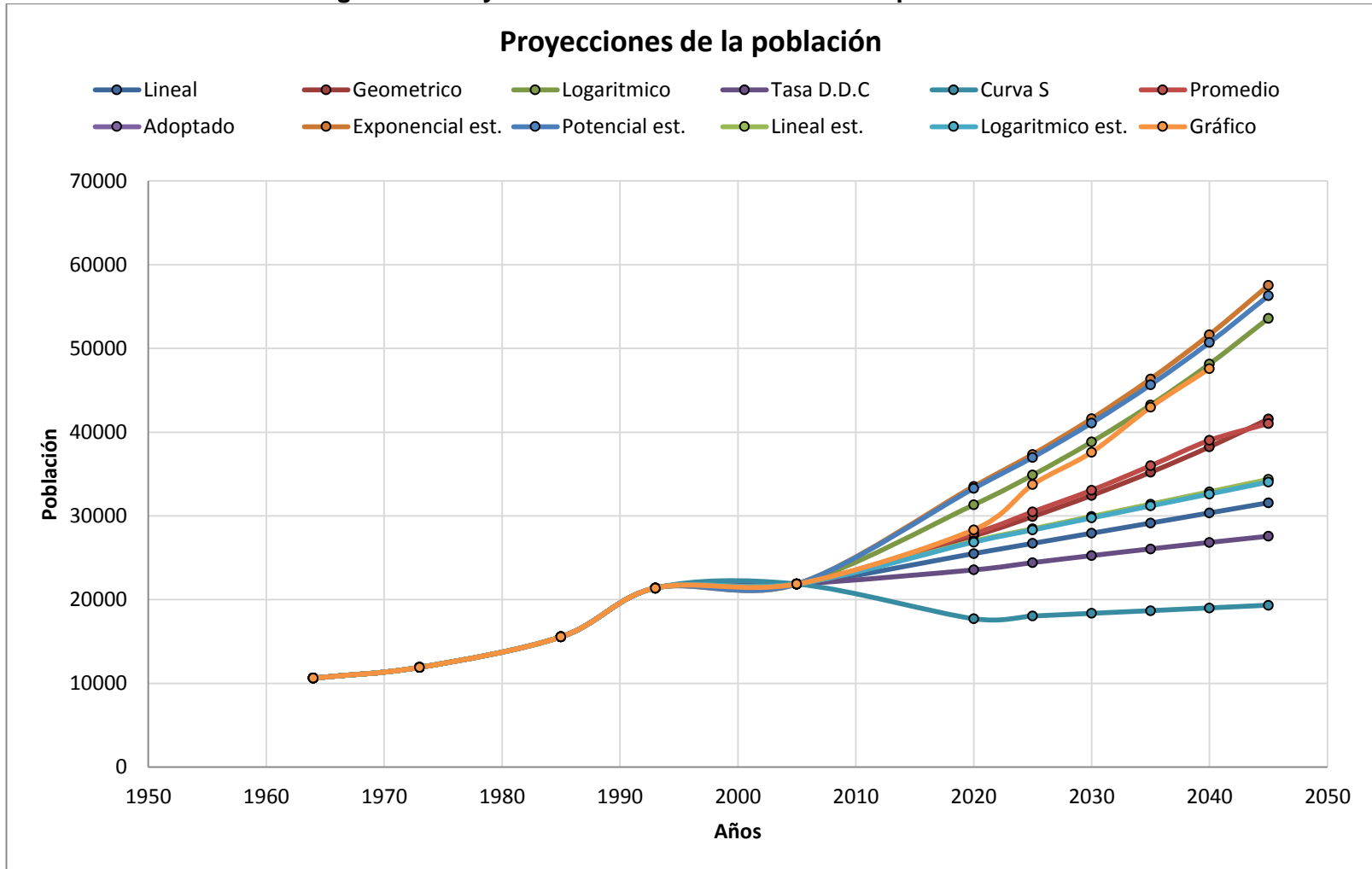
Fuente: Elaboración Propia.

Partiendo de la información obtenida, se deciden descartar algunos métodos de proyección de la población, teniendo en cuenta que los valores proyectados al periodo de diseño no cumplen con las tendencias demográficas registradas en los censos existentes y con lo analizado según las características del municipio. Es importante aclarar que aunque en el año 2005 el crecimiento de la población disminuyó significativamente con respecto al crecimiento que se venía presentando en los años anteriores, las características socioeconómicas actuales de Sincé muestran que el municipio cuenta con suficientes recursos para potencializar el desarrollo de las actividades económicas que se practican, adicionalmente las zonas de expansión determinadas por el PBOT estarían de la mano con este desarrollo. Lo anterior, indicaría que Sincé posiblemente presente un incremento significativo de la población como se evidenciaba en los censos de los años anteriores.

Los métodos del crecimiento lineal y geométrico, presentan una gran diferencia con respecto a los demás métodos, los dos muestran el crecimiento representativo de una población asentada, con poco cambio de recursos. Adicionalmente, los ajustes estadísticos lineal y logarítmico no dan buenos resultados, ya que no presentan la tendencia de crecimiento que ha tenido la comunidad, y son las que tienen el coeficiente de correlación más bajo. Como se había dicho anteriormente, ni la tasa decreciente de crecimiento ni el método logístico de la curva S se tendrán en cuenta.

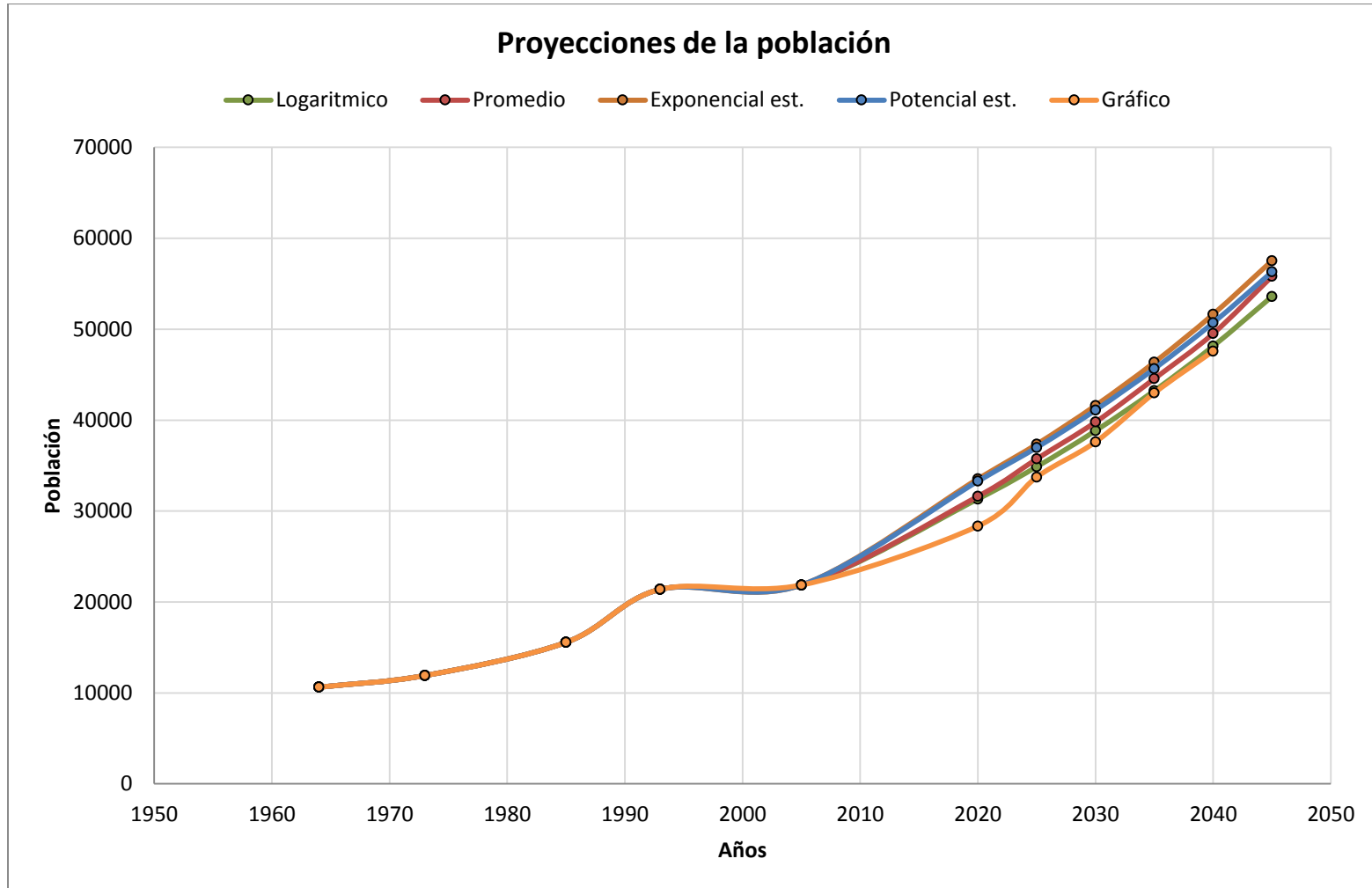
Finalmente el método escogido es el método del Crecimiento Logarítmico, ya que se ajusta al crecimiento censal que ha tenido el municipio a través del tiempo, adicionalmente es el método que más se ajusta al promedio de los métodos no descartados, por lo tanto se puede decir que el método escogido es una buena aproximación. La Grafica 7 muestra los métodos que más se ajustan según el criterio evaluado.

Figura 5-9 Proyección de la Población del Municipio de Sincé.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 5-10 Proyección de los métodos que más se ajustan al crecimiento de la Población del Municipio de Sincé.



Fuente: Elaboración Propia.

5.2.8 DENSIDAD POBLACIONAL

Para obtener la densidad poblacional del municipio, la cual es necesaria para el cálculo de caudales por tramos, se consultó el Diagnostico Territorial del PBOT del municipio y se tomó el dato de la extensión del área urbana la cual es 1'780.266 m² = 178 Ha.

Con lo anterior, y la población de diseño 53.603 habitantes, la densidad poblacional es:

$$\text{Densidad poblacional} = \frac{53603 \text{ hab}}{178 \text{ Ha}} = 301 \text{ hab/ha}$$

Si se compara la densidad poblacional obtenida a partir de la proyección de la población con la densidad de saturación del municipio dada en el Diagnostico Territorial del PBOT, se obtiene la siguiente información:

Densidad Poblacional de Sincé: 310,2 hab/ha

Densidad inmobiliaria de Sincé: 61,08 viviendas/ha

Habitantes por vivienda de 1 y 2 pisos: 5-6 hab/vivienda

$$61,08 \frac{\text{viviendas}}{\text{ha}} * 5 \text{ habitantes} = 305,4 \text{ hab/ha}$$

Densidad de saturación Sincé: 306 hab/ha

Adicionalmente, a manera de comparación se hará un análisis de las densidades barriales, de los barrios afectados por el proyecto, teniendo en cuenta su distribución actual y el levantamiento de lotes hecho en la topografía.

Charco Colorado

El análisis se hace para una manzana tipo del barrio.

Habitantes por vivienda de 1 y 2 pisos: 5-6 hab/vivienda

$$\frac{14 \text{ viviendas} * 6 \text{ habitantes}}{0,2839 \text{ Ha}} = 295,88 \text{ hab/ha}$$

Densidad de población Charco Colorado: 295,87 hab/ha

El Socorro

El análisis se hace para una manzana tipo del barrio.

Habitantes por vivienda de 1 y 2 pisos: 5-6 hab/vivienda

$$\frac{38 \text{ viviendas} * 5 \text{ habitantes}}{0,555 \text{ Ha}} = 342,3 \text{ hab/ha}$$

Densidad de población Charco Colorado: 343 hab/ha

5.3 TRAZADO DE LA RED DE ALCANTARILLADO Y ÁREAS AFERENTES

Para el trazado del alcantarillado se tuvo en cuenta la distribución de las calles del municipio y el mapa topográfico con sus curvas de nivel. Se hace necesario el uso de estaciones de bombeo para realizar el empate de la red nueva a la red de colectores existentes, debido a que por ser un terreno ondulado, los barrios donde se proyectan las nuevas redes de alcantarillado tienen una diferencia de nivel de aproximadamente 7 metros por debajo de los colectores más cercanos donde se puede hacer el empate.

Adicionalmente, en el diseño se tendrán en cuenta las áreas de expansión urbana que da el PBOT; en el caso del barrio Charco Colorado existe una proyección que tiene un área aproximadamente de 14,2 ha que está destinada para vivienda de clase media baja y baja.

Para la distribución general de la red de alcantarillado se ubicó el punto más alto en la topografía y desde allí se hizo la distribución de las redes hasta el punto más bajo, garantizando el flujo por gravedad y logrando que los colectores finales convergieran en la estación de bombeo final.

Luego se determinaron las cotas rasantes de los pozos de la red, las longitudes de los colectores, los ángulos de deflexión y las áreas aferentes correspondientes a cada colector. Para el cálculo de las áreas aferentes correspondientes a cada colector se trazaron las diagonales y bisectrices sobre cada manzana.

A manera de ejemplo se mostrará el cálculo del diseño paso a paso del tramo 1 a 8' hasta la estación de bombeo final en el barrio Charco Colorado; los demás cálculos se mostraran en los anexos.

Columna [1]: En esta columna se indica el número de los pozos inicial y final del tramo.

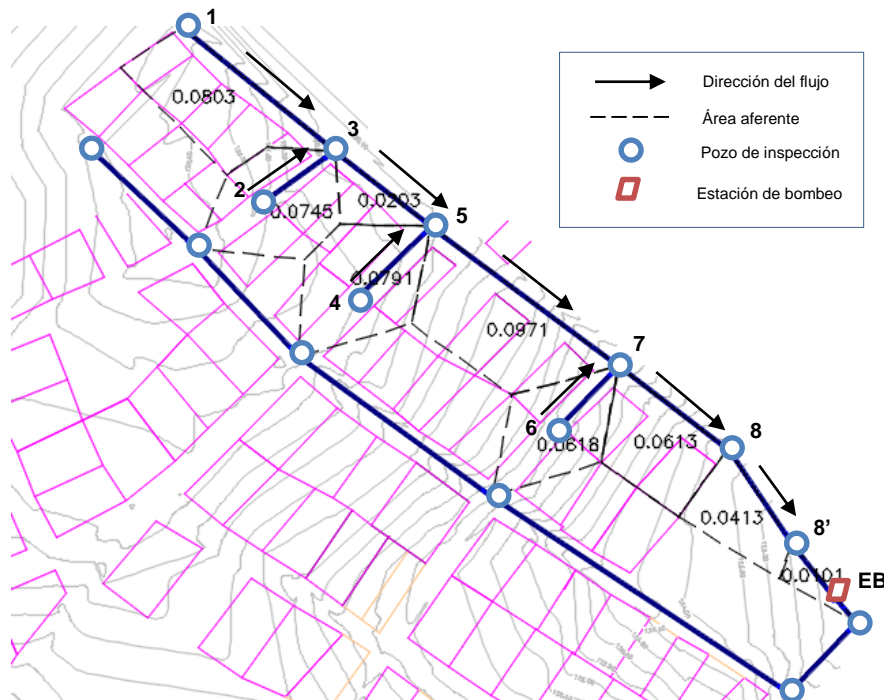
Columna [2]: Longitud del colector desde el pozo inicial hasta el pozo final del tramo. (m)

Columna [3]: Ángulo de deflexión.(°)

Columna [4]: Cota rasante del pozo inicial y del pozo final del tramo (m.s.n.m.).

Columna [5]: Área aferente correspondiente a cada colector y área total acumulada de dicho tramo.

Figura 5-11 Trazado de las áreas aferentes y red de colectores del pozo 1 al 8'.



Fuente: Elaboración propia.

5.4 CÁLCULO DE CAUDALES DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

5.4.1 DENSIDAD POBLACIONAL DE DISEÑO

Para el diseño se decide tomar la densidad de población del barrio de 295,88hab/ha que es muy cercana a la encontrada con los métodos de proyección de la población a los 25 años. Esto también se hace suponiendo que el municipio no ha alcanzado su densidad de saturación en ese momento, presumiendo que hay posibilidades de desarrollo aun cuando el sistema ya haya cumplido el periodo de diseño para el cual fue proyectado (25 años).

5.4.2 DOTACIÓN NETA DE DISEÑO

Según la respuesta obtenida por la empresa prestadora del servicio de acueducto y alcantarillado ADESA S.A. E.S.P. (Aguas de la Sabana) la dotación neta promedio para el municipio de Sincé del año 2016 fue de 165 litros/habitante/día. Como se evidencia, este consumo es bastante alto y está determinado por las características sociales, económicas y climáticas del municipio mencionadas anteriormente. Sin embargo, la Resolución 0330 de 2017 establece que en todos los casos, se deberá utilizar un valor de dotación que no supere los máximos establecidos en el Artículo 43; de esta manera como la altura promedio sobre el nivel del mal de Sincé es menor a los 1000 m.s.n.m la dotación neta máxima será de 140 litros/habitantes/día. Adoptando este consumo es muy importante que las entidades respectivas, como la Alcaldía y la empresa prestadora del servicio de acueducto y

alcantarillado, implementen políticas y campañas de ahorro del consumo de agua para la población.

5.4.3 COEFICIENTE DE RETORNO

Como no fue posible contar con la información de registros de cada usuario por parte de ADESA, la empresa prestadora del servicio de acueducto y alcantarillado, el coeficiente de retorno corresponderá al establecido por la Resolución 0330 de 2017; donde se enuncia que de no contar con datos de campo suficientes, el volumen de agua que efectivamente retorna al sistema del alcantarillado es el 85% del volumen de agua que se consume.

5.4.4 CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

Columna [6]: Se hace uso de la Ecuación 3-3 calculando la población como la densidad por el área aferente acumulada.

$$QAR\ Domésticas_{1-3} = \frac{0,85 * 140 * 295,88 * 0,0803}{86400} = 0,0327 \frac{L}{s}$$

5.4.5 CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES, COMERCIALES E INSTITUCIONALES

Columna [7], [8] y [9]: Para el caso de estos barrios no existe aporte de aguas residuales industriales, comerciales e institucionales. De acuerdo a las especificaciones del PBOT, el uso de suelo para estos barrios será netamente residencial. Los usos comerciales que pueden estar dentro de los barrios como papelerías, tiendas, jardines infantiles, entre otros, ya están involucrados y se tienen en cuenta en los usos residenciales. (L/s)

5.4.6 CAUDAL MEDIO DIARIO DE AGUAS RESIDUALES

Columna [10]: El caudal medio diario finalmente se calcula con la Ecuación 3-4, en este caso corresponderá al valor de caudal de aguas residuales domésticas. (L/s)

5.4.7 FACTOR DE MAYORACIÓN

Columna [11], [12], [13], [14], [15], [16], [17]: Para la mayoración del caudal se utiliza en este ejemplo la ecuación de Flores Ecuación 3-8, teniendo en cuenta la población servida por el colector en miles de habitantes.

$$F_{1-3} = \frac{3,5}{\left(\frac{295,88 * 140}{1000}\right)^{0,1}} = 5,087$$

Columna [18]: Se debe tener en cuenta que el valor del factor de mayoración debe estar entre 1,4 y 3,8; aunque se hizo el cálculo para algunas de las alternativas que existen de los

diferentes autores, hay que tener en cuenta que su uso será válido si están dentro de los rangos de población o caudales para los que son propuestas. En la medida en que el número de habitantes servidos se incrementa, el coeficiente de mayoración disminuirá.

No existe un criterio establecido para seleccionar el factor de mayoración, pero si se puede recomendar tener en cuenta las ecuaciones que incluyen el caudal dentro de sus variables.

5.4.8 CAUDAL MÁXIMO HORARIO

Columna [19]: Se calcula con la Ecuación 3-5, corresponde al producto del caudal medio diario de aguas residuales por el coeficiente de mayoración anterior (L/s). Para el colector 1-3 se tiene:

$$QM_{H_{1-3}} = 3,8 * 0,0327 = 0,124 \frac{L}{s}$$

5.4.9 CAUDAL DE INFILTRACIÓN

En las perforaciones efectuadas en el estudio de suelos, no se detectó el nivel freático. Adicionalmente de acuerdo al perfil geológico que presenta la franja de construcción y de acuerdo a los resultados de los ensayos de consistencia se muestra que el suelo posee una capacidad de soporte aceptable a una profundidad de 2.00 m en estratos limosos, arcillosos y arenosos.

Columna [20]: Para los caudales de infiltración se tendrán en cuenta las características de permeabilidad del suelo en el que se va a construir el alcantarillado sanitario; de acuerdo a lo mencionado anteriormente y como el nivel freático no se encontró, el aporte de infiltración por hectárea será de 0.1 lps/ha. Aunque el Decreto 0330 de 2017 menciona que para situaciones en las cuales el nivel freático se encuentre por debajo del nivel de cimentación de la red, el caudal de infiltración podría excluirse como componente del caudal de diseño, en este caso no se excluirá, porque el municipio tiene épocas de invierno y sus suelos son de baja o poca permeabilidad por tratarse de limos y arcillas en su gran mayoría.

Adicionalmente, a manera de comparación se hizo el cálculo del aporte de infiltración con la Tabla 3-2 Aportes por infiltración por unidad de longitud de colector. en litros por segundo por unidad de tubería con un coeficiente de 0.5 lps/km, pero los aportes por infiltración eran mayores a los calculados en litros por segundo por hectárea. Teniendo en cuenta que las tuberías serán de PVC tipo Fort o similar se estima que estos aportes serán relativamente pequeños, por lo que se decide tomar el cálculo inicial.

Columna [21]: El aporte total se calcula como el producto del área total drenada por el coeficiente anterior. (L/s)

$$Q_{INF_{1-3}} = 0,1 * 0,0803 = 0,008 \frac{L}{s}$$

5.4.10 CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS

Columna [22]: Para los barrios en estudio normalmente no existen conexiones erradas, porque la evacuación de aguas lluvias por lo general se hace directamente a calzada y esta es conducida por las cunetas de las vías. Con lo anterior, y como no se cuenta con información de registros, según lo establecido por el Decreto 0330 de 2017 en estos casos se debe adoptar un coeficiente máximo de 0,2 L/s-ha que se ajusta muy bien a este caso.

Columna [23]: El aporte total de conexiones erradas se calcula como el producto del área total drenada por el coeficiente anterior. (L/s) Para el colector 1-3:

$$Q_{CE\ 1-3} = 0,2 * 0,0803 = 0,0161 \frac{L}{s}$$

5.4.11 CAUDAL DE DISEÑO

Columna [24]: El caudal de diseño se calcula con la Ecuación 3-12. En muchos tramos iniciales el caudal calculado es muy pequeño, es todo caso, por seguridad este caudal nunca debe ser menor a 1,5 L/s.

$$Q_{DT\ 1-3} = 0,124 + 0,008 + 0,161 = 0,293\ L/s$$

En la Tabla 5-8 se puede observar el resumen de los cálculos desde el pozo 1 hasta el 8'.

5.5 CÁLCULO DE PROPIEDADES HIDRÁULICAS DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Una vez definido el caudal de diseño para cada colector, se prosigue con el cálculo hidráulico de la red de colectores teniendo en cuenta los siguientes parámetros de diseño:

- Las normas y recomendaciones que se deben cumplir son las indicadas en el capítulo 3.
- El empate de los colectores en los pozos se realiza por medio de la línea de energía.
- El material de la tubería es PVC para alcantarillados (de pared estructural).

5.5.1 CÁLCULO DE FLUJO NORMAL

Columna [2]: Longitud de cada colector (m)

Columna [3]: Caudal de diseño (L/s). El mismo de la Columna [24] de la Tabla 5-8.

Columna [4]: Coeficiente de rugosidad de Manning, n , igual a 0,0096 para tuberías de alcantarillado NOVAFORT.

Columna [5]: Pendiente del colector. El valor anotado en esta columna se calcula con 1,2 m de profundidad medidos desde la cota rasante a la cota clave. Este valor debe corregirse posteriormente, de acuerdo con las condiciones de flujo exigidas por la norma vigente, para este caso: fuerza tractiva mínima, profundidad hidráulica máxima, velocidad máxima y número de Froude.

Columna [6]: Diámetro teórico de la tubería (m). Se calcula con la Ecuación 3-16.

Tabla 5-8 Cálculo de los caudales de diseño para el tramo 1-8'.

[1]		[2]	[3]	[4]		[5]		[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
TRAMO		L	D	Cota rasante		Area drenada (Ha)		QAR Domesticas	QAR Industriales	QAR Comerciales	QAR Institucionales	Q medio de AR	F.M. Babbit	F.M. Harmon
DE	A	m		DE	A	Propia	Acum	lps	lps	lps	lps	lps		
1	3	48,700	0,0	132,43	130,63	0,08	0,0803	0,0327	0,0000	0,0000	0,0000	0,0327	10,5630	4,3701
2	3	22,100	73,00	131,80	130,63	0,0746	0,0746	0,0304	0,0000	0,0000	0,0000	0,0304	10,7214	4,3747
3	5	30,200	0,0	130,63	130,41	0,0204	0,1753	0,0714	0,0000	0,0000	0,0000	0,0714	9,0367	4,3115
4	5	26,000	81,0	131,2	130,41	0,0792	0,0792	0,0323	0,0000	0,0000	0,0000	0,0323	10,5939	4,3710
5	7	58,200	0,0	130,41	126,85	0,0972	0,3516	0,1433	0,0000	0,0000	0,0000	0,1433	7,8622	4,2388
6	7	22,600	83,0	127,22	126,85	0,0619	0,0619	0,0252	0,0000	0,0000	0,0000	0,0252	11,1293	4,3855
7	8	34,200	18,0	126,85	123,85	0,0613	0,4747	0,1935	0,0000	0,0000	0,0000	0,1935	7,4039	4,2002
8	8'	28,500	0,0	123,85	122,8	0,0414	0,5161	0,2103	0,0000	0,0000	0,0000	0,2103	7,2812	4,1885
8'	EB	16,700	82,0	122,8	122,2	0,0102	0,5263	0,2145	0,0000	0,0000	0,0000	0,2145	7,2528	4,1857

[1]		[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]	[22]	[23]	[24]
TRAMO		F.M. Ten States	F.M. Flores	F.M. Jakoviev	F.M. Los Angeles	F.M. Tchobanoglous	F.M.	Q Maximo Horario	Coefficiente de infiltración	Q por infiltración	Coefficiente de conexiones erradas	Q por Conexiones Erradas	Q Diseño
DE	A							lps	l/s*Ha	lps	l/s*Ha	lps	lps
1	3	4,3701	5,0872	4,0686	4,8251	4,7540	3,80	0,124	0,10	0,008	0,20	0,016	1,50
2	3	4,3747	5,1252	4,1054	4,8581	4,7800	3,80	0,115	0,10	0,007	0,20	0,015	1,50
3	5	4,3115	4,7053	3,7020	4,4930	4,4897	3,80	0,271	0,10	0,018	0,20	0,035	1,50
4	5	4,3710	5,0946	4,0758	4,8316	4,7591	3,80	0,123	0,10	0,008	0,20	0,016	1,50
5	7	4,2388	4,3889	3,4030	4,2160	4,2663	3,80	0,544	0,10	0,035	0,20	0,070	1,50
6	7	4,3855	5,2218	4,1992	4,9417	4,8458	3,80	0,096	0,10	0,006	0,20	0,012	1,50
7	8	4,2002	4,2590	3,2815	4,1019	4,1734	3,80	0,735	0,10	0,047	0,20	0,095	1,50
8	8'	4,1885	4,2236	3,2485	4,0707	4,1480	3,80	0,799	0,10	0,052	0,20	0,103	1,50
8'	EB	4,1857	4,2154	3,2408	4,0634	4,1420	3,80	0,815	0,10	0,053	0,20	0,105	1,50

Fuente: Elaboración Propia.

$$D_{1-3} = \left(\frac{4^{5/3}}{\pi} * \frac{0,0096 * \left(\frac{1,5}{1000} \right)}{\left(\frac{3,696}{100} \right)^{1/2}} \right)^{3/8} = 0,04 \text{ m} = 44 \text{ mm}$$

Columna [7]: Diámetro teórico de la tubería (mm).

Columna [8]: El diámetro interno real de la tubería debe ser mayor o igual al calculado en la columna [7] y también mayor que el exigido por la norma vigente, en este caso corresponde según la Resolución 0330 de 2017 a 170 mm. Finalmente se adopta el diámetro interno mínimo del catálogo del proveedor que corresponde a 182 mm.

Columna [9]: Se despeja θ de la Ecuación 3-24 y se obtiene el ángulo para la condición de flujo normal para cada uno de los tramos.

Columna [10]: Se calcula el área mojada del tramo con la Ecuación 3-18. (m^2)

$$A_{1-3} = \frac{\left(\frac{182}{1000} \right)^2}{8} (1,31 - \sin(1,31)) = 0,0014 \text{ m}^2$$

Columna [11]: Calculo del radio hidráulico para la sección de flujo con la Ecuación 3-20. (m)

$$R_{h \ 1-3} = \frac{\left(\frac{182}{1000} \right)}{4} \left(1 - \frac{\sin(1,31)}{1,31} \right) = 0,0120 \text{ m}$$

Columna [12]: Calculo del esfuerzo cortante medio con la Ecuación 3-30. El esfuerzo cortante mínimo para las condiciones iniciales de operación debe ser de 1 Pa, de esta manera se garantiza la condición de tubería autolimpiante. (Pa)

$$\tau_{1-3} = 9810 * 0,0120 * \left(\frac{3,696}{100} \right) = 4,34 \text{ Pa}$$

Columna [13]: Calculo de la profundidad de flujo con la Ecuación 3-17. (m) Despejando y de la ecuación se calcula el valor de y para el tramo 1-3.

$$y_{1-3} = \frac{\left(\frac{182}{1000} \right)}{2} \left(1 - \cos\left(\frac{1,31}{2} \right) \right) = 0,019 \text{ m}$$

Columna [14]: Relación entre la profundidad de flujo de la sección, columna 13, y diámetro interno de la tubería, columna 8. La relación máxima es del 85%.

$$\frac{y}{D_{1-3}} = \frac{0,019}{\left(\frac{182}{1000} \right)} = 0,104 = 10,4 \%$$

Columna [15]: Calculo de la velocidad real de la sección de flujo. Se calcula con la ecuación de continuidad y no debe superar los 5 m/s para evitar problemas de socavación. (m/s)

$$V_{1-3} = \frac{Q}{A} = \frac{y}{D} = \frac{\left(\frac{1,5}{1000}\right)}{0,0014} = 1,050 \text{ m/s}$$

Columna [16]: Calculo de la altura de velocidad (m)

$$\frac{V_{1-3}^2}{2g} = \frac{1,050^2}{2 * 9,81} = 0,056 \text{ m}$$

Columna [17]: Se calcula la energía específica. Se hace la suma de la altura de velocidad y la lámina de agua como se muestra en la Ecuación 3-23. (m)

$$E_{1-3} = 0,019 + 0,056 = 0,08 \text{ m}$$

Columna [18]: Se hace cálculo del número de Froude con la Ecuación 3-31. En este caso se observa que todos los tramos del diseño presentan flujos supercríticos. Sin embargo, por recomendación es mejor tratar de garantizar flujos subcríticos, en la medida de lo posible. En este caso, para las condiciones que establece la norma de cumplir con un diámetro mínimo y con una fuerza tractiva mínima garantizando un flujo estable, definitivamente la pendiente del tramo tendrá que ser mayor que la pendiente crítica, obligando a que los tramos iniciales o con caudales muy pequeños sean siempre supercríticos.

$$NF \leq 0.9 \text{ Flujo subcrítico}$$

$$NF \geq 1.1 \text{ Flujo supercrítico}$$

$$NF_{1-3} = \frac{1,050}{\sqrt{9,81 * 0,019}} = 2,95$$

5.5.2 CÁLCULO DE FLUJO CRÍTICO

Columna [19]: Se despeja θ de la Ecuación 3-29 y se obtiene el ángulo para la condición de flujo crítico para cada uno de los tramos.

Columna [20]: Calculo de la profundidad de flujo con la Ecuación 3-25. Despejando y de la ecuación se calcula el valor de y_c para el tramo 1-3. (m)

Columna [21]: Se calcula el área mojada crítica del tramo con la Ecuación 3-26 (m^2)

Columna [22]: Calculo de la altura de velocidad crítica (m)

$$\frac{V_{c1-3}^2}{2g} = \frac{\left(\frac{1,5}{1000}\right)^2}{2 * 9,81} = 0,011 \text{ m}$$

5.6 EMPATE POR LÍNEA DE ENERGÍA Y DEFINICIÓN DE COTAS DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

5.6.1 CÁLCULO DEL DIÁMETRO DEL POZO

Columna [23]: Calculo del diámetro mínimo que debe tener el pozo con la Ecuación 3-36.

$$D_{p \min 7-8} = \frac{\left(\frac{200}{1000}\right)}{\cos(0)} = 0,2025 \text{ m}$$

Columna [24]: Se hace el cálculo del diámetro mínimo que debe tener el pozo garantizando que las pérdidas de energía cinética no sean superiores al 40%. El cálculo de estas pérdidas es función del régimen de flujo que presenta el tramo; si el flujo supercrítico se utiliza la Ecuación 3-39 y si es subcrítico la Ecuación 3-38. Hay que tener en cuenta que el diámetro que multiplica es el diámetro del colector saliente.

$$D_{p 7-8} = 12 \left(\frac{182}{1000}\right) \tan\left(\frac{(18^\circ)}{2}\right) = 0,35 \text{ m}$$

Columna [25]: El diámetro mínimo del pozo exigido por la norma vigente, Resolución 0330 de 2017, es de 1,20 m.

Columna [26]: Finalmente se debe adoptar el mayor de los diámetros, sin embargo como el régimen de flujo es supercrítico, el diámetro de los pozos se aumenta considerablemente. En este caso hacer pozos de más de 2 metros de diámetro no es viable, primero porque no se dispone del espacio necesario y segundo económicamente no es la mejor opción. Por esta razón, se hace necesario disipar la energía cinética en el pozo mediante la caída H_w y por esta razón todos los pozos se diseñan finalmente con un diámetro de 1,20 m.

5.6.2 CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS EN FLUJO SUBCRÍTICO

Para este caso no existe ningún tramo con flujo subcrítico, por lo que a manera de ejemplo se muestra como se realizaría el cálculo de las pérdidas en flujo subcrítico.

Columna [27]: Se calcula el radio de curvatura, r_c , el radio de curvatura será 0,60 cuando el ángulo del cambio de dirección sea 0° , en cualquier otro caso se calcula con la Ecuación 3-37. (m)

$$r_{c 7-8} = \frac{1,20}{2 \tan\left(\frac{(18^\circ)}{2}\right)} = 3,7 \text{ m}$$

Columna [28]: Es la relación entre el radio de curvatura y el diámetro de la tubería de salida.

$$\frac{r_{c 7-8}}{D_s} = \frac{3,79}{\left(\frac{182}{1000}\right)} = 20,81$$

Columna [29]: Se hace el cálculo de la pérdida de energía por cambio de dirección con la Ecuación 3-34 y la Tabla 3-4 Valores Coeficiente de k. Tabla 3-4 de los valores de coeficiente de k. (m)

Columna [30]: Se hace el cálculo de la pérdida de energía por transición de acuerdo a la ecuación Ecuación 3-35. (m)

Columna [31]: Se calcula el total de pérdidas en el pozo aguas abajo del tramo considerado, se calcula con la Ecuación 3-33. En la Tabla 5-9 este valor se hace 0 para todos los tramos debido a que estas pérdidas solo se tienen en cuenta en caso de que el flujo sea subcrítico. (m)

5.6.3 CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS EN FLUJO SUPERCRÍTICO

Columna [32]: Se calcula la relación del diámetro del pozo con el diámetro de la tubería saliente.

$$\frac{D_{p\ 1-3}}{D_{s\ 1-3}} = \frac{1,20}{\left(\frac{182}{1000}\right)} = 6,59$$

Columna [33]: Se calcula la expresión de la Ecuación 3-40 para saber si la entrada a la tubería de salida es sumergida o no, esto depende del diámetro y del caudal de la tubería de salida. Para todos los tramos del diseño se presenta entrada no sumergida. Se muestra el cálculo para el tramo 1-3':

$$\frac{\left(\frac{1,50}{1000}\right)}{\left(\frac{182}{1000}\right)^2 \sqrt{9,81 * \left(\frac{182}{1000}\right)}} = 0,03 \leq 0,62 \text{ Entrada no sumergida}$$

Columna [34]: Se calcula el coeficiente K en función del valor calculado en la columna 32 y con la Tabla 3-6. Tabla 3-6 Coeficiente K en pozos de unión con caída. Para todos los tramos el coeficiente es de 1,20.

Columna [35]: Se calcula la relación entre la caída en el pozo H_w y el diámetro de salida. Como en la columna 33 se encontró que la entrada a la tubería de salida es no sumergida se calcula con la Ecuación 3-41.

$$\frac{H_{w\ 1-3}}{D_{s\ 1-3}} = 1,20 \left(\frac{0,044}{\left(\frac{182}{1000}\right)} + \frac{1,27 \times 10^{-5}}{\left(\frac{182}{1000}\right)} \right) = 0,29m$$

$$E_c = 0,033 + 0,011 = 0,044 \text{ m}$$

$$E_e = 0,589 \left(\frac{182}{1000} \right) \left(\frac{\left(\frac{1,5}{1000}\right)}{\left(\frac{182}{1000}\right) \sqrt{\left(\frac{182}{1000}\right) 9,81}} \right)^{2,67} = 1,27 \times 10^{-5} \text{ m}$$

Columna [36]: Se calcula la caída del pozo Hw multiplicando la expresión de la columna 35 por el diámetro de salida del pozo. Estas caídas son relativamente pequeñas debido a que los caudales son muy pequeños. (m)

$$\frac{H_{w\ 1-3}}{D_{s\ 1-3}} = 0,29$$

$$H_{w\ 1-3} = 0,29 * D_{s\ 1-3} = 0,29 * \left(\frac{182}{1000}\right) = 0,053\ m = 5,3\ cm$$

Columna [37]: Cálculo de la pérdida de energía en el pozo con la Ecuación 3-46 (m)

$$H_{p\ 1-3} = 0,053 - 0,019 = 0,034\ m$$

5.6.4 DEFINICIÓN DE COTAS

Se muestra el cálculo para el tramo 1-3:

Columna [40] y [41]: Cota rasante de entrada y salida. Se traen de columna 4 de la Tabla 5-8. (m.s.n.m.)

Columna [42] y [43]: Cálculo de la cota clave de entrada y salida. Esta cota se calcula restándole a la cota rasante la profundidad mínima a la que debe estar la tubería.

$$Col\ [42] = Col[40] - Col[49] = 132,43 - 1,2 = 131,23\ m.\ s.\ n.\ m.$$

Columna [44] y [45]: Cálculo de la cota batea de entrada y salida. Es la resta entre la cota clave de la tubería y el diámetro interno de la tubería. (m.s.n.m.)

$$Col\ [44] = Col[42] - Col[8] = 131,23 - \left(\frac{182}{1000}\right) = 131,05\ m.\ s.\ n.\ m.$$

Columna [46], [47] y [48]: El cálculo de la cota de energía se hace sumándole a la cota batea la energía específica; y para hacer el empate por energía en la columna 48 se resta a la cota de energía a la salida la caída en el pozo en el tramo.

$$Col\ [46] = Col[44] + Col[17] = 131,05 + 0,08 = 131,12\ m.\ s.\ n.\ m.$$

$$Col\ [47] = Col[45] + Col[17] = 129,25 + 0,08 = 129,32\ m.\ s.\ n.\ m.$$

$$Col\ [48] = Col[47] - Col[39] = 131,05 - 0,034 = 129,29\ m.\ s.\ n.\ m.$$

Columna [49] y [50]: Corresponde a la profundidad a la que se quiere enterrar la tubería. Este es el dato que se modifica para que todos los parámetros del diseño cumplan, ya sea enterrando más la tubería o elevándola.

[1]		[40]	[41]	[42]	[43]	[44]	[45]	[46]	[47]	[48]	[49]	[50]
POZO		COTA RASANTE		COTA CLAVE		COTA BATEA		COTA ENERGIA			PROFUNDIDAD A LA CLAVE	
DE	A	DE	A	DE	A	DE	A	DE	A	A salida	DE	A
		m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
1	3	132,43	130,63	131,23	129,43	131,05	129,25	131,12	129,32	129,29	1,2	1,2
2	3	131,8	130,63	130,60	129,43	130,42	129,25	130,51	129,34	129,30	1,2	1,2
3	5	130,63	130,41	129,38	129,16	129,20	128,98	129,24	129,02	129,00	1,25	1,25
4	5	131,2	130,41	130,00	129,21	129,82	129,03	129,89	129,10	129,06	1,2	1,2
5	7	130,41	126,85	129,09	125,59	128,91	125,41	129,00	125,50	125,47	1,32	1,26
6	7	127,22	126,85	126,02	125,65	125,84	125,47	125,89	125,52	125,49	1,2	1,2
7	8	126,85	123,85	125,53	122,53	125,35	122,35	125,47	122,47	122,43	1,32	1,32
8	8'	123,85	122,8	122,53	121,48	122,35	121,30	122,42	121,37	121,34	1,32	1,32
8'	EB	122,8	122,2	121,45	120,85	121,27	120,67	121,34	120,74	N/A	1,35	1,35

Fuente: Elaboración Propia.

5.7 DISEÑO DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Por las condiciones topográficas de los barrios en estudio, fue necesario diseñar una estación de bombeo en cada uno de ellos, para conducir las aguas residuales hasta los puntos de conexión existente. El empate se hará en el pozo existente más cercano respectivamente para cada barrio. Para el diseño, se utilizó utilizaron las fórmulas y parámetros del numeral 3.8 del marco teórico.

A continuación, se describe metodología utilizada paso a paso y las condiciones de las estaciones de bombeo:

Se estima el caudal de diseño, el cual corresponde al colector o los colectores que llegas a la estación de bombeo. Para el barrio Charco Colorado, el caudal de diseño de la estación de bombeo es 10.73l/s, sumando los caudales de los colectores 8'-EB y 26-EB; mientras que para el barrio El Socorro el caudal de diseño es 13.57l/s correspondiente al colector 41-EB.

Con el caudal de diseño, se calcula el volumen del pozo húmedo, con un ciclo de 6 arranques/hora de la bomba y garantizando que el tiempo de retención sea inferior a 20 minutos. Para los dos barrios, la forma de las estaciones de bombeo será cuadrada.

Teniendo el volumen del pozo, se calcula la altura de la lámina de agua con el área del pozo y así se definen los niveles de encendido y apagado de las bombas.

A continuación se calculan las diferentes combinaciones de tubos que puede presentar el sistema de bombeo hacia el pozo existente, estos diámetros se determinaron a partir de las velocidades mínimas y máximas recomendadas que puede tener la tubería de descarga.

$$Dd \text{ máx} = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi * Vmin}} = \sqrt{\frac{4 * 0.010}{\pi * 1.0} * \frac{1}{0,0254}} \approx 4 \text{ pulgadas}$$

$$Dd \text{ min} = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi * Vmax}} = \sqrt{\frac{4 * 0.010}{\pi * 2.5} * \frac{1}{0,0254}} \approx 2 \text{ pulgadas}$$

Con estos diámetros se determinan las posibles combinaciones de tubos que puede llevar el sistema de bombeo, con las cuales se determinará las Hb (alturas de la Bomba) solicitadas, para finalmente sugerir la bomba más adecuada para el sistema, basados en catálogos de bombas.

Para este tipo de bombas, no es necesario calcular las pérdidas producidas por la tubería de succión, debido a que las pérdidas son mínimas o nulas porque la bomba está sumergida. Se hacen las combinaciones para los posibles diámetros de succión que pueden tener las bombas, siempre buscando la mayor economía en el presupuesto. Sin embargo, hay que tener en cuenta que junto a este parámetro se debe tener en cuenta también el funcionamiento de la bomba con la eficiencia adecuada y una potencia que no se salga del rango de consumo.

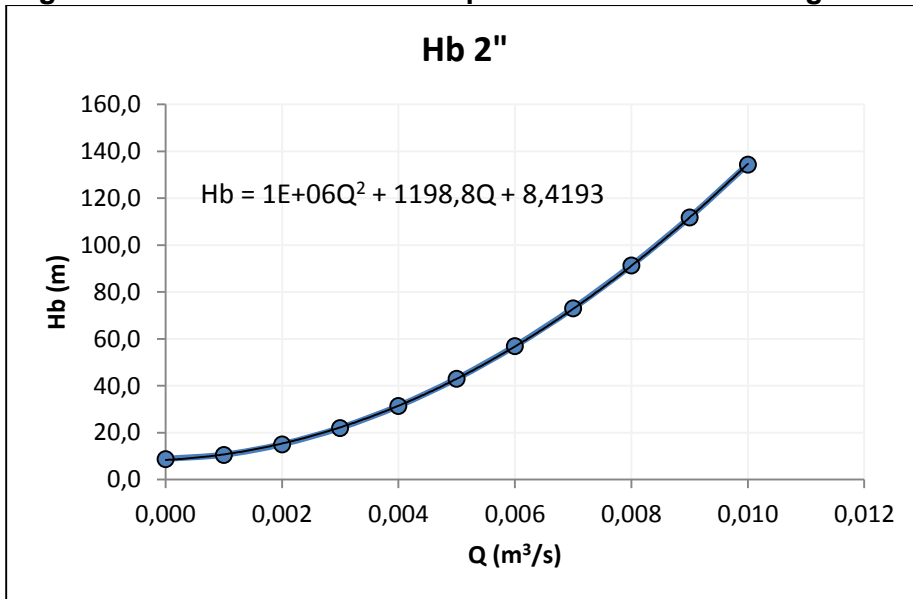
Tabla 5-10 Estación de bombeo Charco Colorado.

CAUDAL		
CAUDAL MÁXIMO HORARIO	8,07	lt / seg
CAUDAL DE INFILTRACIÓN	0,57	lt / seg
CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS	1,14	lt / seg
CAUDAL DE DISEÑO	9,79	lt / seg
CAUDAL DISEÑO C/BOMBA	9,79	lt / seg
CAUDAL DISEÑO C/BOMBA	0,010	m3 / seg
FORMA	CUADRADO	
PRENDIDAS/HORA	6	
TIEMPO DE CICLO (O RETENCIÓN)	600	sg
TIEMPO DE CICLO (O RETENCIÓN)	10	min
VOLUMEN REQUERIDO	1,47	m3
VERIFICACIÓN RES 0330		
CAUDAL DISEÑO C/BOMBA	0,59	m3/min
FACTOR SEGURIDAD	2,50	
VOLUMEN REQUERIDO	1,47	m3
LADO	1,40	m
A	1,96	m2
h prendido	0,75	m
ALTURA ESTÁTICA		
NIVEL DE DESCARGA	127,83	mts
NIVEL DE SUCCION	119,00	mts
CABEZA ESTATICA	8,8	mca
DIÁMETRO MÁXIMO Y MÍNIMO		
Dd máx=	0,11162972 m	4 pulg
Dd mín=	0,07060084 m	2 pulg

Fuente: Elaboración Propia.

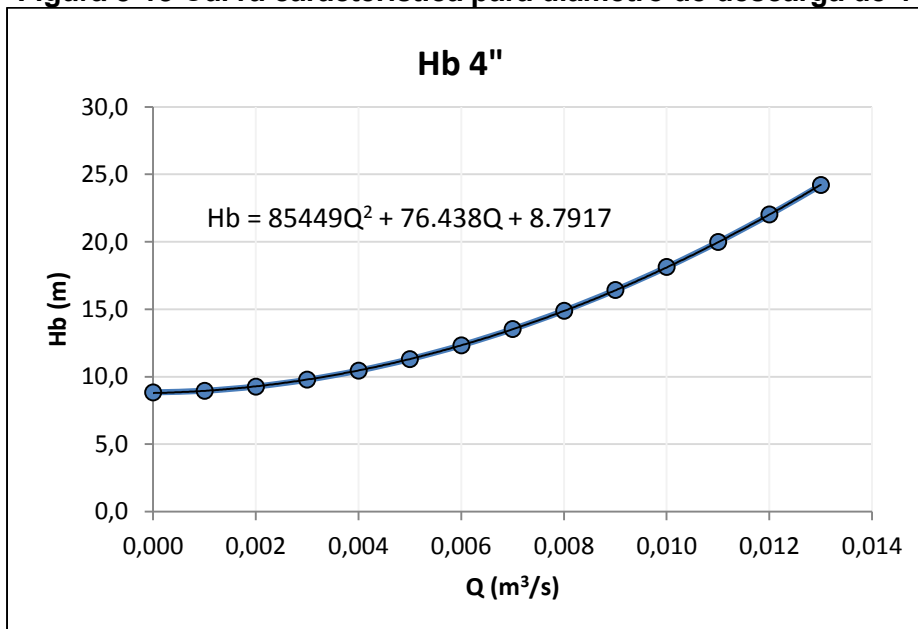
Se calculan las pérdidas por fricción y por accesorios en la tubería, para calcular las curvas características del sistema de tuberías.

Figura 5-12 Curva característica para diámetro de descarga de 2''



Fuente: Elaboración propia

Figura 5-13 Curva característica para diámetro de descarga de 4''



Fuente: Elaboración propia

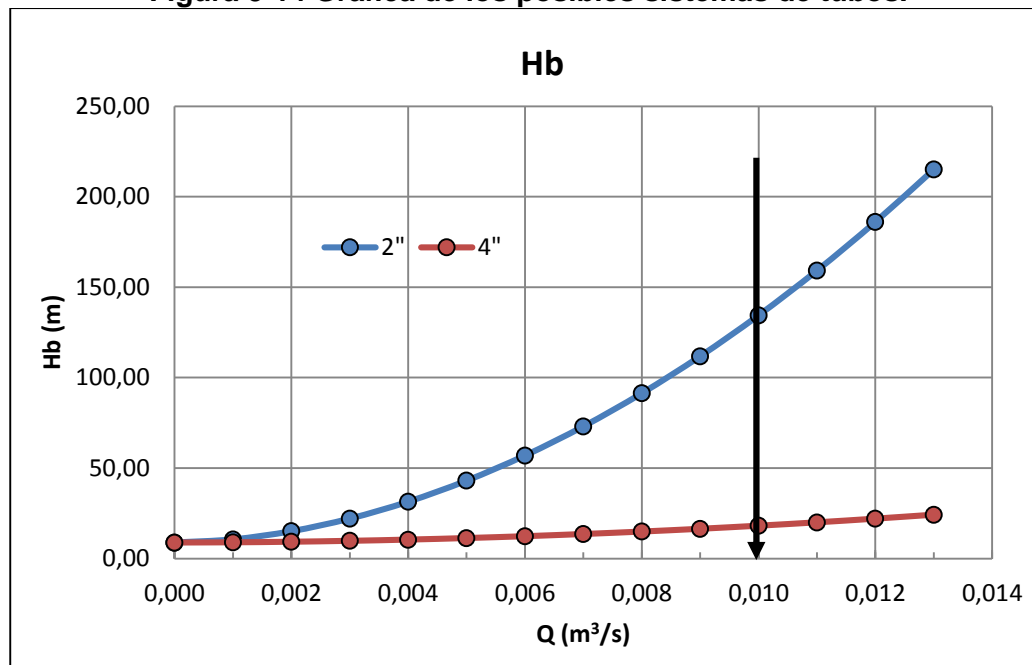
Se hace un resumen para ver cómo se comportan las curvas al mismo tiempo

Tabla 5-11 Resumen de los posibles sistemas de tubos.

Q	Hb	
	m	M
	2"	4"
0,000	8,83	8,83
0,001	10,59	8,95
0,002	15,09	9,27
0,003	22,07	9,77
0,004	31,41	10,45
0,005	43,05	11,30
0,006	56,94	12,33
0,007	73,05	13,52
0,008	91,35	14,89
0,009	111,81	16,42
0,010	134,43	18,12
0,011	159,19	19,98
0,012	186,06	22,01
0,013	215,05	24,20

Fuente: Elaboración propia

Figura 5-14 Grafica de los posibles sistemas de tubos.



Fuente: Elaboración propia

Con las pérdidas de la tubería, se calcula la cabeza dinámica total sumándole la altura estática y la presión necesaria en la descarga.

En la gráfica se observa que se debe buscar bombas que entreguen para el caudal de diseño $Q_d=10,0$ Lps alturas dinámicas aproximadas de 134 y 18 m respectivamente. Para la tubería de 2" la diferencia de altura dinámica con respecto a la de 4" es muy grande debido a que las pérdidas de energía con la tubería de 2" son mucho mayores.

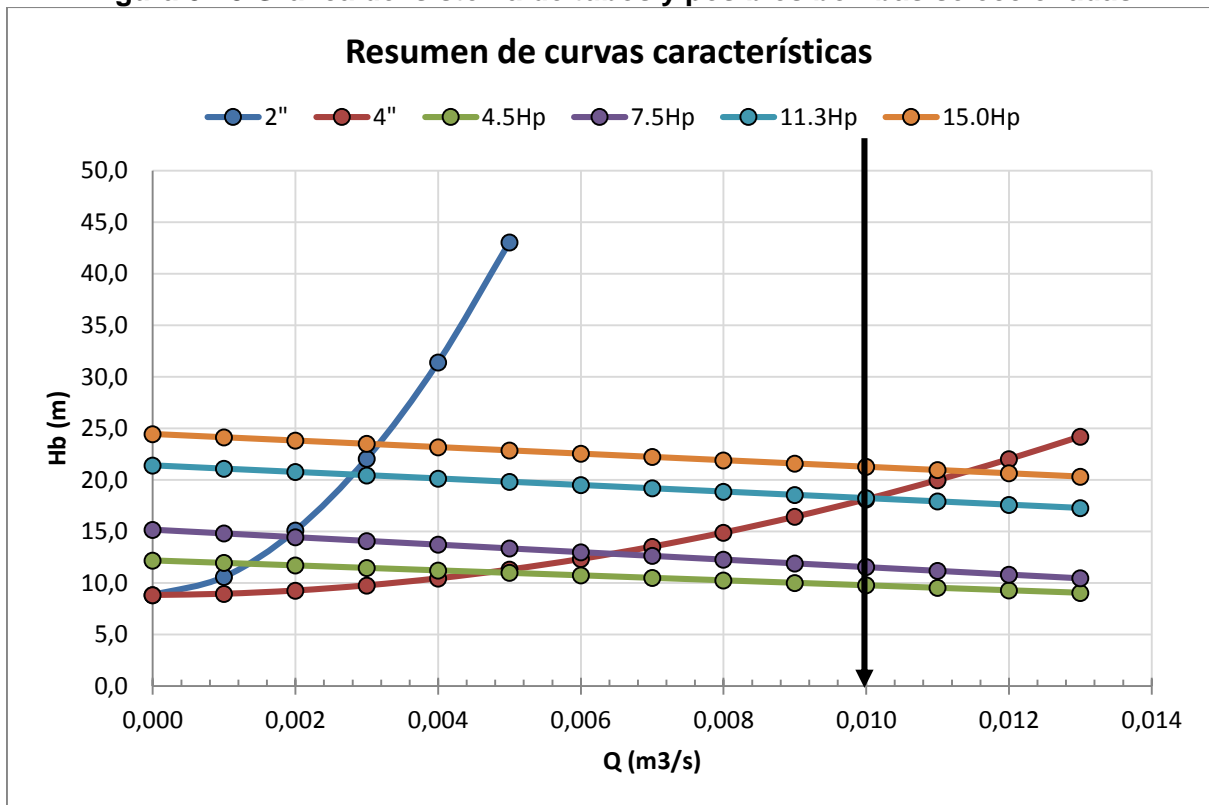
Con esta información utilizamos el catálogo de las bombas que sirvan al sistema con estas características. Para buscar las bombas se calcula la potencia aproximada que tendrán con la Ecuación 3-48. En el anexo 3 puede verse detalladamente cada curva característica de las posibles bombas que puedan servir al sistema.

Tabla 5-12 Resumen de bombas

Q	Hb	Hb	Hb	Hb	Hb	Hb
m ³ /s	m	m	m	m	m	m
	2"	4"	4.5Hp	7.5Hp	11.3Hp	15.0Hp
0.000	8.83	8.83	12.19	15.17	21.41	24.45
0.001	10.59	8.95	11.95	14.81	21.09	24.14
0.002	15.09	9.27	11.71	14.45	20.77	23.82
0.003	22.07	9.77	11.47	14.08	20.45	23.50
0.004	31.41	10.45	11.23	13.72	20.14	23.18
0.005	43.05	11.30	10.98	13.36	19.82	22.87
0.006	56.94	12.33	10.74	13.00	19.50	22.55
0.007	73.05	13.52	10.50	12.63	19.18	22.23
0.008	91.35	14.89	10.26	12.27	18.87	21.91
0.009	111.81	16.42	10.02	11.91	18.55	21.60
0.010	134.43	18.12	9.78	11.55	18.23	21.28
0.011	159.19	19.98	9.53	11.19	17.91	20.96
0.012	186.06	22.01	9.29	10.82	17.60	20.64
0.013	215.05	24.20	9.05	10.46	17.28	20.33

Fuente: Elaboración Propia

Figura 5-15 Gráfica del sistema de tubos y posibles bombas seleccionadas.



Fuente: Elaboración Propia

Toda combinación que cruza a la derecha de la vertical sirve para el sistema de bombeo, para escoger la mas adecuadada se debe tener en cuenta la bomba que tecnicamente sea la mas adecuada, ademas de esto economicamente viable y en general que sea ambientalmente sostenible. En la siguiente tabla se muestra el procedimiento que se utilizo para determinar qué bomba cumpla estas características:

Tabla 5-13 Selección de la bomba.

SELECCIÓN DE BOMBA ÓPTIMA											
											Tarifa Energía
											390 \$/KWH
Q		Hb	Hb		n	Volumen	T	Pot	Pot	Consumo	Costo Oper
m ³ /s	BOMBA	m	m		%	m ³	hr	W	Hp	KWH	\$
		Tipo 4"									
0.010	11.3Hp	18.211	18.211	0.000	0.439	1.468	0.041	4085.680	5.479	0.166	64.582
0.011	15.0Hp	20.825	20.825	0.000	0.455	1.468	0.036	5114.427	6.859	0.183	71.175
										Costo min=	64.582 \$
										Bomba Óptima=	11.3Hp

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a los criterios anteriormente mencionados se escoge la Bomba NE 4 113-4-220 - 11.3 Hp (Barnes.)

Finalmente, serán dos (2) unidades en cada estación de bombeo, cada una con el 100% del caudal y presión, para garantizar la operación del sistema en caso de mantenimiento o daños en una de las bombas.

El diseño completo de las estaciones de bombeo de los barrios Charco Colorado y El Socorro, se puede observar en los anexos 3 y 4 respectivamente.

5.8 MODELACIÓN Y VERIFICACIÓN EN SWMM DE LOS BARRIOS EL SOCORRO Y CHARCO COLORADO

5.8.1 GENERALIDADES

La verificación del sistema para flujo no permanente, se realizó con el programa Storm Water Management Model (SWMM 5.0) desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (US. EPA).

Para el análisis y dimensionamiento de las redes de aguas lluvias a las que se hace referencia en el presente informe, se utiliza el modelo de transporte de Onda Dinámica (Dynamic Wave Routing). Este modelo resuelve las ecuaciones completas unidimensionales de Saint Venant y por tanto teóricamente genera los resultados más precisos. Estas ecuaciones suponen la aplicación de la ecuación de continuidad y de cantidad de movimiento en las conducciones y la continuidad de los volúmenes en los nudos.

El modelo de transporte de la Onda Dinámica puede contemplar efectos como el almacenamiento en los conductos, los resaltos hidráulicos, las pérdidas en las entradas y salidas de los pozos de registro, el flujo inverso y el flujo presurizado. Dado que resuelve de forma simultánea los valores de los niveles de agua en los nudos y los caudales en las conducciones puede aplicarse para cualquier tipo de configuración de red de alcantarillado, incluso en el caso que contengan nudos con múltiples divisiones del flujo aguas abajo del mismo o incluso mallas en su trazado.

Se trata del método de resolución adecuado para sistemas en los que los efectos de resalto hidráulico, originados por las restricciones del flujo aguas abajo y la presencia de elementos de regulación tales como orificios y vertederos, sean importantes.

5.8.2 TOPOLOGÍA DE LA RED

Para generar el modelo hidráulico de la red, los pozos de inspección, descargas, almacenamientos, etc., son representados por medio de nudos y los tramos de tuberías se representan mediante conductos que conectan los nudos ya mencionados. A continuación se hace una breve descripción de los elementos mencionados anteriormente:

Nudos de conexión

Las conexiones son nudos del sistema de drenaje donde se conectan diferentes líneas entre sí. Físicamente representan los pozos de inspección (o manholes) del sistema de drenaje o elementos de conexión entre conductos. Los principales parámetros de entrada de una conexión son:

- Cota de fondo o fondo del pozo.
- Profundidad del pozo
- Datos de aportes externos de caudal.

Nudos de Vertido

Los nudos de vertido son nudos terminales del sistema de drenaje, utilizados para definir las condiciones de contorno del finales aguas abajo del sistema para el modelo de flujo de onda dinámica.

Las condiciones de contorno en los nudos de vertido se definieron con las siguientes relaciones:

- Nivel normal, profundidad normal del último conducto
- Descripción del tipo y estado de la condición de contorno: vertido a nivel fijo sin compuestas de retorno.

Conductos

Los conductos son tuberías o canales por los que se desplaza el agua entre los nudos del sistema. Es posible seleccionar la sección transversal de las distintas variedades de geometrías abiertas y cerradas definidas por el programa.

SWMM emplea la ecuación de Manning para establecer la relación entre el caudal que circula por el conducto, la sección del mismo (A), el radio hidráulico (R_h) y la pendiente (S) tanto para canales abiertos como para conductos cerrados parcialmente llenos. La ecuación está descrita en el numeral 3.6.

Los principales parámetros de entrada para las conducciones del proyecto son:

- Nombres de los nudos de entrada y salida.
- Alturas del conducto con respecto de la cota de fondo de los nudos inicial y final.
- Longitud del conducto.
- Coeficiente de Manning ($n = 0.0096$ para tuberías de PVC).
- Geometría del Conducto (Secciones circulares).

5.8.3 MODELACIÓN TRAMO EJEMPLO – CHARCO COLORADO POZO 1 AL 8'

Como se ha mencionado en los numerales anteriores, a manera de ejemplo se mostrará la modelación realizada en SWMM del tramo 1 a 8' en el barrio Charco Colorado, la cual fue realizada bajo los siguientes parámetros:

- Geometria de conductos: Circular.
- n de Manning: 0.0096.

- Unidades de caudal: LPS.
- Modelo de cálculo hidráulico: Onda dinámica.
- Ecuación de tubería forzada: Darcy-Weisbach.

Tabla 5-14 Parámetros de cálculo de la red.

Identificativos (ID)	Subcuencas	Nudos/Líneas
Opción	Valor predeterminado	
Cota Fondo del Nudos	0	
Profundidad Max. Nudos	0	
Área Inund. Nudos	0	
Longitud Conductos	400	
Geometría Conductos	CIRCULAR	
n Manning Conductos	0.0096	
Unidades de caudal	LPS	
Desnivel Líneas	DEPTH	
Modelo cálculo hidráulico	Onda Dinámica	
Ecuación Tub. Forzada	Darcy-Weisbach	

Fuente: SWMM.

Luego, se realizó el montaje de la red en el programa con la tipología descrita en el numeral 5.3 y el plano 2. ALCANTARILLADO SINCE - RED BARRIO CHARCO COLORADO. Por un lado, se ingresó toda la información referente a los nodos (pozos de inspección): Aportes, cota fondo y profundidad máxima; y también toda la información de los conductos: diámetro, longitud y desnivel a la salida. En la Tabla 5-15 y la Tabla 5-16, se muestra como ejemplo la información del nodo 1 y conducto 1.

Tabla 5-15 Información de entrada nodo 1.

Nudo 1	
Propiedad	Valor
Nombre	1
Coordenada X	940.426
Coordenada Y	7785.128
Descripción	
Marca	
Aportes	YES
Tratamiento	NO
Cota del fondo	131.048
Profundidad Máxima	1.382
Nivel inicial	0
Altura de Sobrepresión	0
Área de inundación	0

Fuente: SWMM.

Tabla 5-16 Información de entrada conducto 1.

Propiedad	Valor
Nombre	1
Nudo inicial	1
Nudo final	3
Descripción	
Marca	
Forma	CIRCULAR
Altura (Prof.Máx.)	0.182
Longitud	48.7
Coef. Manning (n)	0.0096
Desnivel Entrada	0
Desnivel Salida	0.05

Fuente: SWMM.

Con respecto a los aportes, como se trata de alcantarillado sanitario, los caudales se cargan como un valor medio. En la mayoría de los casos el valor medio es 1.50l/s por ser el caudal mínimo; en otros casos se debe cargar caudal negativo (-) para sacar agua al sistema y garantizar que en un pozo donde lleguen dos o más afluentes, el colector efluente se mantenga con los 1.50l/s puesto que el caudal es acumulativo. Por otro lado, en los casos donde un colector transporte más caudal que los dos afluentes que le llegan, se debe cargar el valor medio del caudal restante para garantizar el caudal de diseño del tramo.

Tabla 5-17 Aportes de caudal pozo de inspección 1.

Aportes para el Nudo 1	
<input type="radio"/> Directo <input type="radio"/> Tiempo Seco <input type="radio"/> Hidrogramas Unitarios	
Componente	FLOW
Valor Medio	1.50
Patrón	
Serie Temporal	
Factor de Escala	1.0

Fuente: SWMM.

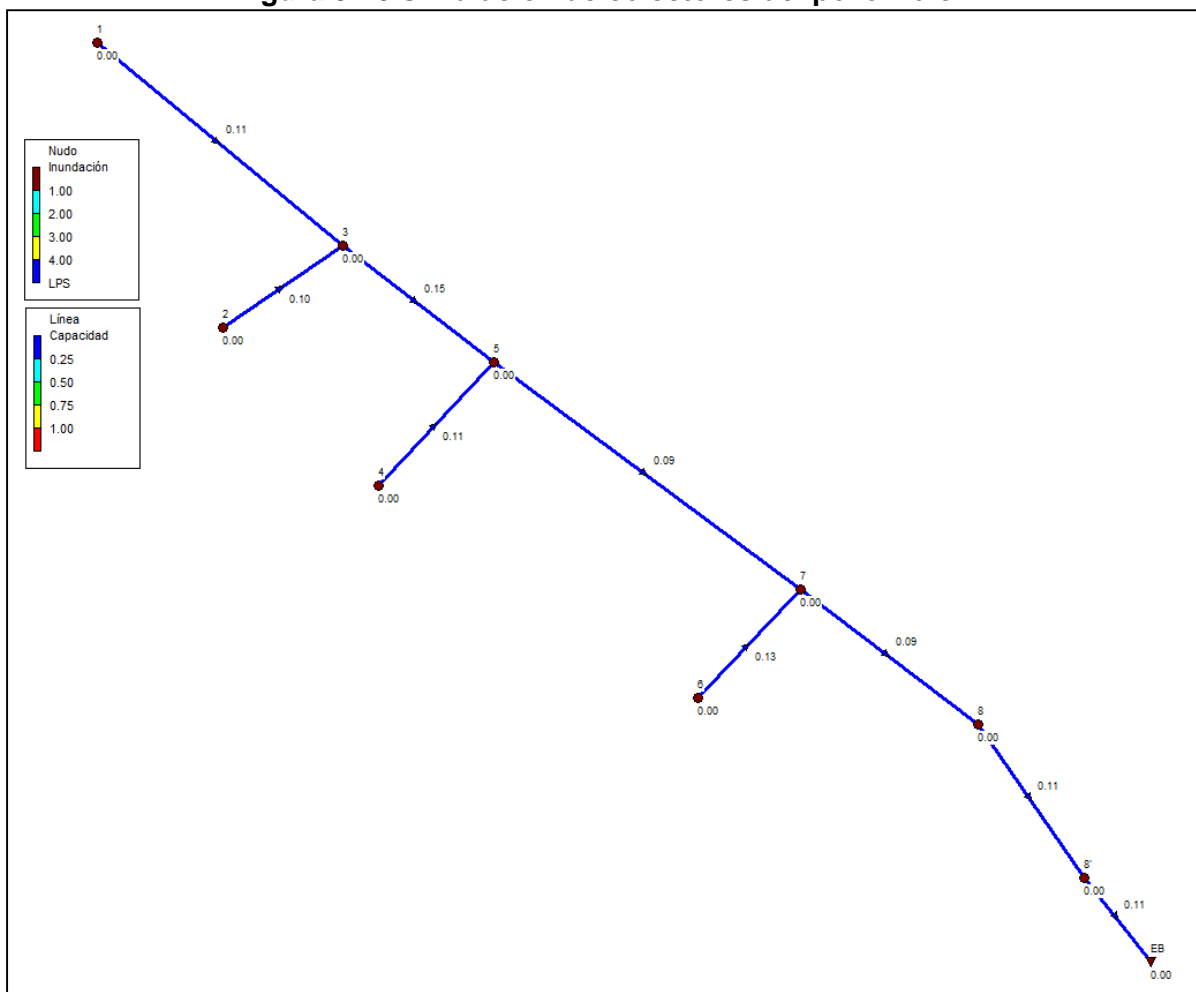
Finalmente, se realizó la simulación del tramo en estudio obteniendo, en resumen, los siguientes resultados:

- Todos los conductos tienen una capacidad $y/D < 0.85$.

- No se presentan sobrecargas en nodos ni conductos.
- Todos los conductos son estables.
- Flujo supercrítico en los conductos.

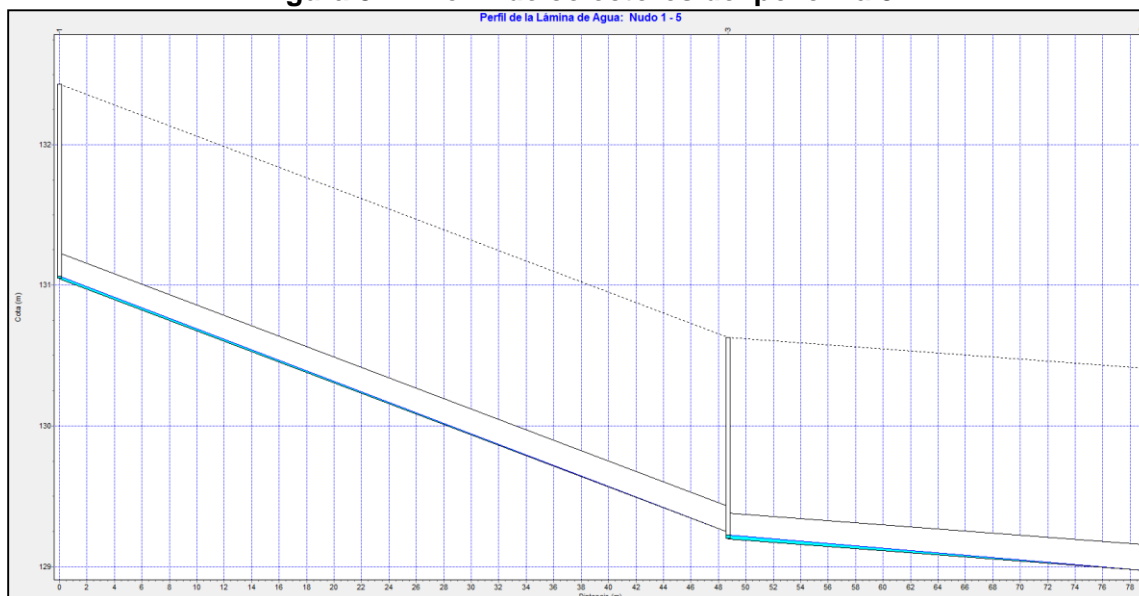
En la Figura 5-16 y Figura 5-17 se muestran la simulación y perfil del tramo 1 – 8', y en la Tabla 5-18 y Tabla 5-19 el resumen de resultados de los nodos y conductos respectivamente.

Figura 5-16 Simulación de colectores del pozo 1 a 8'.



Fuente: SWMM.

Figura 5-17 Perfil de colectores del pozo 1 a 5.



Fuente: SWMM.

Tabla 5-18 Resumen resultados nodos del pozo 1 a 8'.

Resumen de Nivel en Nodos						

Nudo	Tipo	Nivel		Altura	Instante	
		Medio	Máximo	Máxima	Nivel Máx.	
		Metros	Metros	Metros	días	hr:min
1	JUNCTION	0.02	0.02	131.07	0	00:23
2	JUNCTION	0.02	0.02	130.44	0	00:00
3	JUNCTION	0.03	0.03	129.23	0	01:43
4	JUNCTION	0.02	0.02	129.84	0	00:11
5	JUNCTION	0.02	0.02	128.92	0	01:34
6	JUNCTION	0.02	0.02	125.86	0	00:13
7	JUNCTION	0.02	0.03	125.38	0	00:00
8	JUNCTION	0.02	0.02	122.37	0	01:34
8'	JUNCTION	0.02	0.02	121.29	0	01:41

Fuente: SWMM.

Tabla 5-19 Resumen resultados conductos del pozo 1 a 8’.

Resumen de Caudal en Líneas						

Línea	Tipo	Caudal Máximo LPS	Instante Caudal Máx días hr:min	Veloc. Máxima m/sec	Caudal Máx/ Lleno	Nivel Máx/ Lleno

1	CONDUIT	1.71	0 00:00	1.39	0.03	0.11
2	CONDUIT	1.66	0 00:00	1.18	0.02	0.11
3	CONDUIT	3.29	0 00:00	0.74	0.11	0.24
4	CONDUIT	1.58	0 00:00	1.26	0.03	0.11
5	CONDUIT	7.09	0 00:00	8.92	0.08	0.09
6	CONDUIT	1.50	0 00:13	0.82	0.03	0.13
7	CONDUIT	3.12	0 00:00	2.74	0.03	0.09
8	CONDUIT	1.50	0 00:26	1.08	0.02	0.11
9	CONDUIT	1.50	0 00:28	0.91	0.03	0.11

Fuente: SWMM.

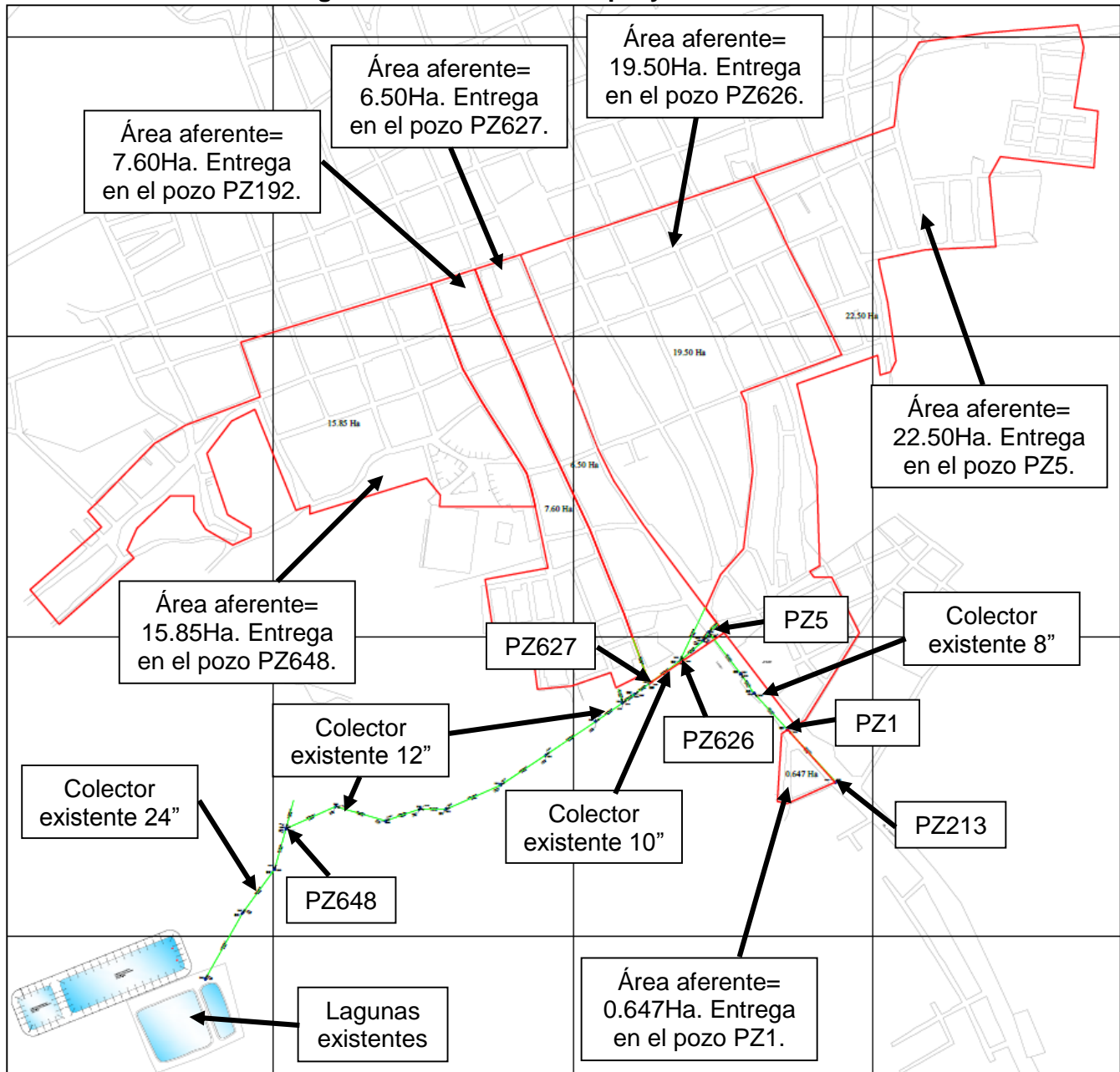
Los resultados de las modelaciones completas de los barrios Charco Colorado y El Socorro se pueden observar en los anexos 6 y 7 respectivamente.

5.9 MODELACIÓN Y VERIFICACIÓN EN SWMM DEL COLECTOR PRINCIPAL EXISTENTE

Como se mencionó en el numeral 5.8, los nuevos sistemas de alcantarillados de los barrios charco Colorado y El Socorro serán conectados a uno de los colectores principales del municipio.

El primer paso fue identificar el recorrido del colector principal y los ramales que se conectan a éste. Luego, se estimaron las áreas aferentes de cada ramal para realizar la verificación total del colector. En la Figura 5-18 Colector Principal y áreas aferentes., se puede identificar lo antes mencionado. Se mantuvo la misma numeración de los pozos, según plano suministrado por ADESA.

Figura 5-18 Colector Principal y áreas aferentes.



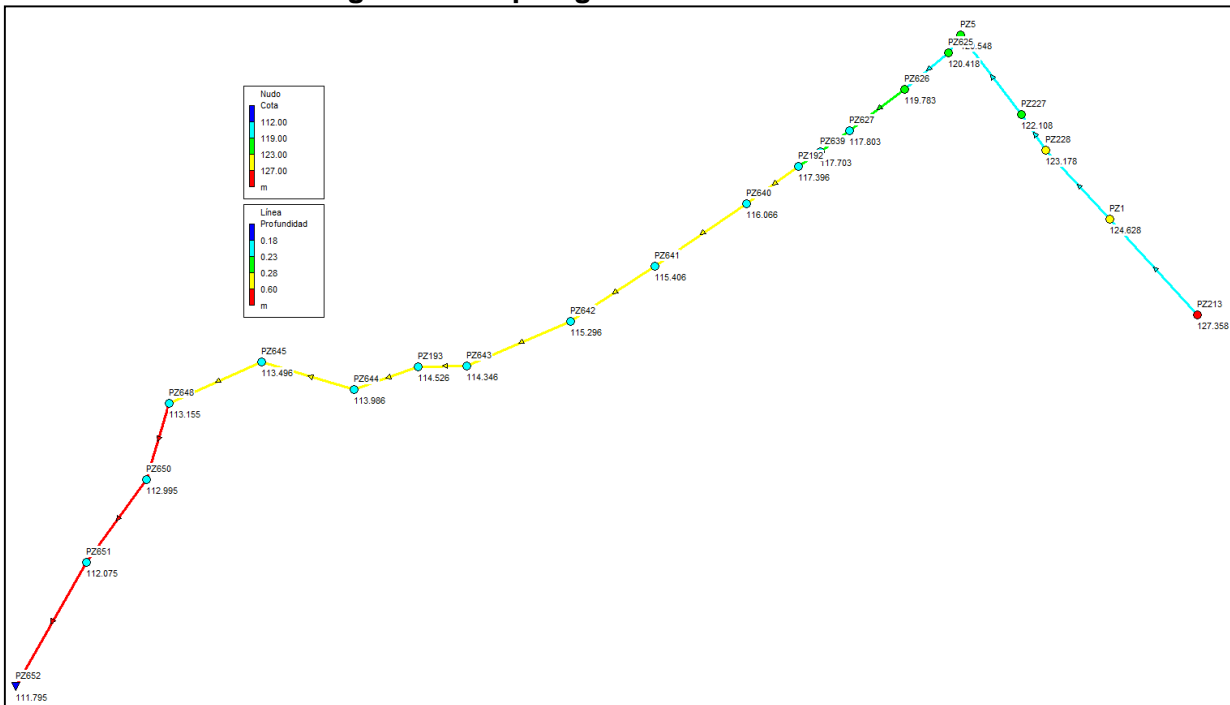
Fuente: Elaboración Propia.

En el pozo PZ213, se hace la conexión de los sistemas de alcantarillado de los dos barrios en estudio y de otras zonas, con un área total de 15.24Ha.

De manera análoga a lo realizado en el numeral 5.8, se realizó el trazado del sistema con pozos y tubos, indicando: cotas de fondo, profundidad de pozo, longitud y diámetro de tuberías.

El coeficiente de Manning se mantiene en 0.0096. En la Figura 5-19 Tipología de la red en SWMM., se muestra la tipología de la red en SWMM indicando la cota fondo de los pozos y el diámetro de los tubos.

Figura 5-19 Tipología de la red en SWMM.



Fuente: SWMM.

Reconocido el trazado del colector principal y estimadas las áreas aferentes, se realizó el cálculo de caudales del colector desde el pozo PZ213 hasta la entrega a las lagunas existentes.

Por tratarse del colector principal, el caudal máximo horario fue estimado con una curva de consumo del municipio de Corozal, cercano a al municipio de Sincé. El cálculo consiste en sumar QMD + QI + QC y obtener un caudal para cada hora según la curva de consumo. El pico se obtiene a las 6:00am con un factor de 1.52, por lo cual ésta será la hora crítica.

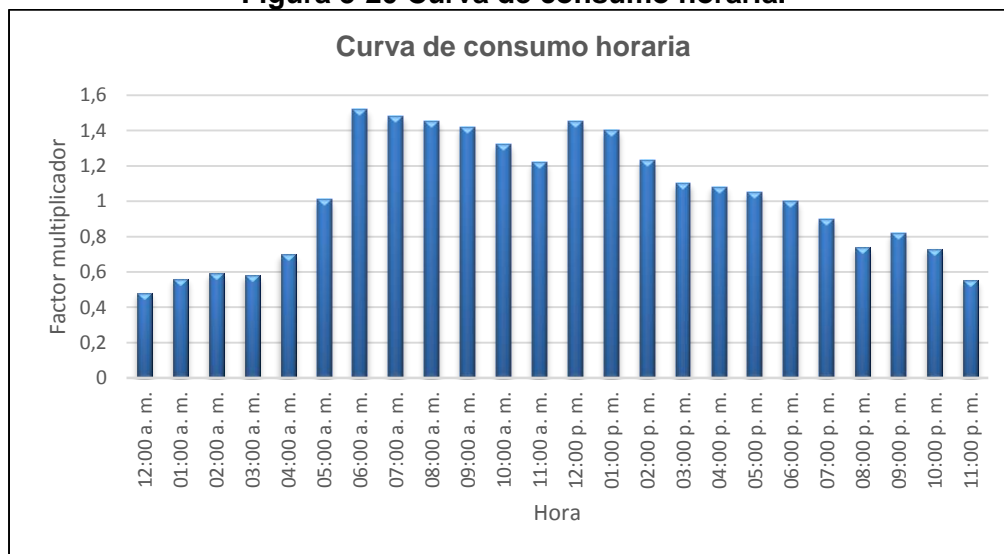
En la Tabla 5-20 y Figura 5-20, se muestra el cálculo del caudal base y la curva de consumo respectivamente.

Tabla 5-20 Caudales colector principal.

TRAMO		L	Area drenada (Ha)		Q medio de AR	Coefficiente de infiltración	Qi	Coefficiente de conexiones	Qe	Qm + Qi + Qe
DE	A	m	Propia	Acumulada	lps	l/s*Ha	lps	l/s*Ha	lps	lps
PZ213	PZ1	115.62	15.24	15.24	6.32	0.10	1.52	0.10	1.52	9.37
PZ1	PZ228	82.24	0.65	15.89	6.59	0.10	1.59	0.10	1.59	9.77
PZ228	PZ227	38.83	0.00	15.89	6.59	0.10	1.59	0.10	1.59	9.77
PZ227	PZ5	88.33	0.00	15.89	6.59	0.10	1.59	0.10	1.59	9.77
PZ5	PZ625	16.44	22.50	38.39	15.92	0.10	3.84	0.10	3.84	23.60
PZ625	PZ626	51.79	0.00	38.39	15.92	0.10	3.84	0.10	3.84	23.60
PZ626	PZ627	62.96	19.50	57.89	24.01	0.10	5.79	0.10	5.79	35.59
PZ627	PZ639	30.45	6.50	64.39	26.71	0.10	6.44	0.10	6.44	39.58
PZ639	PZ192	24.95	0.00	64.39	26.71	0.10	6.44	0.10	6.44	39.58
PZ192	PZ640	55.21	7.60	71.99	29.86	0.10	7.20	0.10	7.20	44.26
PZ640	PZ641	99.97	0.00	71.99	29.86	0.10	7.20	0.10	7.20	44.26
PZ641	PZ642	90.14	0.00	71.99	29.86	0.10	7.20	0.10	7.20	44.26
PZ642	PZ643	100.09	0.00	71.99	29.86	0.10	7.20	0.10	7.20	44.26
PZ643	PZ193	43.50	0.00	71.99	29.86	0.10	7.20	0.10	7.20	44.26
PZ193	PZ644	60.20	0.00	71.99	29.86	0.10	7.20	0.10	7.20	44.26
PZ644	PZ645	86.25	0.00	71.99	29.86	0.10	7.20	0.10	7.20	44.26
PZ645	PZ648	90.07	0.00	71.99	29.86	0.10	7.20	0.10	7.20	44.26
PZ648	PZ650	70.66	15.85	87.84	36.43	0.10	8.78	0.10	8.78	54.00
PZ650	PZ651	90.51	0.00	87.84	36.43	0.10	8.78	0.10	8.78	54.00
PZ651	PZ652	126.27	0.00	87.84	36.43	0.10	8.78	0.10	8.78	54.00

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 5-20 Curva de consumo horaria.



Fuente: Elaboración Propia.

Una vez calculados los caudales del colector principal, se realizó la modelación 1 de la red existente tal cual se encuentra construida, encontrando pozos y tubos sobrecargados por un tramo en contrapendiente, así:

- Tubo 14 en contra pendiente.

- Trece (13) pozos con sobrecarga.
- Tres (3) pozos inundados.
- Trece (13) conductos con sobre carga

Tabla 5-21 Modelación 1. Condiciones existentes - nodos.

Resumen de Sobrecarga en Nudos					

La sobrecarga ocurre cuando el agua sube por encima del conducto más elevado.					

Nudo	Tipo	Horas en carga	Máx. Altura sobre Tope Metros	Mín. Nivel bajo Base Metros	

PZ5	JUNCTION	1.96	0.900	0.000	
PZ625	JUNCTION	1.95	0.700	1.000	
PZ626	JUNCTION	1.82	0.218	1.132	
PZ627	JUNCTION	1.97	1.180	0.770	
PZ639	JUNCTION	1.96	0.658	0.942	
PZ192	JUNCTION	1.86	0.399	0.921	
PZ640	JUNCTION	1.92	1.295	0.105	
PZ641	JUNCTION	1.93	1.170	0.000	
PZ642	JUNCTION	1.89	0.595	0.255	
PZ643	JUNCTION	1.91	0.780	0.000	
PZ193	JUNCTION	1.84	0.353	0.997	
PZ644	JUNCTION	1.86	0.522	0.978	
PZ645	JUNCTION	1.85	0.843	0.457	

Resumen de Inundación en Nudos					

Inundación se refiere a toda el agua que rebosa de un nudo, quede estancada.					

Nudo	Horas Inundado	Caudal Máximo LPS	Instante en que sucede el Máximo días hr:min	Volumen Total Inund. 10 ⁶ ltr	Volumen Máximo Estanc. ha-mm

PZ5	1.95	13.21	0 00:56	0.090	0.00
PZ641	1.81	1.50	0 01:55	0.010	0.00
PZ643	1.84	68.78	0 00:05	0.067	0.00

Fuente: SWMM.

Tabla 5-22 Modelación 1. Condiciones existentes - conductos.

```

*****
Resumen de Sobrecarga de Conductos
*****

```

Conduit	Horas Lleno			Horas	Horas
	Ambos Ext	Ext.Ini.	Ext.Fin.	Q > Q unif. Tubo Lleno	Capacidad Limitada
5	1.95	1.95	1.95	1.98	1.95
6	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
7	1.82	1.82	1.82	0.01	0.01
8	1.96	1.96	1.96	1.98	1.96
9	1.95	1.95	1.95	1.96	1.95
10	1.86	1.86	1.86	0.01	0.01
11	1.92	1.92	1.92	1.92	1.92
12	1.89	1.89	1.89	1.94	1.89
13	1.89	1.89	1.89	0.01	0.01
14	1.84	1.84	1.84	1.90	0.01
15	1.84	1.84	1.84	0.01	0.01
16	1.85	1.85	1.85	1.86	1.84
17	0.01	0.01	0.01	1.86	0.01

Después de ajustar la pendiente, se realiza la modelación 2, solo cambiando el tramo 14. El resultado de la modelación arroja lo siguiente:

- Cuatro (4) pozos con sobrecarga (el agua se rebosa del nudo): PZ5, PZ627, PZ641 y PZ645. Pozos en color cyan. Ver Tabla 5-20.
- Cuatro (4) tramos también en sobrecarga ($Q/Q_{ll} > 1$): 5, 8, 12 y 17. Tramos en rojo. Ver Tabla 5-21.

Tabla 5-23 Modelación 2. Inundación de pozos.

```

*****
Resumen de Inundación en Nudos
*****

```

Inundación se refiere a toda el agua que rebosa de un nudo, quede estancada.

Nudo	Horas Inundado	Caudal Máximo LPS	Instante en	Volumen	Volumen
			que sucede el Máximo días hr:min	Total Inund. 10 ⁶ ltr	Máximo Estanc. ha-mm
PZ5	2.01	32.01	0 00:20	0.227	0.00
PZ627	2.00	34.46	0 00:11	0.246	0.00
PZ641	1.97	7.50	0 00:22	0.053	0.00
PZ645	1.89	21.06	0 00:10	0.128	0.00

Fuente: SWMM.

Tabla 5-24 Modelación 2. Inundación de conductos.

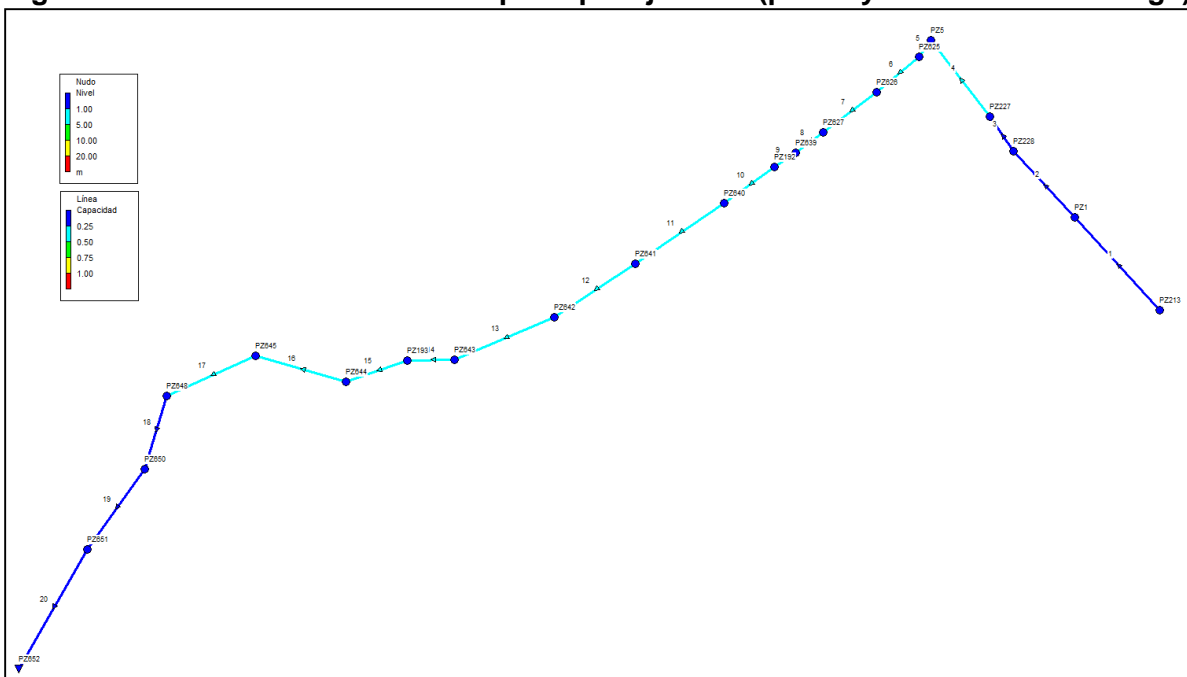
Resumen de Sobrecarga de Conductos *****					
Conduit	Horas Lleno			Horas	Horas
	Ambos Ext	Ext.Ini.	Ext.Fin.	Q > Q unif. Tubo Lleno	Capacidad Limitada
5	2.00	2.01	2.00	0.01	2.01
8	1.99	2.00	1.99	0.01	2.00
12	1.87	1.97	1.87	1.92	1.97
17	1.83	1.89	1.83	1.84	1.89

Fuente: SWMM.

Finalmente, se realizó una tercera modelación del colector existente, ver Figura 5-21 Modelación 3. Colector principal ajustado (pozos y tubos sin sobrecarga)., realizando los siguientes ajustes:

- Se bajó el pozo PZ642, PZ193 y PZ644 20cm, aumentando la pendiente del tramo 12.
- Se aumentó el diámetro de los tramos 5 y 6, de Ø8" a Ø10".
- Se aumentó la pendiente del tramo PZ640 – PZ641.
- Se aumentó el diámetro del tramos PZ645 – PZ648 de Ø12" a Ø14".

Figura 5-21 Modelación 3. Colector principal ajustado (pozos y tubos sin sobrecarga).



Fuente: SWMM.

De ésta manera se garantiza que los tubos no estén sobrecargados, que los pozos no se

rebosen y que los colectores tengan un $y/D < 0.85$, como lo exigen la resolución 0330 de 2017. En la Tabla 5-22 y la Tabla 5-23, se muestra el resumen de resultados de nodos y conductos respectivamente.

Tabla 5-25 Modelación 3. Pozos sin sobrecarga.

Resumen de Nivel en Nudos					

Nudo	Tipo	Nivel Medio Metros	Nivel Máximo Metros	Altura Máxima Metros	Instante Nivel Máx. días hr:min
PZ213	JUNCTION	0.05	0.06	127.42	0 06:20
PZ1	JUNCTION	0.06	0.07	124.70	0 06:33
PZ228	JUNCTION	0.05	0.06	123.24	0 06:33
PZ227	JUNCTION	0.06	0.07	122.18	0 06:26
PZ5	JUNCTION	0.11	0.13	120.68	0 06:40
PZ625	JUNCTION	0.10	0.12	120.54	0 06:31
PZ626	JUNCTION	0.09	0.11	119.90	0 06:36
PZ627	JUNCTION	0.12	0.16	117.96	0 06:27
PZ639	JUNCTION	0.14	0.18	117.58	0 06:28
PZ192	JUNCTION	0.14	0.17	117.27	0 06:24
PZ640	JUNCTION	0.12	0.15	116.81	0 06:35
PZ641	JUNCTION	0.16	0.21	115.61	0 06:12
PZ642	JUNCTION	0.14	0.18	115.18	0 06:18
PZ643	JUNCTION	0.15	0.20	114.55	0 06:34
PZ193	JUNCTION	0.17	0.22	114.34	0 06:48
PZ644	JUNCTION	0.16	0.21	114.09	0 06:56
PZ645	JUNCTION	0.19	0.24	113.74	0 07:00
PZ648	JUNCTION	0.15	0.18	113.34	0 06:47
PZ650	JUNCTION	0.10	0.13	113.12	0 06:47
PZ651	JUNCTION	0.13	0.16	112.23	0 06:48
PZ652	OUTFALL	0.13	0.16	111.65	0 06:48

Fuente: SWMM.

Tabla 5-26 Modelación 3. Tubos sin sobrecarga.

Resumen de Caudal en Líneas							

Línea	Tipo	Caudal Máximo LPS	Instante Caudal Máx días hr:min	Veloc. Máxima m/sec	Caudal Máx/ Lleno	Nivel Máx/ Lleno	
1	CONDUIT	14.24	0 06:21	1.72	0.27	0.36	
2	CONDUIT	14.85	0 06:26	1.67	0.32	0.37	
3	CONDUIT	14.85	0 06:21	1.72	0.26	0.37	
4	CONDUIT	14.85	0 06:22	1.00	0.32	0.56	
5	CONDUIT	35.87	0 06:24	1.59	0.65	0.55	
6	CONDUIT	35.87	0 06:54	1.67	0.54	0.52	
7	CONDUIT	54.10	0 06:23	2.45	0.49	0.60	
8	CONDUIT	60.16	0 06:23	1.86	0.84	0.75	
9	CONDUIT	60.16	0 06:28	1.75	0.97	0.79	
10	CONDUIT	67.28	0 06:40	1.83	0.67	0.56	
11	CONDUIT	67.28	0 06:26	1.64	0.53	0.62	
12	CONDUIT	67.28	0 06:13	1.46	0.88	0.69	
13	CONDUIT	67.28	0 06:18	1.49	0.74	0.67	
14	CONDUIT	67.28	0 06:40	1.34	0.84	0.74	
15	CONDUIT	67.28	0 06:43	1.32	0.94	0.75	
16	CONDUIT	67.28	0 06:36	1.28	0.88	0.79	
17	CONDUIT	67.28	0 07:00	1.13	0.89	0.67	
18	CONDUIT	82.08	0 06:47	1.43	0.21	0.26	
19	CONDUIT	82.08	0 06:47	1.63	0.10	0.24	
20	CONDUIT	82.08	0 06:48	1.42	0.15	0.26	

Fuente: SWMM.

El informe completo de la modelación 3, se puede observar en el anexo 8.

5.10 PRESUPUESTO ESTIMADO DE OBRA

Se elaboró un presupuesto aproximado del sistema de alcantarillado de aguas residuales, teniendo en cuenta los siguientes componentes principales:

- Tuberías PVC Alcantarillado.
- Domiciliarias cortas y largas.
- Red de bombeo (tuberías y válvulas).
- Equipos de bombeo.
- Construcciones en mampostería y concreto (pozos de inspección y húmedos).
- Movimientos de tierra.
- Ensayos y varios.

Tabla 5-27 Resumen presupuesto sistema de alcantarillado.

ANEXO 9. PRESUPUESTO ALCANTARILLADO SINCE - BARRIOS CHARCO COLORADO Y EL SOCORRO						
Código	Descripción	Diám	Unid.	Cant.	P. Unit \$	P. total \$
1	SISTEMA DE AGUAS RESIDUALES					
1.1	Alcantarillado sanitario					
	<i>Subtotal Tubería y domiciliarias</i>					\$ 421,925,096
1.2	Red de Bombeo Aguas Residuales					
	<i>Subtotal Red Bombeo Aguas Residuales</i>					\$ 242,966,176
1.3	Suministro de Equipos					
	<i>Subtotal suministro de equipos</i>					\$ 129,083,600
1.4	Construcciones en Mampostería y Concreto					
	<i>Subtotal construcciones en mampostería y concreto</i>					\$ 128,543,562
1.5	Movimientos de Tierra					
	<i>Subtotal movimientos de tierra</i>					\$ 265,850,020
1.5	Ensayos, pruebas y puestas en servicio					
	<i>Subtotal ensayos, pruebas y puestas en servicio</i>					\$ 3,000,000
1.6	Varios					
	<i>Subtotal varios</i>					\$ 33,747,868
					Total Costo Directo	\$ 1,225,116,322

Fuente: Elaboración Propia.

El presupuesto completo se puede observar en el anexo 9.

5.11 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE MATERIALES

5.11.1 TUBERÍA PVC ALCANTARILLADO.

Se usará tubería de PVC para la red de alcantarillado de aguas residuales.

La tubería de PVC pared estructural para aguas residuales debe cumplir lo estipulado en la NTC 3721, con unión mecánica.

5.11.2 TUBERÍA PVC PRESIÓN.

Para las redes de bombeo se utilizará tubería de PVC Presión; las tuberías deberán tener la siguiente especificación:

Tabla 5-28 RDE de tuberías PVC Presión.

Diámetro	RDE
Ø½"	9
Ø¾"	11
>Ø1"	21

Fuente: Elaboración Propia.

Las tuberías deberán cumplir lo estipulado en la NTC 382 y los accesorios estarán fabricados de acuerdo a la NTC 1339.

5.11.3 POZOS Y CAJAS DE INSPECCIÓN.

Se construirán en todos los casos de las medidas, capacidades y materiales indicados en los Planos, su construcción será de acuerdo con lo indicado en las normas de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado y con las indicaciones de la Interventoría, debiendo emplearse materiales de la mejor calidad a juicio de ésta.

En el fondo de la excavación se colocará una base de concreto, de un espesor de 0,10m para cajas y 0.20m para pozos como mínimo; sobre esta base se dispondrán las tuberías de entrada y salida, colocados en su nivel y dirección exactos y recién después de efectuada la prueba hidráulica de las tuberías se procederá a levantar los muros de ladrillo, o el hormigón, revocada interiormente con mortero 1:3 (cemento y arena) terminada con alisado de cemento impermeable.

En el fondo se conformarán las cañuelas con el concreto correspondiente, los que tendrán fuerte declive hacia las canaletas, que serán profundas y bien perfiladas, revocando sus caras, como se indicó anteriormente, con alisado de cemento puro.

Las cajas tendrán un ancho de 0.60x0.60 m y no excederán 0.60 m. de profundidad (medida desde el nivel de la tapa hasta la batea de la tubería de entrada), cuando se tengan profundidades de hasta de 1.0 m. las cajas tendrán un ancho de 0.7x0.70; cuando los colectores excedan 1.0 m. de profundidad se construirá un pozo de inspección, con un diámetro de 1.20 m., debiendo llevar un cono de reducción en mampostería de 0.15 m. de espesor.

El cuerpo de las cajas y pozos de inspección puede construirse en mampostería de ladrillo para diámetros de 1.20m.

Las escaleras de las cámaras en concreto deberán quedar embebidas en la pared por lo menos 0.07m, construidas en varilla corrugada de ¾" de 420Mpa y protegidas con pintura anticorrosiva.

La resistencia mínima a la compresión del concreto debe ser de 28 Mpa o lo que indique el diseño estructural.

Las dimensiones de la cámara de concreto se puede observar en el plano de detalles.

Los pozos llevarán marco y tapa en hierro fundido (las tapas deberán contar con orificios de ventilación), tendrán escalones (las que excedan de 1.00 m. de profundidad) formados con varillas de hierro galvanizado de 2cm (3/4") de diámetro, un largo 0.40m separados de la pared 0.20m y espaciados 40cm aproximadamente entre sí. En andén y calzada, en general, llevarán marco y tapa de hierro fundido, para tránsito pesado. En andenes y playas de maniobra serán de Hierro galvanizado, según típico indicado en planos.

5.11.4 TENDIDO DE TUBERÍA ENTERRADA

Ninguna excavación deberá hacerse en terreno rellenado o removido, hasta tanto se haya compactado para soportar la construcción. Todas las zanjas deberán estar secas y limpias en la ubicación y profundidad que indican los planos cuando se tiende la tubería.

En todas las tuberías que no necesiten pendientes, se podrá acompañar el perfil del terreno sin cambios bruscos que puedan tensionarla o producir pérdidas a través de las juntas. A tal efecto la deflexión de tubería adoptada no excederá la mitad de la deflexión de tubería admitida por el tipo de junta utilizada y el diámetro de la tubería. Esto tiene como objeto tener un margen suficiente para absorber posibles asentamientos del terreno.

En los casos en que la excavación sea hecha a mayor profundidad que la indicada o bien donde el terreno hubiera sido disgregado, ya sea por factores atmosféricos o por cualquier otra causa imputable o no a la falta de previsión del Contratista, este deberá rellenar con concreto pobre, de forma tal que permita alcanzar el nivel de obra previsto.

No se alcanzará nunca de primera intención la cota definitiva de fondo de las excavaciones, sino que se dejará siempre una capa de 0,10m de espesor que sólo se recortará en el momento de efectuar el apoyo de tubería.

La excavación se realizará con suma precaución, teniendo en cuenta la naturaleza del terreno.

Se trabajará con bombas eyectoras, si se estuviera en presencia de agua.

Las zanjas deberán tener las pendientes requeridas y se excavarán de manera tal que las tuberías se apoyen en toda su longitud, salvo las uniones. Cuando la profundidad de la zanja supera el metro, se preverá el apuntalamiento de las mismas, para evitar el desmoronamiento de los laterales. El apuntalamiento deberá reunir las condiciones que permitan y aseguren la ejecución de los trabajos correctamente.

La excavación de tuberías y para bocas de desagüe, bocas de registro, cajas y pozos de

inspección se tendrá en cuenta, como así también la rotura de los pavimentos si fuera necesario. Si por cualquier motivo la excavación se hubiera profundizado más de lo debido, se rellenará con concreto hasta el nivel correspondiente.

Para los rellenos y cimentación de tuberías se debe seguir lo indicado en los planos, validado por geotecnia una vez verificadas las condiciones reales del suelo durante la obra y aprobado por la interventoría del proyecto.

5.11.5 DOMICILIARIA

Las domiciliarias de las viviendas existentes deben cumplir lo siguiente:

- Se utilizará tubería PVC SANITARIA que cumpla lo dispuesto en la NTC 1087, con un diámetro mínimo de 6".
- Se construirán cajas de inspección de 60*60 de acuerdo a las especificaciones del numeral 5.3.
- La pendiente mínima de la domiciliaria será del 2.00%.

La conexión a la red de alcantarillado se hará mediante Silla Yee, de acuerdo al detalle de los planos.

5.12 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE EQUIPOS DE BOMBEO

5.12.1 GENERALIDADES

Toda la provisión, tanto en materiales, ensamble y diseño deben cumplir como mínimo las siguientes normas, teniendo como prioridad la más exigente.

- Empresa de Acueducto y Alcantarillado del municipio
- RAS Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico.
- Normas Técnicas Colombianas, emitidas por el Icontec

Todos los elementos que componen los sistemas de bombeo de agua, tales como equipos, materiales, accesorios, etc., serán nuevos y deben estar en perfecto estado.

5.12.2 EQUIPOS DE BOMBEO ESTACIÓN DE AGUAS RESIDUALES

Descripción

El sistema de bombeo de aguas residuales se compone de una estación de bombeo enterrada desde el cual se toma el agua, dos bombas con su sistema eléctrico, un sistema de tuberías para la conducción del agua hasta la descarga y elementos para el mantenimiento del sistema tales como válvulas de control, válvulas de cheque, uniones para desarmar (bridas, universales).

Los equipos de bombeo de la estación de bombeo enterrada, serán bombas del tipo

sumergible. El cuerpo, la carcasa y el rotor serán en hierro, el sello mecánico. La bomba debe estar especificada para bombear agua con sólidos de un tamaño máximo de 40 mm. La tornillería y los casquillos serán de acero inoxidable.

El motor será eléctrico, trifásico para una corriente de 220 V.

El equipo debe estar montado sobre una base antivibratoria de concreto o un material similar. Cada bomba debe disponer de una cadena para izar o bajar la bomba en caso de mantenimiento o cambio

Instalación eléctrica

La red eléctrica debe garantizar el flujo de corriente máximo que requiere el equipo para su óptimo funcionamiento. El sistema debe llevar señales a un tablero de control el cual debe contener los siguientes elementos:

- Armario metálico: lámina en acero calibre 14, pintura fostatizante, acabado de esmalte al horno
- Protectores termomagnéticos
- Contactores para protección contra corto circuito
- Arrancador directo o estrella triangulo
- Relé térmico
- Luces indicadoras de encendido o apagado
- Botón pulsador para arranque manual de la bomba
- Interruptor de flotador (ampolleta de mercurio) para:
 - Apagado en caso de bajo nivel en el tanque
 - Encendido de las bombas
 - Alarma sonora en caso de nivel muy alto en el tanque

El tablero deberá tener como mínimo los siguientes controles:

- Selector de dos posiciones de prendido y apagado del tablero.
- Señal luminosa de energización del tablero.
- Selector de tres posiciones: manual, automático y apagado para el arranque de la bomba
- Controlador de prendido y apagado mediante señal al tablero de los sensores de presión instalados en la red.
- Indicador de aguja para voltaje y amperaje.
- Señal de alarma auditiva (sirena) por señal de alto nivel en el tanque cuando las bombas no entran en funcionamiento.
- Otros elementos propios de los tableros de control como señales luminosas, regletas, portafusibles y fusibles.

Características de los equipos

El equipo de bombeo de aguas residuales se debe componer de dos unidades, las cuales deben tener una capacidad del 100% del caudal total cada una. El sistema será automático y aditivo, con posibilidad de funcionar de manera alternada en operación normal y simultánea cuando se supere la cota de alarma. Las características serán las siguientes:

Tabla 5-29 Equipo de Bombeo Estación barrio Charco Colorado.

Unidad	Caudal (lt/sg)	Cabeza dinámica (mca)	Potencia (Aprox)
Bomba 1	9.80	18.20	11.30
Bomba 2	9.80	18.20	11.30

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5-30 Equipo de Bombeo Estación barrio El Socorro.

Unidad	Caudal (lt/sg)	Cabeza dinámica (mca)	Potencia (Aprox)
Bomba 1	13.60	25.60	24.00
Bomba 2	13.60	25.60	24.00

Fuente: Elaboración Propia.

- Localización: Sincé, Sucre, Colombia, 137 msnm
- Temperatura media: 30.0°C

Ensayos y pruebas

Además de todas las pruebas de rendimiento (presión, potencia, caudal, rpm, etc) se realizaran pruebas de arranque, fallas, anomalías, etc., empleándose de ser necesario simulaciones.

Los lineamientos de los ensayos estarán conforme a la norma DIN 1944, "Ensayo de Recepción de Bombas Centrifugas", y el procedimiento será sometido a la aprobación de la Interventoría.

Se verificará en el ensayo en taller entre otras cosas lo siguiente:

- Sentidos de giros y r.p.m. correctos
- Tensado de correas y conexiones flexibles
- Alineamiento por comparadores bomba/motor
- Corrientes circulantes y protecciones eléctricas
- Engrase y lubricación de las partes
- Correctas temperaturas de funcionamiento
- Accionamiento de alarmas (reales o simuladas)
- Los circuitos de enfriamiento y lubricación, estén completos

Se medirán los caudales/presión/potencia/r.p.m./etc para situaciones de caudal nulo, caudal nominal, 25, 50, 100, 125 y 150% de caudal nominal y se trazaran las respectivas curvas, constatando lo ofrecido.

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se logró cumplir con el objetivo general del trabajo el cual era diseñar el sistema de saneamiento básico de aguas residuales de los sectores El Socorro y Charco Colorado en el municipio de San Luis de Sincé; cumpliendo con todas las exigencias del nuevo reglamento vigente para Colombia Resolución 0330 (Nuevo RAS) que entró en vigencia a partir del 8 de Junio del 2017.
- En cuanto al diseño de los colectores, debido a que los caudales del sistema son muy pequeños y a las características topográficas del terreno con sus altas pendientes, el diámetro mínimo que exige la norma es suficiente para cumplir con los parámetros de fuerza tractiva, profundidad hidráulica y flujos estables en todo el sistema.
- En general, los tramos iniciales o con caudales pequeños de un sistema de alcantarillado serán siempre supercríticos debido a que al obligar al sistema a cumplir con un diámetro mínimo y una fuerza tractiva mínima, la pendiente del tramo tendrá que ser siempre mayor que la pendiente crítica.
- Se logró comprobar mediante EPA SWMM que para flujo permanente el sistema tiene un comportamiento similar a los picos del flujo no permanente, garantizando el cumplimiento de las restricciones de la fuerza tractiva y la profundidad hidráulica.
- Al momento de realizar la verificación del funcionamiento hidráulico del colector principal existente, desde el punto de conexión hasta la descarga al sistema de tratamiento, se evidenció que es necesario aumentar el diámetro y la pendiente de algunos tramos existentes para lograr un buen funcionamiento del sistema.
- El presupuesto de obra aproximado de las nuevas redes proyectadas es de \$1.225.116.322 pesos.

7 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Viceministerio de Agua y Saneamiento Básico (2017). *Resolución 0330 de 2017*. Bogotá D.C.
- Viceministerio de Agua y Saneamiento Básico (2016). *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS. Título D: Sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y aguas lluvias*. Bogotá D.C.
- Lopez, R. (2004). *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados* (2ª ed). Bogotá D.C.: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Departamento Administrativo Nacional de Estadística (2017). *Demografía y Población - Censo General de 2005*. Recuperado de: <http://www.dane.gov.co/index.php/estadisticas-por-tema/demografia-y-poblacion/censo-general-2005-1>.
- Alcaldía Municipal de San Luis de Sincé (2007). *Plan de Ordenamiento Territorial*. San Luis de Sincé.
- Alcaldía Municipal de San Luis de Sincé (2011). *Planes maestros de Acueducto y Alcantarillado*. San Luis de Sincé.
- Alcaldía Municipal de San Luis de Sincé (2016). *Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos*. San Luis de Sincé.
- McGhee, T (1999). *Abastecimiento de Agua y Alcantarillado* (6a ed). Bogotá D.C.: McGraw Hill.
- Metcalf & Eddy (1995). *Ingeniería de Aguas residuales* (2a ed). Madrid.: McGraw Hill.
- Rodríguez, H. (2009). *Hidráulica Experimental*. Bogotá D.C.: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Corredor, J. (2014). Hoja de cálculo programada para el diseño de una estación de bombeo de agua residual con base de datos de bombas sumergibles. (Trabajo de Grado). Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Bogotá D.C.

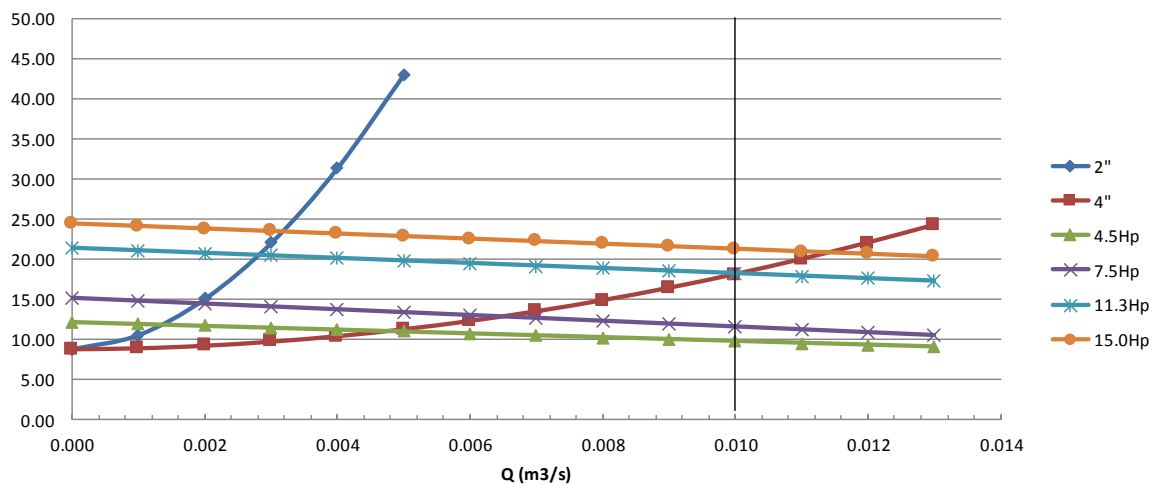
8.3 ANEXO 3. ESTACIÓN DE BOMBEO CHARCO COLORADO.

CAUDAL		
CAUDAL MÁXIMO HORARIO	8.07	lt / seg
CAUDAL DE INFILTRACIÓN	0.57	lt / seg
CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS	1.14	lt / seg
CAUDAL DE DISEÑO	9.79	lt / seg
CAUDAL DISEÑO C/BOMBA	9.79	lt / seg
CAUDAL DISEÑO C/BOMBA	0.010	m3 / seg
FORMA	CUADRADO	
PRENDIDAS/HORA	6	
TIEMPO DE CICLO (O RETENCIÓN)	600	sg
TIEMPO DE CICLO (O RETENCIÓN)	10	min
VOLUMEN REQUERIDO	1.47	m3
VERIFICACIÓN RES 0330		
CAUDAL DISEÑO C/BOMBA	0.59	m3/min
FACTOR SEGURIDAD	2.50	
VOLUMEN REQUERIDO	1.47	m3
LADO	1.40	m
A	1.96	m2
h prendido	0.75	m
ALTURA ESTÁTICA		
NIVEL DE DESCARGA	127.83	mts
NIVEL DE SUCCION	119.00	mts
CABEZA ESTÁTICA	8.8	mca
DIÁMETRO MÁXIMO Y MÍNIMO		
Dd máx=	0.11162972 m	4 pulg
Dd mín=	0.07060084 m	2 pulg

RESUMEN CURVAS CARÁCTERÍSTICAS DE SISTEMA DE TUBERÍAS Y BOMBAS

Q	Hb	Hb	Hb	Hb	Hb	Hb
m3/s	m	m	m	m	m	m
	2"	4"	4.5Hp	7.5Hp	11.3Hp	15.0Hp
0.000	8.83	8.83	12.19	15.17	21.41	24.45
0.001	10.59	8.95	11.95	14.81	21.09	24.14
0.002	15.09	9.27	11.71	14.45	20.77	23.82
0.003	22.07	9.77	11.47	14.08	20.45	23.50
0.004	31.41	10.45	11.23	13.72	20.14	23.18
0.005	43.05	11.30	10.98	13.36	19.82	22.87
0.006	56.94	12.33	10.74	13.00	19.50	22.55
0.007	73.05	13.52	10.50	12.63	19.18	22.23
0.008	91.35	14.89	10.26	12.27	18.87	21.91
0.009	111.81	16.42	10.02	11.91	18.55	21.60
0.010	134.43	18.12	9.78	11.55	18.23	21.28
0.011	159.19	19.98	9.53	11.19	17.91	20.96
0.012	186.06	22.01	9.29	10.82	17.60	20.64
0.013	215.05	24.20	9.05	10.46	17.28	20.33

RESUMEN CURVAS CARÁCTERÍSTICAS



Las combinaciones que cruzan a la derecha de la vertical, son las que cumplen con las necesidades de caudal y presión del sistema. Para escoger la más adecuada, se debe tener en cuenta la bomba con mayor eficiencia energética, el cálculo se muestra en la siguiente hoja.

SELECCIÓN DE BOMBA ÓPTIMA

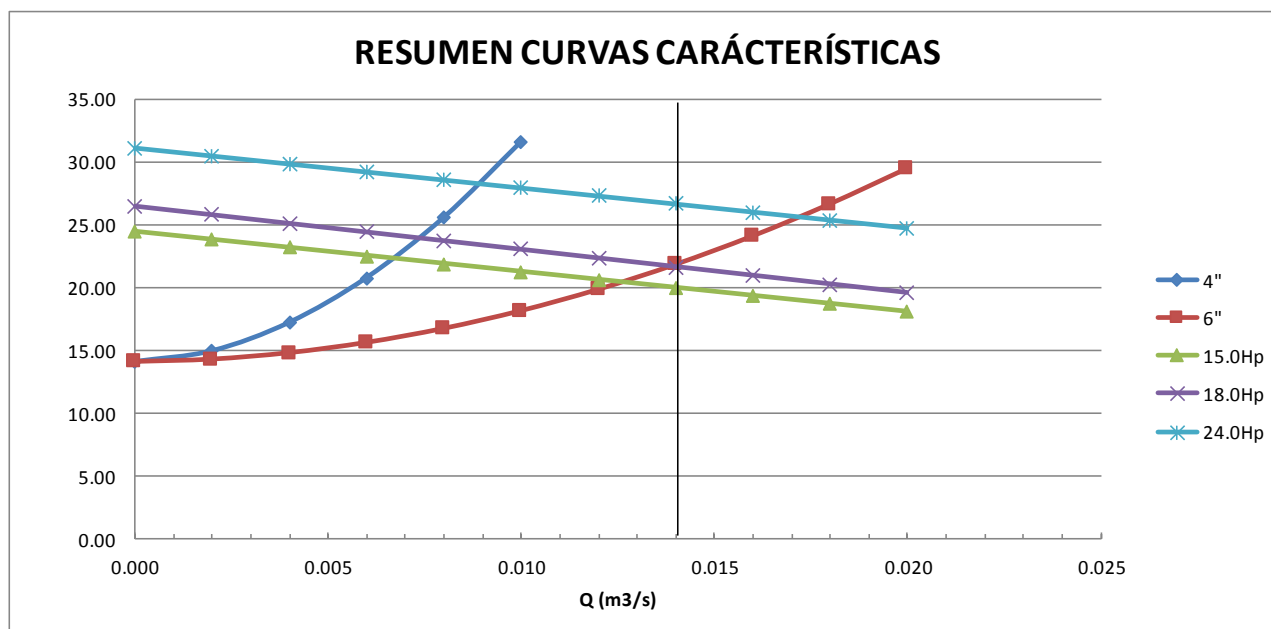
Tarifa Energía 280 \$/KWH											
Q	BOMBA	Hb	Hb	n	Volumen	T	Pot	Pot	Consumo	Costo Oper	
m3/s		m	m	%	m3	hr	W	Hp	KWH	\$	
Tipo		4"									
0.010	11.3Hp	18.211	18.211	0.439	1.468	0.041	4085.680	5.479	0.166	46.367	
0.011	15.0Hp	20.825	20.825	0.455	1.468	0.036	5114.427	6.859	0.183	51.100	
									Costo min=	46.367 \$	
									Bomba Óptima=	11.3Hp	

8.4 ANEXO 4. ESTACIÓN DE BOMBEO EL SOCORRO.

CAUDAL		
CAUDAL MÁXIMO HORARIO	11.39	lt / seg
CAUDAL DE INFILTRACIÓN	0.73	lt / seg
CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS	1.45	lt / seg
CAUDAL DE DISEÑO	13.57	lt / seg
CAUDAL DISEÑO C/BOMBA	13.57	lt / seg
CAUDAL DISEÑO C/BOMBA	0.014	m3 / seg
FORMA	CUADRADO	
PRENDIDAS/HORA	6	
TIEMPO DE CICLO (O RETENCIÓN)	600	sg
TIEMPO DE CICLO (O RETENCIÓN)	10	min
VOLUMEN REQUERIDO	2.03	m3
VERIFICACIÓN RES 0330		
CAUDAL DISEÑO C/BOMBA	0.81	m3/min
FACTOR SEGURIDAD	2.50	
VOLUMEN REQUERIDO	2.03	m3
LADO	1.60	m
A	2.56	m2
h prendido	0.79	m
ALTURA ESTÁTICA		
NIVEL DE DESCARGA	124.40	mts
NIVEL DE SUCCION	110.30	mts
CABEZA ESTATICA	14.1	mca
DIÁMETRO MÁXIMO Y MÍNIMO		
Dd máx=	0.1314259 m	5 pulg
		6 pulg

RESUMEN CURVAS CARÁCTERÍSTICAS DE SISTEMA DE TUBERÍAS Y BOMBAS

Q m ³ /s	Hb m 4"	Hb m 6"	Hb m 15.0Hp	Hb m 18.0Hp	Hb m 24.0Hp
0.000	14.10	14.10	24.45	26.50	31.11
0.002	14.96	14.29	23.82	25.81	30.48
0.004	17.23	14.80	23.18	25.12	29.84
0.006	20.80	15.62	22.55	24.43	29.21
0.008	25.62	16.73	21.91	23.74	28.58
0.010	31.66	18.14	21.28	23.05	27.94
0.012	38.91	19.83	20.64	22.36	27.31
0.014	47.34	21.81	20.01	21.67	26.67
0.016	56.94	24.08	19.37	20.98	26.04
0.018	67.71	26.62	18.74	20.30	25.41
0.020	79.63	29.45	18.10	19.61	24.77



Las combinaciones que cruzan a la derecha de la vertical, son las que cumplen con las necesidades de caudal y presión del sistema. Para escoger la más adecuada, se debe tener en cuenta la bomba con mayor eficiencia energética, el cálculo se muestra en la siguiente hoja.

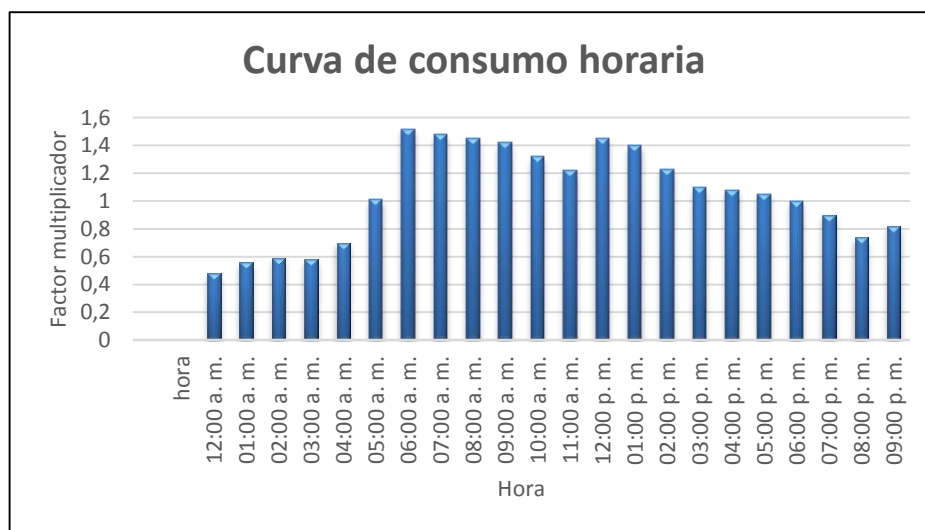
SELECCIÓN DE BOMBA ÓPTIMA

Tarifa Energía 280 \$/KWH											
Q m ³ /s	BOMBA	Hb m	Hb m		n %	Volumen m ³	T hr	Pot W	Pot Hp	Consumo KWH	Costo Oper \$
Tipo		6"									
0.014	18.0Hp	21.704	21.704	0.000	0.312	2.035	0.041	9459.725	12.686	0.384	107.613
0.017	24.0Hp	25.641	25.641	0.000	0.435	2.035	0.033	9965.797	13.364	0.326	91.379
										Costo min=	91.379 \$
										Bomba Óptima=	24.0Hp

8.5 ANEXO 5. CÁLCULO DE CAUDALES - COLECTOR PRINCIPAL DEL MUNICIPIO.

Poblacion de la cabecera		53603	0.00%
Extension del casco urbano		178	0.00%
Densidad urbana		301.14	0.00%
CONSUMO		140	0.85

TRAMO		L	Area drenada (Ha)		Q medio de AR	Coefficiente de infiltración	Qi	Coefficiente de conexiones	Qe	Qm + Qi + Qe
DE	A	m	Propia	Acumulada	lps	l/s*Ha	lps	l/s*Ha	lps	lps
PZ213	PZ1	115.62	15.24	15.24	6.32	0.10	1.52	0.10	1.52	9.37
PZ1	PZ228	82.24	0.65	15.89	6.59	0.10	1.59	0.10	1.59	9.77
PZ228	PZ227	38.83	0.00	15.89	6.59	0.10	1.59	0.10	1.59	9.77
PZ227	PZ5	88.33	0.00	15.89	6.59	0.10	1.59	0.10	1.59	9.77
PZ5	PZ625	16.44	22.50	38.39	15.92	0.10	3.84	0.10	3.84	23.60
PZ625	PZ626	51.79	0.00	38.39	15.92	0.10	3.84	0.10	3.84	23.60
PZ626	PZ627	62.96	19.50	57.89	24.01	0.10	5.79	0.10	5.79	35.59
PZ627	PZ639	30.45	6.50	64.39	26.71	0.10	6.44	0.10	6.44	39.58
PZ639	PZ192	24.95	0.00	64.39	26.71	0.10	6.44	0.10	6.44	39.58
PZ192	PZ640	55.21	7.60	71.99	29.86	0.10	7.20	0.10	7.20	44.26
PZ640	PZ641	99.97	0.00	71.99	29.86	0.10	7.20	0.10	7.20	44.26
PZ641	PZ642	90.14	0.00	71.99	29.86	0.10	7.20	0.10	7.20	44.26
PZ642	PZ643	100.09	0.00	71.99	29.86	0.10	7.20	0.10	7.20	44.26
PZ643	PZ193	43.50	0.00	71.99	29.86	0.10	7.20	0.10	7.20	44.26
PZ193	PZ644	60.20	0.00	71.99	29.86	0.10	7.20	0.10	7.20	44.26
PZ644	PZ645	86.25	0.00	71.99	29.86	0.10	7.20	0.10	7.20	44.26
PZ645	PZ648	90.07	0.00	71.99	29.86	0.10	7.20	0.10	7.20	44.26
PZ648	PZ650	70.66	15.85	87.84	36.43	0.10	8.78	0.10	8.78	54.00
PZ650	PZ651	90.51	0.00	87.84	36.43	0.10	8.78	0.10	8.78	54.00
PZ651	PZ652	126.27	0.00	87.84	36.43	0.10	8.78	0.10	8.78	54.00



8.6 ANEXO 6. MODELACIÓN SWMM CHARCO COLORADO.

STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.0 vE (Build 5.0.018 vE)

Traducido por el Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos
Universidad Politécnica de Valencia

NOTA: El resumen estadístico mostrado en este informe se basa en los resultados obtenidos en todos los intervalos de cálculo, no sólo en los intervalos registrados en el informe.

Opciones de Análisis

Unidades de Caudal LPS

Modelos utilizados:

Lluvia/Escorrentía NO

Deshielo de Nieve NO

Flujo Subterráneo NO

Cálculo Hidráulico SI

Permitir Estancamiento . NO

Calidad del Agua NO

Método de Cálculo Hidráulico DYNWAVE

Fecha de Comienzo NOV-12-2017 00:00:00

Fecha de Finalización NOV-12-2017 02:00:00

Días Previos sin Lluvia 0.0

Report Time Step 00:15:00

Intervalo de Cálculo Hidráulico . 30.00 s

Errores de Continuidad

*****	Volumen	Volumen
Cálculo Hidráulico	ha·m	10 ³ m ³
*****	-----	-----
Aporte Tiempo Seco	0.000	0.000
Aporte Tiempo Lluvia	0.000	0.000
Aporte Ag. Subterránea ...	0.000	0.000
Aportes dep. Lluvia	0.000	0.000
Aportes Externos	0.008	0.082
Descargas Externas	0.008	0.079
Descargas Internas	0.000	0.000
Perdidas Almacenamiento ..	0.000	0.000
Vol. Almacenado Inicial ..	0.000	0.000
Vol. Almacenado Final	0.000	0.002
% Error Continuidad	0.596	

Máximos Errores de Continuidad

Nudo 13 (1.33%)

Nudo 21 (1.27%)

Nudo 16 (1.11%)

Nudo 17 (1.07%)

Incremento de Tiempo de Elementos Críticos

Línea 28 (99.63%)

Máximos Índices de Inestabilidad

Todas las líneas son estables.

Resumen de Intervalo de Cálculo Hidráulico

Intervalo de Cálculo Mínimo : 3.29 seg

Intervalo de Cálculo Medio : 3.37 seg

Intervalo de Cálculo Máximo : 30.00 seg

Porcentaje en Reg. Permanente : 0.00

Nº medio iteraciones por instante : 2.00

Resumen de Nivel en Nudos

Nudo	Tipo	Nivel Medio Metros	Nivel Máximo Metros	Altura Máxima Metros	Instante Nivel Máx. días hr:min
1	JUNCTION	0.02	0.02	131.07	0 00:23
2	JUNCTION	0.02	0.02	130.44	0 00:00
3	JUNCTION	0.03	0.03	129.23	0 01:43
4	JUNCTION	0.02	0.02	129.84	0 00:11
5	JUNCTION	0.02	0.02	128.92	0 01:34
6	JUNCTION	0.02	0.02	125.86	0 00:13
7	JUNCTION	0.02	0.03	125.38	0 00:00
8	JUNCTION	0.02	0.02	122.37	0 01:34
8'	JUNCTION	0.02	0.02	121.29	0 01:41

9	JUNCTION	0.03	0.03	130.81	0 00:24
10	JUNCTION	0.02	0.02	130.48	0 01:03
11	JUNCTION	0.02	0.02	129.86	0 00:36
12	JUNCTION	0.03	0.03	125.65	0 00:15
13	JUNCTION	0.02	0.02	125.38	0 01:38
14	JUNCTION	0.03	0.03	127.45	0 00:29
15	JUNCTION	0.02	0.02	129.84	0 00:13
16	JUNCTION	0.03	0.03	127.26	0 01:55
17	JUNCTION	0.03	0.03	126.88	0 00:56
18	JUNCTION	0.02	0.02	129.89	0 00:00
19	JUNCTION	0.03	0.03	126.63	0 00:57
20	JUNCTION	0.02	0.02	127.68	0 00:00
21	JUNCTION	0.04	0.04	126.13	0 01:32
22	JUNCTION	0.02	0.02	128.04	0 00:25
23	JUNCTION	0.03	0.03	126.64	0 00:25
24	JUNCTION	0.03	0.03	125.26	0 00:59
25	JUNCTION	0.04	0.04	121.13	0 00:59
26	JUNCTION	0.18	0.18	119.90	0 01:08
EB	OUTFALL	0.00	0.00	118.30	0 00:00
28	OUTFALL	0.00	0.00	118.30	0 00:00

Resumen de Aportes en Nudos

Nudo	Tipo	Aporte Lateral	Aporte Total	Instante de Aporte	Volumen Aporte Lateral	Volumen Aporte Total
		Máximo LPS	Máximo LPS	Máximo días hr:min	10 ⁶ ltr	10 ⁶ ltr
1	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
2	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
3	JUNCTION	0.00	1.50	0 00:35	-0.011	0.011
4	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
5	JUNCTION	0.00	3.38	0 00:00	-0.011	0.011
6	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
7	JUNCTION	0.00	6.59	0 00:00	-0.011	0.011
8	JUNCTION	0.00	3.12	0 00:00	0.000	0.010
8'	JUNCTION	0.00	1.50	0 00:26	0.000	0.010
9	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
10	JUNCTION	0.00	1.50	0 00:24	0.000	0.011
11	JUNCTION	0.00	1.50	0 00:30	0.000	0.011
12	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
13	JUNCTION	0.00	1.55	0 01:05	-0.010	0.011
14	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
15	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011

16	JUNCTION	0.00	1.62	0 00:00	-0.011	0.011
17	JUNCTION	0.00	1.50	0 00:52	0.000	0.010
18	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
19	JUNCTION	0.00	1.74	0 01:09	-0.009	0.012
20	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
21	JUNCTION	0.00	2.44	0 01:11	-0.006	0.017
22	JUNCTION	2.00	2.00	0 00:00	0.014	0.014
23	JUNCTION	2.04	4.04	0 00:25	0.015	0.029
24	JUNCTION	1.61	8.09	0 00:51	0.012	0.057
25	JUNCTION	0.19	9.83	0 01:38	0.001	0.069
26	JUNCTION	0.00	9.83	0 01:08	0.000	0.069
EB	OUTFALL	0.00	1.50	0 00:28	0.000	0.010
28	OUTFALL	0.00	9.83	0 01:08	0.000	0.068

Resumen de Sobrecarga en Nudos

No hay ningún nudo en carga.

Resumen de Inundación en Nudos

No hay inundación en ningún nudo.

Resumen de Vertidos

Nudo de Vertido	Frec. Vertido % Porc.	Caudal Medio LPS	Caudal Máximo LPS	Volumen Total 10 ⁶ ltr
EB	99.86	1.46	1.50	0.010
28	99.86	9.67	9.83	0.068
Sistema	99.86	11.14	11.33	0.079

Resumen de Caudal en Líneas

Línea	Caudal Máximo Tipo	Instante Caudal LPS	Veloc. Máx días hr:min	Caudal Máxima m/sec	Nivel Máx/ Lleno	Nivel Máx/ Lleno
1	CONDUIT	1.71	0 00:00	1.39	0.03	0.11

2	CONDUIT	1.66	0	00:00	1.18	0.02	0.11
3	CONDUIT	3.29	0	00:00	0.74	0.11	0.24
4	CONDUIT	1.58	0	00:00	1.26	0.03	0.11
5	CONDUIT	7.09	0	00:00	8.92	0.08	0.09
6	CONDUIT	1.50	0	00:13	0.82	0.03	0.13
7	CONDUIT	3.12	0	00:00	2.74	0.03	0.09
8	CONDUIT	1.50	0	00:26	1.08	0.02	0.11
9	CONDUIT	1.50	0	00:28	0.91	0.03	0.11
10	CONDUIT	1.50	0	00:24	0.59	0.05	0.15
11	CONDUIT	1.50	0	00:30	0.75	0.04	0.13
12	CONDUIT	1.50	0	00:50	1.28	0.02	0.09
13	CONDUIT	1.50	0	00:15	0.62	0.05	0.15
14	CONDUIT	1.55	0	00:44	1.08	0.02	0.10
15	CONDUIT	1.50	0	00:31	0.49	0.07	0.18
16	CONDUIT	2.73	0	00:00	2.41	0.03	0.09
17	CONDUIT	1.50	0	00:52	0.57	0.05	0.16
18	CONDUIT	1.50	0	01:09	0.95	0.06	0.16
19	CONDUIT	1.81	0	00:00	1.33	0.02	0.10
20	CONDUIT	2.00	0	00:00	0.65	0.07	0.19
21	CONDUIT	1.62	0	00:00	1.24	0.02	0.10
22	CONDUIT	2.44	0	00:51	0.68	0.08	0.20
23	CONDUIT	2.00	0	00:25	0.94	0.04	0.14
24	CONDUIT	4.04	0	00:25	1.45	0.06	0.17
25	CONDUIT	8.09	0	01:14	2.64	0.08	0.19
26	CONDUIT	9.83	0	01:08	2.11	0.13	0.24
28	CONDUIT	9.83	0	01:08	0.66	0.27	0.68

Resumen de Tipo de Flujo

Conducto	Longitud Ajustada /Real	Fracción de Tiempo en Tipo de Flujo						Número Crítico Medio	Variación Froude Media	Caudal
		Seco (Caudal 0) Todo Ini.	Sub-Crítico Ini.	Super Crítico Ini.	Super Crítico Final	Sub-Crítico Final	Seco (Caudal 0) Final			
1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.85	0.0000	
2	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.43	0.0000	
3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.36	0.0001	
4	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.57	0.0000	
5	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.64	0.0001	
6	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.01	0.0000	
7	1.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	3.57	0.0000	
8	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.83	0.0000	
9	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.43	0.0000	
10	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.37	0.0000	
11	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.89	0.0000	

12	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.84	0.0000
13	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.45	0.0000
14	1.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.99	2.97	0.0000
15	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.05	0.0000
16	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.63	0.0000
17	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.30	0.0001
18	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.25	0.0000
19	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	4.05	0.0000
20	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.33	0.0001
21	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.68	0.0000
22	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.36	0.0001
23	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.28	0.0000
24	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.03	0.0001
25	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	4.91	0.0001
26	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.65	0.0002
28	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.50	0.0003

Resumen de Sobrecarga de Conductos

Ningún conducto ha entrado en carga.

Instante de inicio del análisis: Fri Nov 24 08:36:18 2017

Instante de finalización del análisis: Fri Nov 24 08:36:19 2017

Tiempo total transcurrido: 00:00:01

8.7 ANEXO 7. MODELACIÓN SWMM EL SOCORRO.

STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.0 vE (Build 5.0.018 vE)

Traducido por el Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos

Universidad Politécnica de Valencia

NOTA: El resumen estadístico mostrado en este informe se basa en los resultados obtenidos en todos los intervalos de cálculo, no sólo en los intervalos registrados en el informe.

Opciones de Análisis

Unidades de Caudal LPS

Modelos utilizados:

Lluvia/Escorrentía NO

Deshielo de Nieve NO

Flujo Subterráneo NO

Cálculo Hidráulico SI
 Permitir Estancamiento . NO
 Calidad del Agua NO
 Método de Cálculo Hidráulico DYNWAVE
 Fecha de Comienzo NOV-11-2017 00:00:00
 Fecha de Finalización NOV-11-2017 02:00:00
 Días Previos sin Lluvia 0.0
 Report Time Step 00:15:00
 Intervalo de Cálculo Hidráulico . 30.00 s

Errores de Continuidad

	Volumen ha·m	Volumen 10 ³ m ³
Cálculo Hidráulico	-----	-----
Aporte Tiempo Seco	0.000	0.000
Aporte Tiempo Lluvia	0.000	0.000
Aporte Ag. Subterránea ...	0.000	0.000
Aportes dep. Lluvia	0.000	0.000
Aportes Externos	0.010	0.101
Descargas Externas	0.009	0.094
Descargas Internas	0.000	0.000
Perdidas Almacenamiento ..	0.000	0.000
Vol. Almacenado Inicial ..	0.000	0.000
Vol. Almacenado Final	0.001	0.006
% Error Continuidad	0.634	

Máximos Errores de Continuidad

Nudo 10 (2.46%)
 Nudo 14 (2.32%)
 Nudo 3 (2.19%)
 Nudo 31 (2.12%)
 Nudo 39 (1.38%)

Incremento de Tiempo de Elementos Críticos

Línea 44 (99.85%)

Máximos Índices de Inestabilidad

Todas las líneas son estables.

Resumen de Intervalo de Cálculo Hidráulico

Intervalo de Cálculo Mínimo : 0.68 seg
Intervalo de Cálculo Medio : 0.71 seg
Intervalo de Cálculo Máximo : 30.00 seg
Porcentaje en Reg. Permanente : 0.00
Nº medio iteraciones por instante : 2.00

Resumen de Nivel en Nudos

Nudo	Tipo	Nivel Medio Metros	Nivel Máximo Metros	Altura Máxima Metros	Instante Nivel Máx. días hr:min
1	JUNCTION	0.03	0.03	123.76	0 00:14
2	JUNCTION	0.03	0.03	123.59	0 00:15
3	JUNCTION	0.03	0.03	123.44	0 00:50
4	JUNCTION	0.03	0.03	122.94	0 00:55
5	JUNCTION	0.02	0.02	122.13	0 00:56
6	JUNCTION	0.02	0.02	122.43	0 00:00
7	JUNCTION	0.03	0.03	120.67	0 00:29
8	JUNCTION	0.03	0.03	120.40	0 00:33
9	JUNCTION	0.04	0.04	120.07	0 01:04
10	JUNCTION	0.04	0.04	119.89	0 01:01
11	JUNCTION	0.04	0.04	119.38	0 01:17
12	JUNCTION	0.02	0.02	121.42	0 00:37
13	JUNCTION	0.04	0.04	119.24	0 01:24
14	JUNCTION	0.05	0.05	118.90	0 01:39
15	JUNCTION	0.05	0.05	118.37	0 01:39
16	JUNCTION	0.04	0.04	118.09	0 01:36
16'	JUNCTION	0.04	0.04	116.14	0 01:27
17	JUNCTION	0.02	0.02	119.30	0 00:00
18	JUNCTION	0.02	0.02	118.58	0 00:11
19	JUNCTION	0.03	0.03	117.81	0 00:40
20	JUNCTION	0.02	0.02	117.45	0 00:35
21	JUNCTION	0.02	0.02	116.20	0 00:51
22	JUNCTION	0.04	0.05	113.00	0 01:54
23	JUNCTION	0.02	0.02	124.99	0 00:12
24	JUNCTION	0.02	0.02	123.95	0 00:14
25	JUNCTION	0.02	0.02	122.79	0 00:16
26	JUNCTION	0.02	0.05	121.43	0 00:00
27	JUNCTION	0.02	0.02	120.35	0 00:21

27'	JUNCTION	0.02	0.02	121.79	0	00:26
28	JUNCTION	0.03	0.03	118.71	0	00:23
28'	JUNCTION	0.02	0.02	119.92	0	00:04
29	JUNCTION	0.03	0.03	117.98	0	00:25
30	JUNCTION	0.03	0.03	116.72	0	00:25
31	JUNCTION	0.04	0.04	113.06	0	00:51
32	JUNCTION	0.02	0.02	119.70	0	00:18
33	JUNCTION	0.02	0.02	119.02	0	00:39
34	JUNCTION	0.02	0.02	116.32	0	00:38
35	JUNCTION	0.05	0.05	112.79	0	00:52
36	JUNCTION	0.02	0.02	120.22	0	00:14
37	JUNCTION	0.02	0.02	119.79	0	00:22
38	JUNCTION	0.02	0.02	117.92	0	00:32
39	JUNCTION	0.02	0.02	115.18	0	00:34
40	JUNCTION	0.03	0.03	112.37	0	01:30
41	JUNCTION	0.06	0.06	110.16	0	01:20
42	OUTFALL	0.00	0.00	108.67	0	00:00

Resumen de Aportes en Nudos

Nudo	Tipo	Aporte Lateral	Aporte Total	Instante de Aporte	Volumen Aporte Lateral	Volumen Aporte Total
		Máximo LPS	Máximo LPS	Máximo días hr:min	10 ⁶ ltr	10 ⁶ ltr
1	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
2	JUNCTION	0.00	1.50	0 00:14	0.000	0.011
3	JUNCTION	0.00	1.50	0 00:15	0.000	0.011
4	JUNCTION	0.00	1.50	0 00:51	0.000	0.010
5	JUNCTION	0.05	1.55	0 01:01	0.000	0.011
6	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
7	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
8	JUNCTION	0.00	1.50	0 00:29	-0.011	0.011
9	JUNCTION	0.00	2.34	0 00:55	-0.005	0.016
10	JUNCTION	0.36	2.70	0 00:58	0.003	0.018
11	JUNCTION	0.00	2.70	0 01:01	0.000	0.018
12	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
13	JUNCTION	0.00	3.36	0 01:38	-0.006	0.022
14	JUNCTION	0.80	4.16	0 01:25	0.006	0.028
15	JUNCTION	0.51	4.67	0 01:36	0.004	0.031
16	JUNCTION	0.74	5.41	0 01:36	0.005	0.036
16'	JUNCTION	0.74	6.15	0 01:11	0.005	0.041
17	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
18	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011

19	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
20	JUNCTION	0.00	1.67	0 00:40	-0.020	0.012
21	JUNCTION	0.85	2.90	0 00:00	0.006	0.018
22	JUNCTION	0.25	8.92	0 01:53	0.002	0.060
23	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
24	JUNCTION	0.00	1.50	0 00:11	0.000	0.011
25	JUNCTION	0.00	3.17	0 00:00	0.000	0.011
26	JUNCTION	0.00	7.02	0 00:00	0.000	0.011
27	JUNCTION	0.00	4.63	0 00:00	-0.011	0.011
27'	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
28	JUNCTION	0.00	1.88	0 00:21	-0.008	0.013
28'	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
29	JUNCTION	0.35	4.11	0 00:00	0.003	0.016
30	JUNCTION	0.72	2.95	0 00:25	0.005	0.021
31	JUNCTION	0.05	3.00	0 00:25	0.000	0.021
32	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
33	JUNCTION	0.00	1.50	0 00:18	0.000	0.011
34	JUNCTION	0.00	1.99	0 00:00	0.000	0.011
35	JUNCTION	0.00	4.28	0 00:51	-0.002	0.029
36	JUNCTION	1.50	1.50	0 00:00	0.011	0.011
37	JUNCTION	0.00	1.50	0 00:14	0.000	0.011
38	JUNCTION	0.00	1.50	0 00:22	0.000	0.011
39	JUNCTION	0.21	2.92	0 00:00	0.002	0.012
40	JUNCTION	0.00	5.92	0 01:01	-0.001	0.041
41	JUNCTION	0.00	13.96	0 01:20	-0.006	0.094
42	OUTFALL	0.00	13.96	0 01:56	0.000	0.094

Resumen de Sobrecarga en Nudos

No hay ningún nudo en carga.

Resumen de Inundación en Nudos

No hay inundación en ningún nudo.

Resumen de Vertidos

Nudo de Vertido	Frec. Vertido % Porc.	Caudal Medio	Caudal Máximo LPS	Volumen Total LPS 10 ⁶ ltr

42	99.94	13.55	13.96	0.094

Sistema 99.94 13.55 13.96 0.094

Resumen de Caudal en Líneas

Línea	Tipo	Caudal Instante		Veloc. Máxima m/sec	Caudal Nivel	
		Máximo LPS	Caudal Máx días hr:min		Máx/ Lleno	Máx/ Lleno
1	CONDUIT	1.50	0 00:14	0.59	0.05	0.15
2	CONDUIT	1.50	0 00:15	0.58	0.05	0.16
3	CONDUIT	1.50	0 00:51	0.56	0.06	0.16
4	CONDUIT	1.50	0 01:01	0.60	0.05	0.15
5	CONDUIT	1.55	0 00:55	1.21	0.02	0.10
6	CONDUIT	1.84	0 00:01	1.20	0.02	0.11
7	CONDUIT	1.50	0 00:29	0.56	0.05	0.16
8	CONDUIT	1.50	0 00:55	0.57	0.05	0.16
9	CONDUIT	2.34	0 00:58	0.64	0.09	0.20
10	CONDUIT	2.70	0 01:01	0.62	0.11	0.22
11	CONDUIT	2.70	0 01:36	0.68	0.10	0.21
12	CONDUIT	1.50	0 00:37	1.27	0.03	0.11
13	CONDUIT	3.36	0 01:25	0.70	0.13	0.24
14	CONDUIT	4.16	0 01:36	0.69	0.17	0.28
15	CONDUIT	4.67	0 01:36	0.72	0.19	0.30
16	CONDUIT	5.41	0 01:11	1.37	0.10	0.21
17	CONDUIT	6.15	0 01:27	1.65	0.09	0.20
18	CONDUIT	1.50	0 00:11	1.14	0.03	0.11
19	CONDUIT	1.74	0 00:00	1.18	0.02	0.11
20	CONDUIT	1.50	0 00:40	0.55	0.06	0.16
21	CONDUIT	2.05	0 00:00	0.92	0.04	0.14
22	CONDUIT	2.52	0 00:53	1.90	0.03	0.13
23	CONDUIT	8.92	0 01:50	1.78	0.13	0.25
24	CONDUIT	1.50	0 00:11	1.32	0.03	0.11
25	CONDUIT	3.17	0 00:00	1.37	0.05	0.14
26	CONDUIT	7.02	0 00:00	4.58	0.12	0.11
27	CONDUIT	5.79	0 00:00	1.19	0.12	0.24
28	CONDUIT	1.50	0 00:26	0.92	0.03	0.12
29	CONDUIT	1.59	0 00:01	1.09	0.03	0.12
30	CONDUIT	1.99	0 00:00	10.73	0.02	0.09
31	CONDUIT	3.76	0 00:00	0.89	0.10	0.22
32	CONDUIT	2.23	0 00:25	1.03	0.04	0.14
33	CONDUIT	2.95	0 00:25	1.37	0.04	0.19
34	CONDUIT	3.00	0 00:51	0.67	0.12	0.23
35	CONDUIT	1.50	0 00:18	1.03	0.03	0.12

36	CONDUIT	1.99	0	00:00	1.26	0.03	0.11
37	CONDUIT	4.43	0	00:00	5.73	0.07	0.10
38	CONDUIT	4.28	0	01:33	0.77	0.15	0.27
39	CONDUIT	1.50	0	00:14	0.90	0.04	0.13
40	CONDUIT	1.50	0	00:22	1.11	0.02	0.11
41	CONDUIT	2.71	0	00:00	5.52	0.04	0.11
42	CONDUIT	1.71	0	00:37	1.04	0.03	0.11
43	CONDUIT	5.92	0	00:52	1.76	0.08	0.19
44	CONDUIT	13.96	0	01:56	2.12	0.21	0.31

Resumen de Tipo de Flujo

Conducto	Longitud - Fracción de Tiempo en Tipo de Flujo - Número Variac								Media Caudal	
	Ajustada /Real	Seco (Caudal 0) Todo	Sub- Iní. Final	Super Crít. Crít. Iní. Final	Froude Medio					
1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.34	0.0000
2	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.32	0.0000
3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.27	0.0000
4	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.38	0.0000
5	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.54	0.0000
6	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.43	0.0000
7	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.27	0.0000
8	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.29	0.0000
9	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.28	0.0000
10	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.17	0.0000
11	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.33	0.0000
12	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.49	0.0000
13	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.25	0.0000
14	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.15	0.0000
15	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.17	0.0000
16	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.66	0.0000
17	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.28	0.0000
18	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.51	0.0000
19	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.37	0.0000
20	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.24	0.0000
21	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.18	0.0000
22	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.31	0.0000
23	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.18	0.0000
24	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.49	0.0000
25	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.60	0.0000
26	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.56	0.0000
27	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.27	0.0000
28	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.38	0.0000

29	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.40	0.0000
30	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	4.01	0.0000
31	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.77	0.0000
32	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.38	0.0000
33	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.87	0.0000
34	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.24	0.0000
35	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.14	0.0000
36	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.82	0.0000
37	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.91	0.0000
38	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.33	0.0000
39	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.94	0.0000
40	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.65	0.0000
41	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.86	0.0000
42	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.78	0.0000
43	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.65	0.0000
44	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.17	0.0000

Resumen de Sobrecarga de Conductos

Ningún conducto ha entrado en carga.

Instante de inicio del análisis: Fri Nov 24 08:39:12 2017
Instante de finalización del análisis: Fri Nov 24 08:39:12 2017
Tiempo total transcurrido: < 1 s

8.8 ANEXO 8. MODELACIÓN SWMM COLECTOR PRINCIPAL AJUSTADO.

STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.0 vE (Build 5.0.018 vE)
Traducido por el Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos
Universidad Politécnica de Valencia

NOTA: El resumen estadístico mostrado en este informe se basa en los resultados obtenidos en todos los intervalos de cálculo, no sólo en los intervalos registrados en el informe.

Opciones de Análisis

Unidades de Caudal LPS

Modelos utilizados:

Lluvia/Escorrentía NO

Deshielo de Nieve NO
 Flujo Subterráneo NO
 Cálculo Hidráulico SI
 Permitir Estancamiento . NO
 Calidad del Agua NO
 Método de Cálculo Hidráulico DYNWAVE
 Fecha de Comienzo NOV-22-2017 00:00:00
 Fecha de Finalización NOV-23-2017 00:00:00
 Días Previos sin Lluvia 0.0
 Report Time Step 01:00:00
 Intervalo de Cálculo Hidráulico . 30.00 s

Errores de Continuidad

Cálculo Hidráulico	Volumen ha·m	Volumen 10 ³ m ³
Aporte Tiempo Seco	0.474	4.740
Aporte Tiempo Lluvia	0.000	0.000
Aporte Ag. Subterránea ...	0.000	0.000
Aportes dep. Lluvia	0.000	0.000
Aportes Externos	0.000	0.000
Descargas Externas	0.471	4.713
Descargas Internas	0.000	0.000
Perdidas Almacenamiento ..	0.000	0.000
Vol. Almacenado Inicial ..	0.000	0.000
Vol. Almacenado Final	0.003	0.026
% Error Continuidad	0.005	

Incremento de Tiempo de Elementos Críticos

Línea 5 (99.98%)

Máximos Índices de Inestabilidad

Todas las líneas son estables.

Resumen de Intervalo de Cálculo Hidráulico

Intervalo de Cálculo Mínimo : 4.82 seg
 Intervalo de Cálculo Medio : 5.50 seg
 Intervalo de Cálculo Máximo : 30.00 seg
 Porcentaje en Reg. Permanente : 0.00

Nº medio iteraciones por instante : 2.00

Resumen de Nivel en Nudos

Nudo	Tipo	Nivel Medio Metros	Nivel Máximo Metros	Altura Máxima Metros	Instante Nivel Máx. Metros	Instante Nivel Máx. días hr:min
PZ213	JUNCTION	0.05	0.06	127.42	0 06:20	
PZ1	JUNCTION	0.06	0.07	124.70	0 06:33	
PZ228	JUNCTION	0.05	0.06	123.24	0 06:33	
PZ227	JUNCTION	0.06	0.07	122.18	0 06:26	
PZ5	JUNCTION	0.11	0.13	120.68	0 06:40	
PZ625	JUNCTION	0.10	0.12	120.54	0 06:31	
PZ626	JUNCTION	0.09	0.11	119.90	0 06:36	
PZ627	JUNCTION	0.12	0.16	117.96	0 06:27	
PZ639	JUNCTION	0.14	0.18	117.58	0 06:28	
PZ192	JUNCTION	0.14	0.17	117.27	0 06:24	
PZ640	JUNCTION	0.12	0.15	116.81	0 06:35	
PZ641	JUNCTION	0.16	0.21	115.61	0 06:12	
PZ642	JUNCTION	0.14	0.18	115.18	0 06:18	
PZ643	JUNCTION	0.15	0.20	114.55	0 06:34	
PZ193	JUNCTION	0.17	0.22	114.34	0 06:48	
PZ644	JUNCTION	0.16	0.21	114.09	0 06:56	
PZ645	JUNCTION	0.19	0.24	113.74	0 07:00	
PZ648	JUNCTION	0.15	0.18	113.34	0 06:47	
PZ650	JUNCTION	0.10	0.13	113.12	0 06:47	
PZ651	JUNCTION	0.13	0.16	112.23	0 06:48	
PZ652	OUTFALL	0.13	0.16	111.65	0 06:48	

Resumen de Aportes en Nudos

Nudo	Tipo	Aporte Lateral Máximo LPS	Aporte Total Máximo LPS	Instante de Aporte Máximo días hr:min	Volumen Aporte Lateral 10 ⁶ ltr	Volumen Aporte Total 10 ⁶ ltr
PZ213	JUNCTION	14.24	14.24	0 06:00	0.822	0.822
PZ1	JUNCTION	0.61	14.85	0 06:21	0.035	0.857
PZ228	JUNCTION	0.00	14.85	0 06:26	0.000	0.857
PZ227	JUNCTION	0.00	14.85	0 06:21	0.000	0.856
PZ5	JUNCTION	21.02	35.87	0 06:22	1.214	2.070

PZ625	JUNCTION	0.00	35.87	0 06:24	0.000	2.069
PZ626	JUNCTION	18.22	54.10	0 06:54	1.052	3.121
PZ627	JUNCTION	6.06	60.16	0 06:23	0.350	3.471
PZ639	JUNCTION	0.00	60.16	0 06:23	0.000	3.470
PZ192	JUNCTION	7.11	67.28	0 06:28	0.411	3.880
PZ640	JUNCTION	0.00	67.28	0 06:40	0.000	3.879
PZ641	JUNCTION	0.00	67.28	0 06:26	0.000	3.878
PZ642	JUNCTION	0.00	67.28	0 06:13	0.000	3.876
PZ643	JUNCTION	0.00	67.28	0 06:18	0.000	3.874
PZ193	JUNCTION	0.00	67.28	0 06:40	0.000	3.872
PZ644	JUNCTION	0.00	67.28	0 06:43	0.000	3.871
PZ645	JUNCTION	0.00	67.28	0 06:36	0.000	3.869
PZ648	JUNCTION	14.80	82.08	0 06:48	0.855	4.720
PZ650	JUNCTION	0.00	82.08	0 06:47	0.000	4.718
PZ651	JUNCTION	0.00	82.08	0 06:47	0.000	4.717
PZ652	OUTFALL	0.00	82.08	0 06:48	0.000	4.713

Resumen de Sobrecarga en Nudos

No hay ningún nudo en carga.

Resumen de Inundación en Nudos

No hay inundación en ningún nudo.

Resumen de Vertidos

Nudo de Vertido	Frec. Vertido % Porc.	Caudal Medio LPS	Caudal Máximo LPS	Volumen Total 10 ⁶ ltr
PZ652	99.94	56.54	82.08	4.713
Sistema	99.94	56.54	82.08	4.713

Resumen de Caudal en Líneas

Línea	Tipo	Caudal Máximo LPS	Instante Caudal días hr:min	Veloc. Máx m/sec	Caudal Máx/ Lleno	Nivel Máx/ Lleno

1	CONDUIT	14.24	0	06:21	1.72	0.27	0.36
2	CONDUIT	14.85	0	06:26	1.67	0.32	0.37
3	CONDUIT	14.85	0	06:21	1.72	0.26	0.37
4	CONDUIT	14.85	0	06:22	1.00	0.32	0.56
5	CONDUIT	35.87	0	06:24	1.59	0.65	0.55
6	CONDUIT	35.87	0	06:54	1.67	0.54	0.52
7	CONDUIT	54.10	0	06:23	2.45	0.49	0.60
8	CONDUIT	60.16	0	06:23	1.86	0.84	0.75
9	CONDUIT	60.16	0	06:28	1.75	0.97	0.79
10	CONDUIT	67.28	0	06:40	1.83	0.67	0.56
11	CONDUIT	67.28	0	06:26	1.64	0.53	0.62
12	CONDUIT	67.28	0	06:13	1.46	0.88	0.69
13	CONDUIT	67.28	0	06:18	1.49	0.74	0.67
14	CONDUIT	67.28	0	06:40	1.34	0.84	0.74
15	CONDUIT	67.28	0	06:43	1.32	0.94	0.75
16	CONDUIT	67.28	0	06:36	1.28	0.88	0.79
17	CONDUIT	67.28	0	07:00	1.13	0.89	0.67
18	CONDUIT	82.08	0	06:47	1.43	0.21	0.26
19	CONDUIT	82.08	0	06:47	1.63	0.10	0.24
20	CONDUIT	82.08	0	06:48	1.42	0.15	0.26

Resumen de Tipo de Flujo

Conducto	Longitud - Fracción de Tiempo en Tipo de Flujo - Número Variac								
	Ajustada	Seco (Caudal 0)	Sub- Todo Ini.	Super Final Crít.	Crítico Crít. Ini.	Crítico Final	Froude Medio	Media	Caudal
1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.51	0.0000
2	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	2.39	0.0000
3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	2.45	0.0000
4	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.13	0.0000
5	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.62	0.0001
6	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.79	0.0001
7	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	2.16	0.0001
8	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.67	0.0001
9	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.53	0.0001
10	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.69	0.0001
11	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.43	0.0001
12	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.21	0.0001
13	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.26	0.0001
14	1.00	0.00	0.00	0.00	0.23	0.77	0.00	1.08	0.0001
15	1.00	0.00	0.00	0.00	0.28	0.71	0.00	1.05	0.0001
16	1.00	0.00	0.00	0.00	0.72	0.28	0.00	0.94	0.0001

17	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.86	0.0001
18	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.34	0.0000
19	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.62	0.0000
20	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.35	0.0000

Resumen de Sobrecarga de Conductos

Ningún conducto ha entrado en carga.

Instante de inicio del análisis: Thu Nov 30 13:43:37 2017

Instante de finalización del análisis: Thu Nov 30 13:43:37 2017

Tiempo total transcurrido: < 1 s

8.9 ANEXO 9. PRESUPUESTO.

Número	Descripción	Diám	Unid.	Cant.	P. Unit \$	P. total \$
1	SISTEMA DE AGUAS RESIDUALES					
1.1	Alcantarillado sanitario					
1.1.1	Tubería PVC Alcantarillado Pared Estructural	8"	ml	3,563.00	\$ 66,656.00	\$ 237,495,328
1.1.2	Domiciliaria corta L=4.0m (Incluye caja de inspección, movimientos de tierra y conexión con silla yee).	6"	un	124.00	\$ 769,132.00	\$ 95,372,368
1.1.3	Domiciliaria larga L=7.0m (Incluye caja de inspección, movimientos de tierra y conexión con silla yee).	6"	un	100.00	\$ 890,574.00	\$ 89,057,400
	Subtotal Tubería y domiciliarias					\$ 421,925,096
1.2	Red de Bombeo Aguas Residuales					
1.2.1	Tubería PVC-P RDE 21	6"	ml	2,296.00	\$ 83,359.00	\$ 191,392,264
1.2.1	Tubería PVC-P RDE 21	4"	ml	924.00	\$ 44,078.00	\$ 40,728,072
1.2.2	Válvula de compuerta	6"	un	2.00	\$ 1,269,192.00	\$ 2,538,384
1.2.2	Válvula de compuerta	4"	un	2.00	\$ 767,154.00	\$ 1,534,308
1.2.3	Válvula de retención	6"	un	2.00	\$ 1,923,396.00	\$ 3,846,792
1.2.3	Válvula de retención	4"	un	2.00	\$ 1,139,768.00	\$ 2,279,536
1.2.4	Universal	6"	un	2.00	\$ 171,434.00	\$ 342,868
1.2.4	Universal	4"	un	2.00	\$ 151,976.00	\$ 303,952
	Subtotal Red Bombeo Aguas Residuales					\$ 242,966,176
1.3	Suministro de Equipos					
1.3.1	Equipo de bombeo aguas residuales estación Charco Colorado (Dos bombas sumergibles de 7.5Hp, 220V, trifásicas)		un	1.00	\$ 40,908,600.00	\$ 40,908,600
1.3.2	Equipo de bombeo aguas residuales estación El Socorro (Dos bombas sumergibles de 20.0Hp, 220V, trifásicas)		un	1.00	\$ 88,175,000.00	\$ 88,175,000
	Subtotal suministro de equipos					\$ 129,083,600

1.4	Construcciones en Mampostería y Concreto					
1.4.1	Pozo Húmedo barrio Charco Colorado de 1.40m*1.40m (según diseño estructural)		un	1.00	\$ 3,000,000.00	\$ 3,000,000
1.4.2	Pozo Húmedo barrio Buenos Aires de 1.60m*1.60m (según diseño estructural)		un	1.00	\$ 4,000,000.00	\$ 4,000,000
1.4.3	Pozo de inspección D=1.20m h=1.00-2.00m		un	57.00	\$ 1,404,073.00	\$ 80,032,161
1.4.4	Pozo de inspección D=1.20m h=2.00-2.50m		un	4.00	\$ 1,971,417.00	\$ 7,885,668
1.4.5	Pozo de inspección D=1.20m h=2.50-3.00m		un	4.00	\$ 2,637,683.00	\$ 10,550,732
1.4.6	Pozo de inspección D=1.20m h=3.00-3.50m		un	3.00	\$ 3,225,763.00	\$ 9,677,289
1.4.7	Pozo de inspección D=1.20m h=3.50-4.00m		un	2.00	\$ 3,830,358.00	\$ 7,660,716
1.4.8	Pozo de inspección D=1.20m h=4.00-4.50m		un	1.00	\$ 4,424,396.00	\$ 4,424,396
1.4.9	Caja para válvulas red de bombeo		un	2.00	\$ 656,300.00	\$ 1,312,600
	Subtotal construcciones en mampostería y concreto					\$ 128,543,562
1.5	Movimientos de Tierra					
1.5.1	Excavación manual		m3	3,634.26	\$ 32,486	\$ 118,062,570
1.5.2	Relleno en arena		m3	320.67	\$ 60,939	\$ 19,541,309
1.5.3	Relleno en recebo		m3	3,313.59	\$ 19,648	\$ 65,105,416
1.5.4	Retiro de sobrantes		m3	4,542.83	\$ 13,899	\$ 63,140,725
	Subtotal movimientos de tierra					\$ 265,850,020
1.5	Ensayos, pruebas y puestas en servicio					
1.5.1	Ensayos, pruebas y puestas en marcha		gl	1.00	\$ 3,000,000	\$ 3,000,000
	Subtotal ensayos, pruebas y puestas en servicio					\$ 3,000,000
1.6	Varios					
1.6.1	Elaboración Planos Record de obra		un	7.00	\$ 120,000	\$ 840,000
1.6.2	Señalización		ml	3,563.00	\$ 9,236	\$ 32,907,868
	Subtotal varios					\$ 33,747,868
					Total Costo Directo	\$ 1,225,116,322