



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE QUITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO E INTERCEPTORES PARA
LA QUEBRADA EL PROGRESO, SECTOR CHAUPIMOLINO, PARROQUIA
PIFO**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingenieros Civiles

AUTORES: Pablo Andrés Aguaguña Utreras

Marco Antonio Valdiviezo Aguayo

TUTOR: Byron Andrés Heredia Hidalgo

Quito - Ecuador
2022

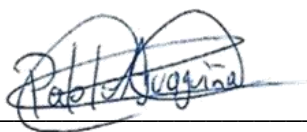
CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Pablo Andrés Aguaguña Utreras con documento de identificación N° 1719232314 y Marco Antonio Valdiviezo Aguayo con documento de identificación N° 1718443219 y; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

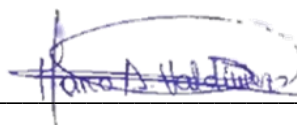
Quito, 28 de septiembre de 2022

Atentamente,



Pablo Andrés Aguaguña Utreras

1719232314



Marco Antonio Valdiviezo Aguayo

1718443219

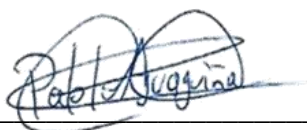
CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Pablo Andrés Aguaguña Utreras con documento de identificación N° 1719232314 y Marco Antonio Valdiviezo Aguayo con documento de identificación N° 1718443219; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto Técnico: “Diseño de Alcantarillado Combinado e Interceptores para la Quebrada el progreso, sector Chaupimolino, Parroquia Pifo”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

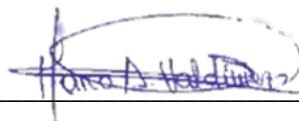
Quito, 28 de septiembre de 2022

Atentamente,



Pablo Andrés Aguaguña Utreras

1719232314



Marco Antonio Valdiviezo Aguayo

1718443219

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Byron Andrés Heredia Hidalgo con documento de identificación N° 1719147066, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO E INTERCEPTORES PARA LA QUEBRADA EL PROGRESO, SECTOR CHAUPIMOLINO, PARROQUIA PIFO, realizado por Pablo Andrés Aguaguña Utreras con documento de identificación N° 1719232314 y por Marco Antonio Valdiviezo Aguayo con documento de identificación N° 1718443219, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 28 de septiembre de 2022

Atentamente,



Ing. Byron Andrés Heredia Hidalgo, MSc.

1719147066

DEDICATORIA

A mis padres Edmundo y Alexandra, por su confianza y sacrificio.

A mis hermanos Miguel, Andrea y Nicolás, por su apoyo.

Y especialmente a Samanta, por ser luz.

Motivos suficientes para ser mejor cada día;

Y para estar agradecido con Dios, eternamente.

Marco Antonio V. A.

Dedico este trabajo a mis padres
Luis Enrique y Norma Catalina,
por todo el apoyo brindado
a lo largo de mi carrera

Pablo Andrés A. U.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres, por su cariño,
confianza y apoyo en los momentos
más difíciles de mi vida.

A mis profesores de la Universidad Politécnica Salesiana,
en especial al Ing. Andrés Heredia por brindarme una mano amiga en el
desarrollo de la tesis. A la Ing. Gabriela Soria y al Ing. Iván Calero
por haber compartido sus conocimientos
en mi formación profesional, pero sobre todo por
inculcarme valores que me han hecho crecer como
ser humano.

A la Universidad Politécnica Salesiana, por trazar el
camino que me llevó a ser un profesional.

Y a Dios, por la oportunidad de estar vivo;
Para ver cumplida esta meta.

Marco Antonio V. A.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres, quienes son mi soporte, guía y fortaleza en todo momento.

A los profesores de la Universidad que aportaron sus conocimientos y experiencia en cada etapa de mi carrera.

A la Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento de Quito, que brindó el contingente necesario a través de su personal para la realización del presente trabajo de titulación.

Pablo Andrés A.U.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I.....	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES.....	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Antecedentes.....	2
1.3 Alcance.....	2
1.4 Justificación.....	3
1.5 Objetivos	3
1.5.1 Objetivo General	3
1.5.2 Objetivos específicos.....	3
CAPÍTULO II.....	5
MARCO TEÓRICO REFERENCIAL	5
2.1 REDES DE ALCANTARILLADO COMBINADO	5
2.1.1 PARÁMETROS DE DISEÑO	5
2.1.2 Período de diseño	5
2.1.3 Población del proyecto	5
2.1.4 Áreas de aportación	7
2.1.5 Dotación.....	7
2.1.6 Caudales de diseño	8
2.1.7 Hidráulica de los conductos.....	12
2.1.8 Diámetros	14
2.1.9 Velocidad mínima y máxima.....	14
2.1.10 Pendiente mínima y máxima	14
2.1.11 Profundidad mínima a la cota clave	14
2.2 Sistemas de Alcantarillado.....	15
2.2.1 Sistemas Convencionales	15
2.2.2 Sistemas no convencionales	16
2.3 Sistemas de bombeo.....	19
2.3.1 Capacidad	19
2.3.2 Altura.....	19
2.3.3 Rendimiento y potencia absorbida	23
2.3.4 Curva característica de una bomba.....	25
2.3.5 Curva del sistema	25
2.3.6 Clasificación de las bombas	26
2.3.7 Características de funcionamiento de las bombas	26

2.3.8	Selección de bombas	29
2.3.9	Análisis de los sistemas de bombeo	31
2.3.10	Estaciones de bombeo	34
2.4	Estructuras complementarias	39
2.4.1	Pozos de inspección.....	39
2.4.2	Cámaras de caída.....	40
2.4.3	Sumideros	40
2.4.4	Aliviaderos	40
2.4.5	Estructuras de disipación de energía	41
CAPÍTULO III		43
METODOLOGÍA		43
3.1	Recopilación de información poblacional.....	43
3.2	Consumo de Agua Potable	44
3.3	Diseño de colectores secundarios, interceptor y estructuras especiales	45
3.4	Selección de equipos de bombeo	45
3.5	Estación de bombeo	46
CAPÍTULO IV		48
CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO		48
4.1	Ubicación geográfica.....	48
4.2	Topografía y Relieve.....	48
4.3	Geología.....	48
4.4	Clima.....	49
4.5	Población.....	49
4.6	Servicios e infraestructura existente.....	50
4.7	Agua potable.....	52
4.8	Luz eléctrica.	52
4.9	Recolección de aguas servidas.	53
4.10	Recolección de basura	54
4.11	Sistema Vial.....	54
CAPÍTULO V		56
TRABAJOS EN CAMPO		56
5.1	Encuesta Socio económica.....	56
5.2	Verificación de predios para implantación de estación de bombeo	56
CAPÍTULO VI		57
DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE ALCANTARILLADO		57

6.1	Período de Diseño	57
6.2	Estimación de población futura.....	58
6.3	Trazado de la red de alcantarillado	61
6.4	Pozos de inspección	61
6.5	Determinación de áreas de aportación	65
6.6	Determinación del caudal de diseño sanitario.....	65
6.6.1	Determinación del caudal doméstico.....	65
6.6.2	Caudal de infiltración	69
6.6.3	Caudal de conexiones erradas	70
6.6.4	Determinación del caudal Sanitario.....	71
6.7	Determinación de caudal pluvial.....	71
6.7.1	Identificación de estación meteorológica	71
6.7.2	Ecuaciones IDF	72
6.7.3	Estimación de intensidad.....	73
6.7.4	Determinación de coeficientes de escorrentía	75
6.7.5	Determinación de caudales mediante método racional	76
6.8	Determinación de caudal de diseño para red de alcantarillado	76
6.9	Diseño hidráulico de colectores e interceptor	77
CAPÍTULO VII.....		89
ESTRUCTURAS ESPECIALES		89
7.1	Pozos de disipación con pantallas	89
7.2	Diseño de estructuras de separación de caudales	96
7.3	Diseño Hidráulico de separador lateral	97
7.4	Diseño Hidráulico de la Estructuras de disipación.....	117
7.4.1	Pozo de bandejas	117
7.5	Diseño hidráulico de la estructura de descarga	126
CAPÍTULO VIII		136
DISEÑO HIDRÁULICO DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO		136
8.1	Parámetros para selección de las bombas	137
8.1.1	Caudales de diseño para la estación de bombeo.....	138
8.1.2	Ubicación de la estación de bombeo	138
8.1.3	Diseño de la tubería de impulsión	142
8.1.3.4	Curvas características de los equipos de bombeo.....	152
8.2	Simulación con software Bentley SewerCad de la tubería de impulsión.....	155
8.2.1	Modelamiento de la tubería de impulsión	156

8.2.2	Resultados del Análisis de Modelamiento de la tubería de impulsión	162
8.3	Diseño de la estación de bombeo	163
8.3.1	Área del pozo de bombeo	164
8.3.2	Retención de sólidos.....	167
8.3.3	Dimensiones de la cámara de bombeo	168
CAPÍTULO IX		180
IMPACTO AMBIENTAL		180
9.1	Descripción del proyecto.....	180
9.2	Diagnóstico ambiental del sector	181
9.2.1	Componente Físico	181
9.2.2	Componente Biótico.....	181
9.2.3	Componente socio económico.....	182
9.3	Identificación de componentes ambientales y acciones	182
9.4	Evaluación de impacto ambiental	185
9.5	Valoración del Impacto Ambiental	187
9.5.1	Intensidad	187
9.5.2	Extensión	188
9.5.3	Duración	188
9.5.4	Reversibilidad.....	189
9.5.5	Riesgo.....	190
9.5.6	Valor del índice ambiental.....	190
9.6	Medidas de Mitigación Ambiental.....	192
9.6.1	Medidas preventivas	193
CAPÍTULO X.....		195
PRESUPUESTO REFERENCIAL.....		195
10.1	Análisis Financiero.....	196
10.1.1	Flujo de fondos	197
10.1.2	Generación de Ingresos	200
10.1.3	Indicadores de bondad financiera	205
CONCLUSIONES.....		207
RECOMENDACIONES		210
REFERENCIAS		212

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	<i>Dotaciones recomendadas</i>	8
Tabla 2	<i>Coefficientes para caudales de infiltración</i>	11
Tabla 3	<i>Profundidades mínimas de tuberías</i>	15
Tabla 4	<i>Población y estimaciones poblacional para la parroquia Pifo</i>	50
Tabla 5	<i>Detalle de obras de Infraestructura para el Barrio Chaupi Molino</i>	51
Tabla 6	<i>Población actual por manzanas.</i>	59
Tabla 7	<i>Densidad de población por manzanas</i>	60
Tabla 8	<i>Características del pozo de caída tipo I.</i>	62
Tabla 9	<i>Características de los pozos de caída tipo II</i>	63
Tabla 10	<i>Dotaciones recomendadas</i>	66
Tabla 11	<i>Coefficientes de retorno para aguas servidas domésticas</i>	67
Tabla 12	<i>Coefficientes de mayoración M</i>	68
Tabla 13	<i>Coefficientes para caudales de infiltración según complejidad del sistema..</i>	69
Tabla 14	<i>Coefficientes para caudales por conexiones erradas según complejidad del sistema</i>	70
Tabla 15	<i>Datos de la estación meteorológica La Tola</i>	73
Tabla 16	<i>Periodo de retorno</i>	74
Tabla 17	<i>Coefficientes de escorrentía</i>	75
Tabla 18	<i>Datos de caudal de entrada</i>	91
Tabla 19	<i>Parámetros pozo de pantalla PP93</i>	95
Tabla 20	<i>Parámetros pozo de pantalla PP91</i>	96
Tabla 21	<i>Datos del Pozo S93</i>	98
Tabla 22	<i>Dimensiones del separador lateral S93.</i>	108
Tabla 23	<i>Datos del conducto de llegada a P91</i>	108
Tabla 24	<i>Dimensiones del separador S91</i>	117
Tabla 25	<i>Datos para dimensionamiento de pozo de bandejas Vargas</i>	120
Tabla 26	<i>Dimensiones obtenidas pozo de bandejas Pasaje Vargas</i>	122
Tabla 27	<i>Datos para dimensionamiento de pozo de bandejas Clemente</i>	123
Tabla 28	<i>Dimensiones obtenidas pozo de bandejas pasaje Clemente</i>	125
Tabla 29	<i>Datos para dimensionamiento del túnel de transición</i>	130
Tabla 30	<i>Datos para dimensionamiento de pozo de bandejas en descarga</i>	133
Tabla 31	<i>Dimensiones obtenidas del pozo de bandejas en descarga</i>	134

Tabla 32	<i>Características del predio para estación de bombeo</i>	137
Tabla 33	<i>Caudales considerados para diseño de estación de bombeo</i>	138
Tabla 34	<i>Datos de diseño para canal de transición en estación de bombeo</i>	139
Tabla 35	<i>Velocidades sugeridas para tubería de impulsión</i>	143
Tabla 36	<i>Accesorios en tubería de impulsión</i>	151
Tabla 37	<i>Canastilla para retención de sólidos</i>	168
Tabla 38	<i>Dimensiones preliminares de estación de bombeo</i>	175
Tabla 39	<i>Componentes ambientales del barrio Chaupi Molino</i>	183
Tabla 40	<i>Actividades representativas del proyecto</i>	184
Tabla 41	<i>Coefficientes de intensidad, escala de valoración</i>	187
Tabla 42	<i>Coefficientes de extensión, escala de valoración</i>	188
Tabla 43	<i>Coefficientes de duración, escala de valoración</i>	188
Tabla 44	<i>Coefficientes de reversibilidad, escala de valoración</i>	190
Tabla 45	<i>Coefficientes de riesgo, escala de valoración</i>	190
Tabla 46	<i>Coefficientes de valoración de índice ambiental</i>	191
Tabla 47	<i>Ventajas y desventajas del CRI</i>	192
Tabla 48	<i>Presupuesto referencial</i>	195
Tabla 49	<i>Costos Personal Técnico y Mano de Obra</i>	197
Tabla 50	<i>Costos materiales y EPP</i>	197
Tabla 51	<i>Costos operativos por año</i>	199
Tabla 52	<i>Consumo de agua potable y precios referenciales</i>	201
Tabla 53	<i>Evaluación de ingresos anuales</i>	202
Tabla 54	<i>Comparación de ingresos, egresos y flujo de caja por año</i>	204
Tabla 55	<i>Indicadores de Bondad Financiera</i>	206

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 <i>Relaciones Hidráulicas en tubería</i>	13
Figura 2 <i>Curvas características típicas de una bomba centrífuga de flujo radial</i>	24
Figura 3 <i>Curvas de caudal-altura del sistema para una instalación de bombeo típica</i>	25
Figura 4 <i>Clasificación de las bombas</i>	26
Figura 5 <i>Bombas Centrífugas</i>	27
Figura 6 <i>Curvas características típicas de bombas centrífugas</i>	28
Figura 7 <i>Desarrollo de la curva característica modificada de una bomba</i>	32
Figura 8 <i>Funcionamiento de varias bombas</i>	33
Figura 9 <i>Pasaje San Sebastián</i>	50
Figura 10 <i>Medidores de agua barrio Chaupi Molino</i>	52
Figura 11 <i>Medidores de luz</i>	53
Figura 12 <i>Pozos de revisión</i>	54
Figura 13 <i>Pasaje Cirilo Cachago</i>	55
Figura 14 <i>Pozos de caída tipo I</i>	63
Figura 15 <i>Pozos de caída tipo II</i>	64
Figura 16 <i>Estación meteorológica La Tola</i>	72
Figura 17 <i>Dimensiones propuestas para pozos de bandejas</i>	90
Figura 18 <i>Grafica Número de Froude vs Relación ancho de la cámara con profundidad de flujo</i>	92
Figura 19 <i>Parámetros hidráulicos de llegada al separador</i>	99
Figura 20 <i>Salida del caudal sanitario del separador</i>	100
Figura 21 <i>Comportamiento hidráulico del caudal, en el separador lateral</i>	101
Figura 22 <i>Parámetros hidráulicos de llegada al separador</i>	109
Figura 23 <i>Salida del separador caudal sanitario</i>	110
Figura 25 <i>Elementos del pozo de bandejas</i>	118
Figura 26 <i>Dimensiones recomendadas para pozos de bandejas</i>	119
Figura 27 <i>Parámetros hidráulicos conducto de salida pozo de bandejas Pasaje Vargas</i>	121
Figura 28 <i>Parámetros hidráulicos conducto de salida pozo de bandejas Pasaje Clemente</i>	124
Figura 29 <i>Parámetros hidráulicos del conducto de llegada a cámara de caída</i>	127

Figura 30	<i>Parámetros hidráulicos del conducto de llegada a cámara de caída</i>	128
Figura 31	<i>Parámetros hidráulicos de túnel de transición</i>	132
Figura 32	<i>Parámetros hidráulicos de túnel de transición</i>	141
Figura 33	<i>Secciones de flujo consideradas para ecuación de Bernoulli</i>	144
Figura 34	<i>Alturas consideradas para bomba sumergible</i>	146
Figura 35	<i>Curva característica del equipo de bombeo</i>	154
Figura 36	<i>Tipos de impulsores</i>	155
Figura 37	<i>Pozo Pz 93</i>	156
Figura 38	<i>Cámara Húmeda</i>	157
Figura 39	<i>Línea de presión</i>	158
Figura 40	<i>Descarga de la bomba</i>	159
Figura 41	<i>Cotas de la bomba</i>	160
Figura 42	<i>Puntos de operación de la bomba</i>	161
Figura 43	<i>Simulación tubería de impulsión.</i>	162
Figura 44	<i>Resultados del modelamiento</i>	163
Figura 45	<i>Distancias recomendadas para instalación de equipos de bombeo</i>	165
Figura 46	<i>Dimensiones del equipo de bombeo</i>	166
Figura 47	<i>Disposición de equipos de bombeo en planta</i>	169
Figura 48	<i>Cálculo para volumen efectivo del tanque de almacenamiento.</i>	173
Figura 49	<i>Curva de masas</i>	174
Figura 50	<i>Niveles de parada sugeridos por fabricante</i>	176
Figura 51	<i>Planta Estación de Bombeo.</i>	178
Figura 52	<i>Corte Estación de Bombeo.</i>	179
Figura 53	<i>Matriz de Interacción de componentes ambientales y actividades</i>	185
Figura 54	<i>Evaluación de impactos considerados para el proyecto causa - efecto</i> ...	186

RESUMEN

En los últimos años, se experimenta un incremento en el índice poblacional en la ciudad de Quito, lo que ha generado una expansión territorial, especialmente en locaciones periféricas y rurales. El impacto del aumento de pobladores incide de manera proporcional al aumento de contaminación, ocasionada por los residuos propios, producto del consumo necesario para vivir, sin embargo, estas poblaciones al estar ubicadas en lugares alejados de la urbe, no cuentan con sistemas adecuados para la evacuación de residuos, principalmente de aguas servidas, y posteriormente su tratamiento para disminuir la polución ambiental, esto origina un mal manejo de las aguas servidas y a su vez incurre en una afectación directa a la salud, por el aumento de enfermedades, malos olores y proliferación de bacterias.

Para el acopio de las aguas residuales, así como también de las aguas lluvias, es imperante contar con un sistema de alcantarillado adecuado, que soporte y abastezca todo el caudal generado por la población, a través de una red de pozos, tuberías, y colectores para conducir a plantas de tratamiento y a su vez brindar otros usos a estas aguas, como el uso para el riego, procesos industriales, y propósitos recreativos o decorativos (piletas, lagunas en parques) o para que sigan su curso natural a través de ríos evitando la contaminación del entorno.

Este trabajo plantea el diseño de una red de alcantarillado, una estación de bombeo, separadores de caudales y una estructura de descarga que conducirá los caudales sobrantes hacia la quebrada El Progreso para el barrio Chaupimolino, ubicado en la Parroquia rural Pifo, provincia de Pichincha.

Palabras clave:

Alcantarillado, Pifo, Chaupimolino, Estación de Bombeo, Separadores de Caudal, Pozos de Bandeja.

ABSTRACT

In recent years, there has been an increase in the population index in the city of Quito, which has generated a territorial expansion, especially in peripheral and rural locations. The impact of the increase in population affects proportionally to the increase in pollution, caused by their own waste, a product of the consumption necessary to live, however, these populations, being located in places far from the city, do not have adequate systems for the evacuation of waste, mainly sewage, and subsequently its treatment to reduce environmental pollution, this causes poor management of sewage and in turn incurs a direct impact on health, due to the increase in diseases, bad odors and proliferation of bacteria.

For the collection of wastewater, as well as rainwater, it is imperative to have an adequate sewage system, which supports and supplies the entire flow generated by the population, through a network of wells, pipes, and collectors. to lead to treatment plants and in turn provide other uses for these waters, such as use for irrigation, industrial processes, and recreational or decorative purposes (pools, lagoons in parks) or to follow their natural course through rivers avoiding environmental pollution.

This work proposes the design of a sewer network, a pumping station, flow separators and a discharge structure that will lead the excess flows to the El Progreso stream for the Chaupimolino neighborhood, located in the rural Pifo parish, province of Pichincha.

Keywords:

Sewage System, Pifo, Chaupimolino, Pumped System, Collection System Overflows.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 Introducción

Debido al constante crecimiento poblacional que experimentan las ciudades, los sistemas de abastecimiento de agua potable, alcantarillado e infraestructura en general dejan de ser eficientes en algunos casos, en otros, simplemente se necesitan realizar estudios y diseños para ampliar su cobertura hacia los nuevos asentamientos generados en los sectores periféricos.

Este fenómeno es constantemente causado por migraciones internas de pobladores, que buscan desplazarse hacia los centros económicos en busca de mejores oportunidades laborales, en el Ecuador se evidencia directamente en los centros económicos y gubernamentales como lo son Guayaquil y Quito respectivamente.

En el Distrito Metropolitano de Quito, producto de su geografía, el afloramiento de asentamientos humanos se produce en las parroquias periféricas a la urbe, donde el crecimiento poblacional es más elevado, presentando tasas de crecimiento del 4% al 6.5% según estudios demográficos realizados en el año 2021. Como consecuencia directa, la Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento (EPMAPS) debe ampliar la cobertura de sus servicios de agua potable y alcantarillado que, según su plan general de negocios, expansión e inversión (2021) “para el mes de octubre del 2020 alcanzan el 98.80% y 94.14% respectivamente” (p. 6).

Sin embargo, en algunas parroquias rurales como la de Pifo, según el PDOT Parroquia de Pifo (2020) “la cobertura de los servicios está en el orden del 90% con respecto al servicio de agua potable y de 80% del servicio de alcantarillado” (p. 64). Lo que requiere de nuevos proyectos de infraestructura para dotar a los habitantes de estos servicios básicos.

1.2 Antecedentes

El barrio Chaupi Molino cuenta con servicio de agua potable que cubre la demanda del líquido vital al 90.40% y es administrado por una junta de agua que beneficia a 145 usuarios. Por otra parte, el alcantarillado está cubierto al 72.30%. El orden de la ejecución de las obras de recolección de aguas residuales comprende períodos de construcción desde el año 2010; esto se debe principalmente a la falta de control en el crecimiento de este asentamiento, cuyas etapas aún están en proceso de regularización, en programas sociales como regulariza tu barrio.

1.3 Alcance

El proyecto tiene como finalidad la recolección de información predial, evaluación del estado de la infraestructura de alcantarillado en la calle principal Manuel Burbano y estructuras de descarga hacia la quebrada El Progreso, además del levantamiento de información de campo, requisitos necesarios para el diseño de alcantarillado en los pasajes: Cirilo Cachago, Juanita, Morales Haro, Vargas y San Clemente. Adicional, se requiere del diseño de un interceptor de aguas residuales a lo largo del corredor periférico de la cabeza parroquial de Pifo, donde se prevé dotar a la comunidad de una estación de bombeo, estructuras de derivación de caudales y estructuras de descarga.

Para el desarrollo del trabajo se cuenta con la información topográfica proporcionada por la EPMAPS, además de la ubicación de puntos de control en los pozos previstos.

1.4 Justificación

En el barrio Chaupi Molino, los habitantes del sector, ante la ausencia de la red de alcantarillado, realizan las descargas de aguas servidas domiciliarias hacia estructuras de alcantarillado construidas por los mismos habitantes y en otros casos hacia pozos sépticos, que en ambos escenarios, son construidos de forma artesanal, sin ninguna normativa técnica; lo que acarrea una serie de inconvenientes principalmente de contaminación, tanto al ambiente por la proliferación de malos olores y plagas, como al suelo, ya que este tipo de residuos son perjudiciales. Esta problemática desencadena varias situaciones adversas para la salud de los habitantes, como enfermedades, y la filtración de contaminantes a los ríos.

Se ha podido constatar los problemas que se han desencadenado en la comunidad, la implementación del presente proyecto, repercutirá directamente en la calidad de vida de los habitantes del sector, brindando una solución y gestión adecuada a las aguas residuales, evitando a su vez la contaminación progresiva del medio ambiente.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo General

Realizar los estudios y diseños necesarios del interceptor y alcantarillado combinado, en base a las normativas vigentes, para que la Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento (EPMAPS) gestione la construcción del proyecto en el sector Chaupi Molino de la parroquia de Pifo.

1.5.2 Objetivos específicos

Recabar información relacionada a la densidad e índice de crecimiento poblacional, registros prediales y estudio de precipitaciones; a través de documentos o publicaciones realizadas por instituciones gubernamentales como el Instituto Ecuatoriano

de Estadísticas y Censos (INEC), y el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI); para determinar los parámetros necesarios de población futura y estimación de caudales a utilizar en el diseño de la red.

Realizar el diseño de la red de alcantarillado combinado y todas las estructuras especiales, a través del procesamiento de la información topográfica, hojas de cálculo programadas, ábacos de relaciones hidráulicas y simulaciones con software para la tubería de impulsión, considerando la normativa vigente para que garantice su adecuado funcionamiento.

Proponer alternativas de diseño para la red de alcantarillado, interceptor y estructuras especiales (estación de bombeo, separadores de caudal, estructuras de disipación de energía y estructuras de descarga); a través del cálculo de los caudales sanitarios y pluviales, con el fin de garantizar la operatividad del sistema y de todos sus componentes, atendiendo criterios técnicos, económicos y ambientales que sustenten la viabilidad del proyecto en el tiempo.

Realizar el presupuesto del proyecto (túneles, estación de bombeo, estructuras de descarga, etc.), por medio de la estimación de los rubros más importantes, para obtener el costo referencial de la inversión.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

2.1 Redes de alcantarillado Combinado

Las redes de alcantarillado combinado son sistemas de obras para la recolección, conducción y disposición final de las aguas residuales y aguas lluvias.

2.1.1 *Parámetros de diseño*

Los parámetros de diseño componen los elementos básicos para el desarrollo del diseño de un sistema de recolección y evaluación de aguas residuales.

2.1.2 *Período de diseño*

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales se deben proyectar para un periodo mínimo de 30 años, como indica las normas de diseño de sistemas de alcantarillado para la EMAAP-Q.

2.1.3 *Población del proyecto*

Para la estimación de la población, como requisitos básicos se debe tener información respecto de: censos de población, censos de vivienda identificando los tipos de consumidores que demandan el servicio de alcantarillado. Se realizarán las proyecciones de crecimiento utilizando tres métodos estadísticos, base mínima según las normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes.

2.1.3.1 Método aritmético

$$P_t = P_o + g t$$

Donde:

P_t : Población en el momento t (habitantes)

P_o : Población en el momento 0 (habitantes)

t: Periodo de tiempo transcurrido (t-0) (años)

g: Incremento anual de la población (habitantes/año)

2.1.3.2 Método geométrico

$$P_t = P_o (1 + r)^t$$

Donde:

P_t: Población en el momento t (habitantes)

P₀: Población en el momento 0 (habitantes)

r: Tasa de crecimiento

t: Periodo de tiempo transcurrido (t-0) (años)

2.1.3.3 Método de Wappus

$$P_t = P_o \times \frac{(200 + i \times t)}{(200 - i \times t)}$$

Donde:

P_t: Población en el momento t (habitantes)

P₀: Población en el momento 0 (habitantes)

i: Índice de crecimiento anual (%)

t: Periodo de tiempo transcurrido (t-0) (años)

2.1.4 Áreas de aportación

Para las áreas de aportación requeridas para el cálculo de los caudales de diseño, es necesario zonificar el sector en áreas tributarias, tomando en cuenta la topografía y aspectos urbanísticos. Según el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes (1992) “se considerará los diversos usos de suelo (residencial, comercial, industrial, institucional y público). Se incluirán las zonas de desarrollo futuro” (p. 185).

2.1.5 Dotación

Según el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes (1992) “La cantidad de agua necesaria para satisfacer las demandas de la población y otros requerimientos, se fijará en base a estudios de las condiciones particulares de cada población, considerando:

- Condiciones climáticas del sitio de estudio
- Las dotaciones fijadas para los distintos sectores de la ciudad, considerando las necesidades de los distintos servicios públicos;
- Las necesidades de agua potable para la industria;
- Las dotaciones para lavado de mercados, camales, plazas, calles, piletas, etc.;
- Las dotaciones para riego de jardines” (p. 42).

En caso de no contar con datos suficientes para estudios de pre factibilidad, se podrán utilizar las dotaciones indicadas en la tabla 1.

Tabla 1*Dotaciones recomendadas*

POBLACIÓN		DOTACIÓN MEDIA
(habitantes)	CLIMA	FUTURA
		(l/hab/día)
Hasta 5000	Frío	120 – 150
	Templado	130 – 160
	Cálido	170 – 200
5000 a 50000	Frío	180 – 200
	Templado	190 – 220
	Cálido	200 – 230
Más de 50000	Frío	>200
	Templado	>220
	Cálido	>230

Nota. Se presentan las dotaciones recomendadas según la población futura y tipo de clima.

Fuente: Ex IEOS. (1992).

2.1.6 Caudales de diseño

Para el diseño del sistema de alcantarillado del barrio Chaupi Molino, se determinará de los siguientes caudales:

- Caudal sanitario.
- Caudal Pluvial.

2.1.6.1 Caudal sanitario

Una de las aportaciones más importante a determinar es aquella que retorna a la red de alcantarillado producto de las actividades humanas. Según la EMAAP (2009) define el caudal sanitario como “El volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación que está integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales” (p. 29).

2.1.6.2 Domésticas (Qd)

El aporte doméstico (Qd) está dado por las expresiones:

$$Q_d = \frac{d_{neta} \times P \times R}{86\ 400}$$

Donde:

d_{neta} : dotación neta por habitante, L/(ha*día)

R: Coeficiente de retorno, (adimensional)

P: Población, (habitantes)

2.1.6.3 Industriales (QI)

Estos caudales son altamente contaminantes dependiendo del tipo de actividad que se realiza en la zona por tal motivo es indispensable considerarlos en el diseño de la red. Según EMAAP (2009):

El consumo de agua industrial varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la industria, los aportes de aguas residuales varían con el grado de recirculación de aguas y los procesos de tratamiento. En consecuencia, los aportes de aguas residuales industriales (QI) deben ser determinados para cada caso en particular, con base en información de censos, encuestas y consumos industriales y estimativos de ampliaciones y consumos futuros.

Estas aportaciones, deben ser previamente tratadas antes de realizar la descarga a la red pública con la finalidad de disminuir los componentes contaminantes, hasta niveles aceptables según normativa vigente.

2.1.6.4 Comerciales (QC)

Para su determinación es indispensable contar con datos de catastro y contrastarlo con visitas de campo. Según EMAAP (2009), “Para zonas netamente comerciales, el caudal de aguas residuales (QC) debe estar justificado con un estudio detallado, basado en consumos diarios por persona, densidades de población en estas áreas y coeficientes de retorno mayores que los de consumo doméstico” (p. 31).

2.1.6.5 Institucionales (OIN)

Para la determinación de los caudales institucionales puede tomarse como base los registros de consumo en instituciones de similares características considerando el número de habitantes a la que sirven. Según EMAAP (2009) “El consumo de agua de las diferentes instituciones varía de acuerdo con el tipo y tamaño de las mismas, dentro de las cuales pueden mencionarse escuelas, colegios y universidades, hospitales, hoteles, cárceles, etc” (p. 32).

2.1.6.6 Conexiones erradas (QCE)

Según EMAAP (2009) “Se deben considerar los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de tejados y patios, QCE” (p. 32).

2.1.6.7 Infiltración (OINF)

La categorización de la infiltración en alta, media y baja se relaciona con las características topográficas, de suelos, niveles freáticos y precipitación. Según EMAAP (2009):

En ausencia de medidas directas o ante la imposibilidad de determinar el caudal por infiltración, el aporte puede establecerse con base en los valores de la Tabla 2; en donde el valor inferior del rango dado corresponde a condiciones constructivas más apropiadas, mayor estanqueidad de tuberías y estructuras complementarias y menor amenaza sísmica.

Debido a que es inevitable controlar y cuantificar la infiltración de aguas subterráneas hacia el sistema de alcantarillado, en base a los coeficientes recomendados en normativa se puede estimar el caudal de infiltración por el área total que abarca el proyecto.

Tabla 2

Coefficientes para caudales de infiltración

Nivel de complejidad del sistema	Infiltración alta (l/s-ha)	Infiltración media (l/s-ha)	Infiltración baja (l/s-ha)
Bajo y medio	0,1 – 0,3	0,1 – 0,3	0,05 – 0,2
Medio alto y alto	0,15 – 0,4	0,1 – 0,3	0,05 – 0,2

Nota. Se presentan los coeficientes recomendados según complejidad del sistema.

Fuente: Normas de diseño para alcantarillado EMAAP-Q. (2009)

2.1.6.8 Caudal pluvial

Para el cálculo del caudal pluvial o de escorrentía, se podrá utilizar enfoques básicos como el método racional, en cuencas tributarias con una superficie inferior a 500 hectáreas (ha).

Fórmula método racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{0.36}$$

Donde:

Q: Caudal, (m³/s)

C: Coeficiente de escorrentía

I: Intensidad de precipitación, (mm/h)

A: Área de la cuenca, (Km²)

2.1.7 Hidráulica de los conductos

Para permitir aireación adecuada del flujo de aguas residuales, el valor máximo permisible de la profundidad hidráulica para el caudal de diseño debe estar entre el 70% y el 85% del diámetro real de este como se recomienda en las Normas de diseño para alcantarillado EMAAP-Q. (2009).

2.1.7.1 Flujo de tubería con sección llena

$$Q = v \times A$$

Donde:

Q: Caudal a tubo lleno, (m³/s)

v: velocidad del flujo, (m/s)

A: Área Transversal, (m²)

2.1.7.2 Formula de Manning

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

Donde:

V: Velocidad del flujo, (m/s)

R: Radio Hidráulico, (m)

S: Pendiente del gradiente hidráulico, adimensional

n: Coeficiente de rugosidad

2.1.7.3 Ábacos de elementos geométricos de tubería circular

Para el diseño de la red de alcantarillado se utilizará los ábacos de elementos geométricos para tubería circular, en los cuales se relaciona el diámetro de la tubería, el coeficiente de Manning del material, la pendiente. Teniendo como dato el caudal de diseño se determina el caudal y la velocidad a tubo lleno. Implementando esta herramienta se calcula la relación entre el caudal de diseño y el caudal a tubo lleno (Q_d/Q_o), también la relación entre la profundidad de la lámina de agua y diámetro interno de la tubería (d/D).

Figura 1

Relaciones Hidráulicas en tubería

Q/Qo	Y/φ	V/Vo	D/φ	A/Ao	Q/Qo	Y/φ	V/Vo	D/φ	A/Ao
.010	.061	.272	.041	.025	.540	.587	.881	.487	.610
.020	.099	.327	.067	.051	.550	.594	.886	.494	.618
.030	.126	.366	.086	.073	.560	.600	.891	.502	.626
.040	.148	.398	.102	.092	.570	.600	.891	.502	.626
.050	.168	.426	.116	.110	.580	.613	.901	.518	.642
.060	.185	.450	.128	.127	.590	.619	.905	.526	.650
.070	.200	.473	.140	.143	.600	.625	.910	.534	.658
.080	.215	.495	.151	.157	.610	.632	.915	.542	.666
.090	.228	.515	.161	.172	.620	.638	.919	.550	.674
.100	.241	.534	.170	.185	.630	.644	.924	.559	.681
.110	.253	.553	.179	.199	.640	.651	.928	.561	.689
.120	.264	.564	.180	.211	.650	.657	.933	.575	.697
.130	.275	.575	.197	.224	.660	.663	.937	.585	.704
.140	.286	.586	.205	.236	.670	.670	.942	.595	.712
.150	.296	.596	.213	.248	.680	.676	.946	.604	.720
.160	.306	.606	.221	.259	.690	.683	.950	.614	.727
.170	.316	.616	.229	.271	.700	.689	.954	.623	.735
.180	.325	.626	.236	.282	.710	.695	.959	.633	.742
.190	.334	.636	.244	.293	.720	.702	.963	.644	.750
.200	.343	.645	.251	.304	.730	.709	.967	.654	.757
.210	.352	.655	.258	.314	.740	.715	.971	.665	.765
.220	.361	.664	.266	.325	.750	.721	.975	.677	.772
.230	.369	.673	.273	.335	.760	.728	.978	.688	.780

Nota. Se presentan las relaciones hidráulicas entre caudal, calado, velocidad y diámetro.

Fuente: Pérez (2010)

2.1.8 Diámetros

El diámetro interno real mínimo que deberá usarse en sistemas de alcantarillado será 0,25 m para alcantarillado sanitario y 0,40 m para alcantarillados pluviales, para tramos iniciales en sistemas de drenaje no muy complejos se podrán aceptar diámetros de 0,30 m siempre y cuando se verifique las condiciones de velocidad mínima y máxima.

2.1.9 Velocidad mínima y máxima

EL Código Ecuatoriano de la Construcción CEC Normas para Estudio y Diseño de Sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes (1992) determina que “la velocidad del líquido en los colectores, sean primarios, secundarios o terciarios, bajo condiciones de caudal máximo instantáneo, en cualquier año del período de diseño, no sea menor que 0,45 m/s y preferiblemente sea mayor que 0,6 m/s, para impedir la acumulación de gas sulfhídrico en el líquido.

Las velocidades máximas admisibles en tuberías o colectores dependen del material de fabricación, para PVC el valor de velocidad máxima admisible indicado en normativa es de 7,5 m/s” (p.190).

2.1.10 Pendiente mínima y máxima

El valor de la pendiente mínima del colector debe ser aquel que permita tener condiciones de auto limpieza de la tubería. El valor de la pendiente máxima admisible es aquel para el cual se tenga una velocidad máxima real.

2.1.11 Profundidad mínima a la cota clave

Se refiere a la profundidad mínima a la que debe estar ubicada la tubería de alcantarillado, medida desde la superficie del terreno hacia el diámetro externo de la misma. Según EMAAP (2009), “Las redes de recolección y evacuación de aguas residuales deben estar a una profundidad adecuada para permitir el drenaje por gravedad

de las descargas domiciliarias sin sótano, aceptando una pendiente mínima de estas del 2%” (p. 41). Con la finalidad de evitar daños en las tuberías y así garantizar su vida útil.

Tabla 3

Profundidades mínimas de tuberías

Servidumbre	Profundidad mínima a la clave del colector (m)
Vías peatonales o zonas verdes	1,50
Vías vehiculares	1,50

Nota. Se presentan las profundidades recomendadas según la ubicación de la tubería.

Fuente: Normas de diseño para alcantarillado EMAAP. (2009)

2.2 Sistemas de Alcantarillado

Un sistema de alcantarillado está compuesto por una serie de tuberías subterráneas y obras complementarias indispensables para tomar y evacuar aguas residuales y/o pluviales, los sistemas de alcantarillado son importantes ya que desaparecen las aguas servidas y aguas pluviales de las calles, las cuales acarrearán gran cantidad de desechos y suciedad.

Según López Cualla (2004), “Los sistemas de alcantarillado pueden ser de dos tipos: convencionales y no convencionales” (p. 341).

2.2.1 Sistemas Convencionales

Los sistemas convencionales son utilizados comúnmente para la recolección y transporte de las aguas residuales o pluviales hasta las áreas de disposición final y se clasifican según el tipo de agua que transporten:

2.2.1.1 Alcantarillado separado

El alcantarillado separado es aquel que realiza la evacuación de las aguas negras y pluviales de forma independiente en un mismo sector, por lo que se tiene:

- Alcantarillado sanitario: aquel que se encarga únicamente de la recolección de las aguas negras y;
- Alcantarillado pluvial: aquel que se encarga de la recolección de las aguas lluvia.

2.2.1.2 Alcantarillado Combinado

El alcantarillado combinado recoge y transporta a la vez las aguas negras y pluviales (López Cualla, 2004, p.342).

2.2.1.3 Alcantarillado Mixto

Según INEN (1992), “Es la unión de alcantarillado separado y combinado dentro de una misma área urbana, donde una zona tiene alcantarillado separado y otra, combinado” (p. 184).

2.2.2 Sistemas no convencionales

Según la Comisión Nacional del agua (s.f):

Los sistemas no convencionales constituyen una opción eficaz en zonas donde la instalación y operación de los sistemas de alcantarillado tradicionales son mínimamente posible, se caracterizan por ser sistemas económicos. Se clasifican en sistemas de alcantarillado por vacío, sistemas de alcantarillado por presión, redes de alcantarillado sin arrastre de sólidos.

2.2.2.1 Sistemas de alcantarillado por vacío

Según El Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento CONAGUA (s.f.):

Es un sistema de alcantarillado que emplea bombas de vacío, con diferentes presiones de aire y de gravedad con el propósito de transportar rápidamente las aguas negras hacia un tanque de vacío. Este sistema es apropiado para:

- ✓ Comunidades pequeñas con una densidad relativamente alta de vivienda;
- ✓ Terrenos con nivel freático alto;
- ✓ Áreas inundables;
- ✓ Terrenos rocosos, arenosos, pantanosos, inestables o con material de relleno;
- ✓ Diseño de sistema de alcantarillado en contra pendiente con el terreno natural;
- ✓ Sistemas ecológicos sensibles;
- ✓ Infraestructuras como puertos, aeropuertos, estaciones de ferrocarriles;
- ✓ Zonas donde exista cruces de ríos, canales, etcétera, y esto influya potencialmente en los costos de inversión. (p.2)

2.2.2.2 Sistemas de alcantarillado por presión

Los sistemas de alcantarillado a presión son opciones más inteligentes y económicas para sectores alejados. Estos sistemas están compuestos por tuberías de diámetros menores con respecto al alcantarillado tradicional, el cual se puede adaptar a la topografía del terreno lo que conlleva a una disminución de volúmenes en excavación. El sistema de alcantarillado por presión en su diseño no considera pozos de visita obteniendo como

resultado la eliminación de posible infiltración de aguas pluviales. Este sistema es apropiado para:

- ✓ Terrenos con nivel freático alto;
- ✓ Áreas inundables;
- ✓ Terrenos rocosos, arenosos, pantanosos, inestables o con material de relleno;
- ✓ Terrenos con pendiente negativa;
- ✓ Sistemas ecológicos sensibles;
- ✓ Zonas con cruces de ríos, canales, etcétera. (Comisión Nacional de Agua CONAGUA, s.f, p.19)

Al utilizar este sistema se debe tener en cuenta que el consumo de energía para su ejecución es de por vida, como consecuencia se necesita mayores requisitos de mantenimiento con personal especializado lo que incrementa el costo.

2.2.2.3 Redes de alcantarillado sin arrastre de sólidos

Este sistema conduce el agua residual por gravedad a partir de un tanque séptico hasta su punto de tratamiento para su posterior desalojo a otra red de alcantarillado o a una planta de tratamiento. Su instalación puede ser a poca profundidad y no es necesario de un flujo mínimo de caudal o una pendiente para su óptimo funcionamiento.

Las redes de alcantarillado sin arrastre de sólidos son tuberías de plástico de diámetros pequeños que se ubican con pendientes uniforme hacia abajo. Son alternativas no convencionales que posibilitan una reducción de costos por conceptos de compra de tuberías y materiales, de excavación de zanjas y pozos de visita. Este sistema es apropiado para:

- ✓ Terrenos con nivel freático alto;

- ✓ Áreas inundables;
- ✓ Terrenos con irregularidades;
- ✓ Zonas de baja densidad poblacional;
- ✓ Infraestructuras como puertos, aeropuertos, estaciones de ferrocarriles;
- ✓ Zonas con cruces de ríos, canales, etcétera (Comisión Nacional del agua, s.f, p.1).

2.3 Sistemas de bombeo

Los sistemas de bombeo tienen como objetivo recoger y conducir el agua residual de una cota baja a otra más alta. Los términos más importantes para el análisis de los sistemas de bombeo son:

2.3.1 Capacidad

Según Metcalf & Eddy (1995) “La capacidad o caudal de una bomba es el volumen de líquido bombeado por unidad de tiempo y se expresa, en litros por segundo o metros cúbicos por segundo” (p.300).

2.3.2 Altura

La altura de una bomba expresa la distancia vertical existente entre una superficie libre de agua y una cota de referencia. La altura de una bomba es la distancia a la que puede elevar un líquido y se mide en metros de columna del líquido bombeado. La altura necesaria para vencer las pérdidas que se produce en las conducciones de un sistema a un caudal dado es la altura del sistema.

Los términos que se emplean en el análisis de bombas y sistemas de bombeos son:

- ✓ Altura geométrica de aspiración

- ✓ Altura geométrica de elevación
- ✓ Altura geométrica total
- ✓ Perdida de carga por rozamiento
- ✓ Altura de velocidad
- ✓ Perdida de carga singulares
- ✓ Altura manométrica total

Todas ellas se expresan en metros de columna de agua. (Metcalf & Eddy, 1995, p. 300)

2.3.2.1 Altura geométrica de aspiración

Es la diferencia de cotas que existe entre el nivel del líquido en la aspiración y el eje del rodete de la bomba. Se conoce como elevación por aspiración cuando el nivel del líquido en la aspiración se ubica por debajo del eje del rodete. Para aguas servidas las bombas se instalarán con una baja altura geométrica de aspiración positiva, evitando así la inclusión de dispositivos de cebado, los cuales podrían obstruirse por partículas sólidas que se encuentren en el agua servida ocasionando que el funcionamiento de la bomba no sea óptimo.

2.3.2.2 Altura geométrica de elevación

Es la diferencia de cotas que existente entre el nivel de agua en la descarga y el eje del rodete de la bomba.

2.3.2.3 Altura geométrica total

Es la diferencia que existe entre las cotas de los niveles de agua en la descarga y aspiración.

2.3.2.4 Pérdidas por rozamiento

Pérdidas por rozamiento se denomina a la altura o carga de agua la cual dota al sistema para superar la fricción que produce el flujo del agua a través de las

tuberías del sistema. Los cálculos para las pérdidas por rozamiento en la aspiración e impulsión se lo realizan mediante la fórmula de Darcy-Weisbach o Hazen-Williams.

2.3.2.5 Altura de velocidad

Es la energía cinética contenida en el líquido bombeado en cualquier punto del sistema:

$$\text{Altura de velocidad} = \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

v = velocidad del líquido, m/s

g = aceleración de la gravedad, m/s²

Cuando se quiera determinar la altura en un punto dado del sistema, se debe añadir la altura de velocidad a la lectura del manómetro para que el cálculo sea preciso.

2.3.2.6 Pérdidas de carga singulares

Es la altura o carga de agua que se debe dotar para vencer las pérdidas que se producen en piezas especiales y válvulas. Las pérdidas singulares en la aspiración e impulsión se las calculan como una fracción de la altura de velocidad.

$$h_m = k \frac{v^2}{2g}$$

Donde

h_m = pérdida de carga singular, m

K = coeficiente de pérdida de carga

2.3.2.7 Altura manométrica total

Es aquella altura a la cual la bomba debe vencer durante su funcionamiento. Para su cálculo se debe tener en cuenta las alturas geométricas de aspiración y elevación, las pérdidas por rozamiento, la altura de velocidad y las pérdidas singulares.

$$H_t = H_D - H_S + \frac{Vd^2}{2g} - \frac{Vs^2}{2g}$$

Términos de la altura geométrica:

$$H_t = H_{geom} + H_{fs} + \sum h_{ms} + h_{fd} + \sum h_{md} + \frac{Vd^2}{2g}$$

$$H_D = h_d + h_{fd} + \sum h_{md}$$

$$H_S = h_s - h_{fs} - \sum h_{ms} - \frac{Vs^2}{2g}$$

Donde:

H_t = altura manométrica total, m.

H_{geom} = altura geométrica total, m.

$H_D(H_S)$ = altura de elevación (aspiración) medida en la boquilla de descarga (aspiración) con referencia al eje del rodete de la bomba, m.

$V_d(V_s)$ = velocidad en el conducto de impulsión (aspiración), s.

g = aceleración de la gravedad, m/s^2 .

$h_d(h_s)$ = altura geométrica de elevación (aspiración), m.

$h_{fd}(h_{fs})$ = pérdida de carga por rozamiento en la impulsión (aspiración), m.

$h_{md}(h_{ms})$ = pérdida de carga singular en la impulsión (aspiración), m. (Metcalf & Eddy, 1995, p. 302).

Según Metcalf & Eddy (1995) “Para determinar la altura manométrica total se puede utilizar la ecuación de la energía (Bernoulli). Tomando los puntos correspondientes a la boquilla de aspiración y descarga de la bomba” (p.303)

$$H_t = \frac{P_d}{\gamma} + \frac{V_d^2}{2g} + z_d - \left(\frac{P_s}{\gamma} + \frac{V_s^2}{2g} + z_s \right)$$

Donde:

H_t = altura manométrica total, m

$P_d(P_s)$ = presión manométrica medida en la descarga (aspiración) kN/m^2

γ = peso específico del agua, N/m^3

$V_d(V_s)$ = velocidad en la boquilla de descarga (aspiración), m/s

g = aceleración de la gravedad, m/s^2 .

$Z_d(Z_s)$ = cota de los manómetros de la descarga (aspiración) con respecto a la referencia, m.

Las pérdidas de carga que se producen dentro de la bomba están incorporadas en el término de la altura manométrica total. (Metcalf & Eddy, 1995, p. 303)

2.3.3 Rendimiento y potencia absorbida

La eficiencia de una bomba se la mide mediante el caudal que descarga contra una altura dada y con un rendimiento determinado. El caudal de diseño de la bomba es función del diseño de proyecto. Teniendo en cuenta las curvas características se obtendrá información sobre el diseño de la bomba. (Metcalf & Eddy, 1995, p. 303)

$$E_p = \frac{\text{potencia útil}}{P_i} = \frac{\gamma Q H_t}{P_i}$$

Donde:

E_p = rendimiento de la bomba, adimensional

P_i = potencia absorbida, kW, kN. m/s

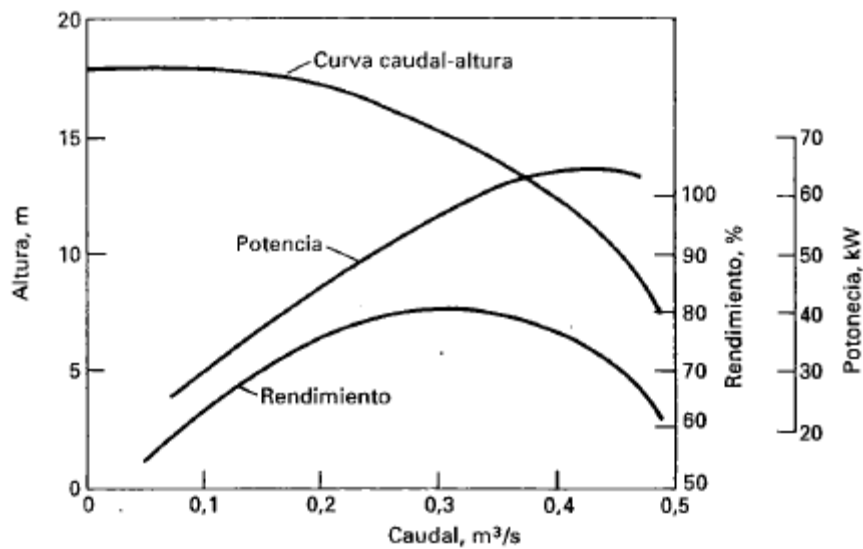
γ = peso específico del agua, kN/m³

Q = caudal, m³/s

H_t = altura monométrica total, m

Figura 2

Curvas características típicas de una bomba centrífuga de flujo radial.



Nota. La figura muestra curvas características típicas de una bomba. Fuente: Metcalf & Eddy (1995, p.304)

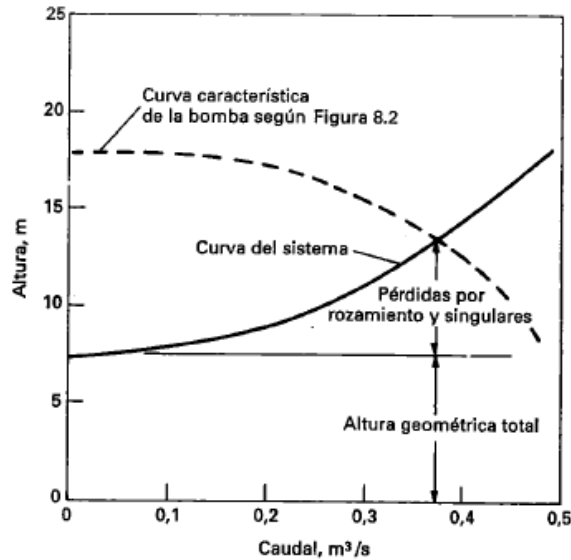
Metcalf & Eddy (1995) plantean que los rendimientos de las bombas van a variar dentro de los intervalos comprendidos entre 60 y 85 por 100. Las pérdidas de energía en el interior de una bomba se pueden clasificar como volumétricas, mecánicas e hidráulicas.

2.3.4 Curva característica de una bomba

El conjunto de las curvas de alturas-caudales, rendimiento y potencia absorbida se las denomina como curvas características de la bomba.

Figura 3

Curvas de caudal-altura del sistema para una instalación de bombeo típica.



Nota. La figura muestra curva de caudal-altura. Fuente: Metcalf & Eddy (1995, p.304)

2.3.5 Curva del sistema

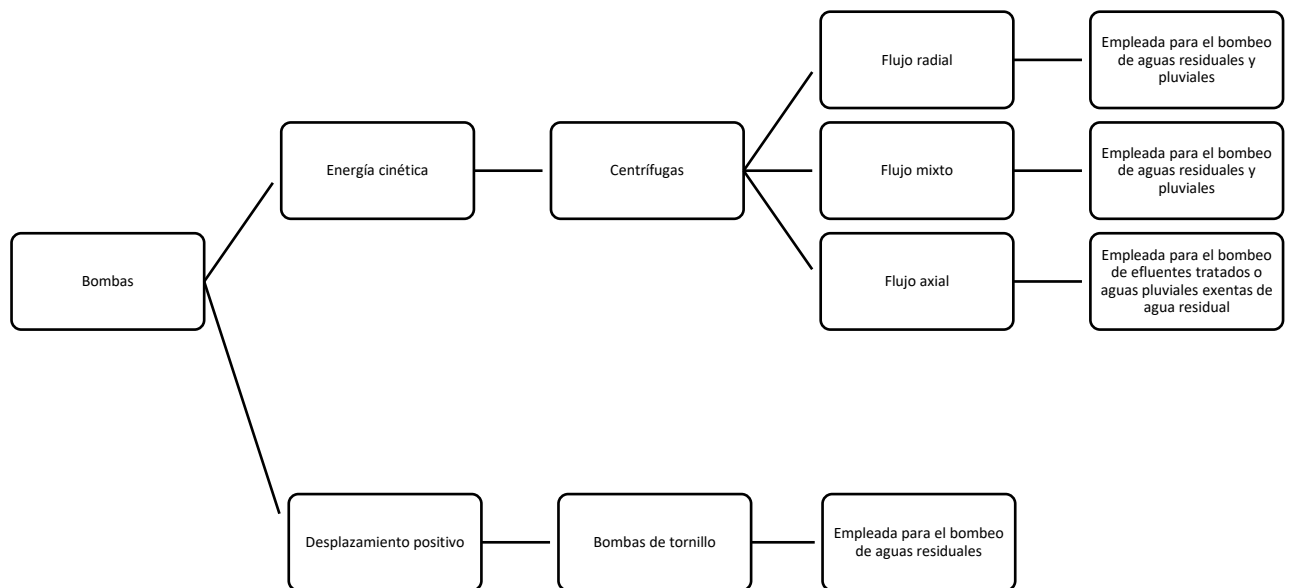
La determinación de la altura requerida por una bomba o un conjunto de bombas, para descargar caudales dados a través de un sistema de tuberías determinado, se utiliza la curva altura-caudal del sistema, la cual es una representación gráfica de la altura del sistema y se consigue dibujando los puntos correspondientes a la altura manométrica total (altura geométrica más pérdidas) para un conjunto de caudales que van a variar desde cero al valor máximo esperado, mediante la ecuación de la energía (Bernoulli) (p. 300).

2.3.6 Clasificación de las bombas

De acuerdo con el instituto de Hidráulica de Estados Unidos (Hydraulic Institute of the United States), las bombas se pueden clasificar en dos grupos básicos, las de energía cinética y las de desplazamiento positivo. En la figura 4 se indican las bombas correspondientes a cada grupo. Las bombas que tienen más uso en el campo de ingeniería sanitaria son las centrífugas.

Figura 4

Clasificación de las bombas



Nota. Se presentan la clasificación de las bombas. Elaborado por: Los autores con información tomada de (Metcalf & Eddy, 1995)

2.3.7 Características de funcionamiento de las bombas

En el mercado existen bombas de tamaño y diseño similar fabricadas por diferentes empresas, según Metcalf & Eddy (1995):

Las características de funcionamiento de las bombas omitirán su tamaño, velocidad y diseño.

2.3.7.1 Curvas características de la bomba

En las curvas características de la bomba generalmente se muestra gráficamente:

- La altura manométrica total en metros (H);
- El rendimiento en tanto por ciento (E);
- La potencia absorbida en kilovatios (P), en las ordenadas y;
- El caudal en metros cúbicos por segundo (Q), en la abscisa.

La forma general de estas curvas varía con la velocidad específica.

Figura 5

Bombas Centrífugas

Características	Bombas centrífugas			
	Flujo radial	Flujo mixto	Flujo axial	Bombas de tornillo
1. Caudal	Uniforme	Uniforme	Uniforme	Uniforme
2. Efecto del aumento de la altura de elevación sobre:				
a) El caudal	Disminución	Disminución	Disminución	<i>a</i>
b) La potencia necesaria	Disminución	De disminución pequeña a gran aumento	Gran aumento	
3. Efecto de la disminución de la altura de elevación sobre:				
a) El caudal	Aumento	Aumento	Aumento	<i>b</i>
b) La potencia necesaria	Aumento	De ligero aumento a disminución	Disminución	<i>b</i>
4. Efecto del cierre de la válvula de descarga sobre:				
a) La presión	Hasta el 30% aumento	Aumento considerable	Gran aumento	No aplicable
b) La potencia necesaria	Disminución del 50-60%	Disminución del 10% a incremento del 80%	Aumento del 80-150%	No aplicable

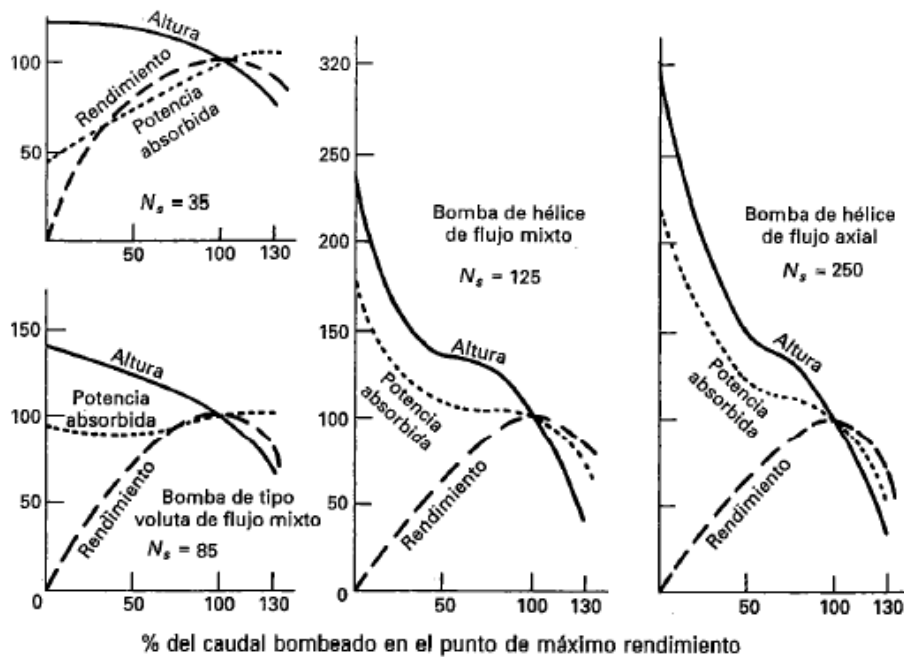
a La altura manométrica de una bomba de tornillo solamente puede aumentarse bajando el nivel de aspiración, lo que disminuirá el caudal y la potencia necesaria.

b La altura manométrica de una bomba de tornillo solamente puede disminuirse elevando el nivel de aspiración e inundando los tornillos. El caudal permanecerá constante y la potencia necesaria disminuirá

Nota. Se presenta características de bombas centrífugas. Elaborado por: Los autores con información tomada de (Metcalf & Eddy, 1995)

Figura 6

Curvas características típicas de bombas centrífugas.



Nota. La figura muestra curvas características típicas de bombas centrífugas. Fuente: Metcalf & Eddy (1995, p.323)

2.3.7.2 Campo de funcionamiento

El punto de máximo rendimiento es lo óptimo para el funcionamiento de una bomba. No es aconsejable que el caudal de la bomba sobrepase al correspondiente al punto de máximo rendimiento ya que la presión absoluta necesaria para evitar la cavitación será mayor ocasionando un problema potencial. Cuando el caudal descargado por la bomba desciende hacia el punto de válvula cerrada la recirculación del líquido impulsado dentro del rodete dará lugar a vibraciones y a pérdidas hidráulicas en la bomba y esto puede ocasionar cavitación (Metcalf & Eddy, 1995, p. 324).

2.3.8 Selección de bombas

Según Metcalf & Eddy (1995) a la hora de seleccionar los equipos de una estación de bombeo se debe tener en cuenta: 1) caudales de proyecto e intervalo de los mismos; 2) ubicación de la estación de bombeo; 3) diseño de la tubería de impulsión, y 4) características de las curvas caudal-altura del sistema. Para seleccionar el número y capacidad de las bombas, el tipo de accionamiento y el tamaño óptimo de la tubería de impulsión se debe evaluar los factores antes mencionados.

2.3.8.1 Determinación de los caudales

Es necesario determinar cuánto caudal llegue a ser bombeado para seleccionar el equipo a utilizar. Los caudales necesarios para la selección de las bombas incluyen el caudal máximo del proyecto, los caudales medios inicial y de proyecto y el mínimo inicial. Las bombas deben tener la capacidad de impulsar la caudal punta de proyecto, transportado por la red de alcantarillado. Los caudales medio, inicial y de proyecto son fundamentales en la selección de los equipos ya que estos deben funcionar eficientemente para los caudales medios. Con los caudales iniciales mínimos se realiza el dimensionamiento de la tubería de impulsión, este caudal es importante ya que los sólidos que se depositan a bajas velocidades pueden producir obstrucciones.

2.3.8.2 Ubicación de la estación de bombeo

La ubicación de la estación de bombeo dependerá del equipo seleccionado, ya que puede constar de dos o más bombas y esto hará que el espacio necesario sea de mayor área. Se debe tener en cuenta un espacio adicional por si en un futuro se desea aumentar el número de bombas.

2.3.8.3 Tuberías de impulsión

La tubería de impulsión trabaja como una alcantarilla la cual recibe el agua servida descargada por la estación de bombeo y transporta a presión hasta el lugar de evacuación. Los factores importantes que se debe tener en cuenta a la hora de dimensionar la tubería de impulsión son la velocidad de circulación y las pérdidas por fricción. La velocidad debe ser lo suficientemente alta para transportar los sólidos por la tubería de impulsión a los caudales mínimos. No obstante, a velocidades elevadas mayor será las pérdidas de fricción, aumentando así la altura manométrica total de las bombas. Se recomienda velocidades mínimas de 0,6 m/s para mantener los sólidos en suspensión y velocidad de 1 m/s puede arrastrar posibles sedimentos en la tubería.

2.3.8.4 Desarrollo de la curva altura – capacidad del sistema

Para obtener la curva altura – capacidad del sistema previamente se debe determinar los caudales del sistema, el diámetro de la tubería de impulsión y definida la altura geométrica. La curva altura – capacidad del sistema es necesaria para la determinación de la capacidad de las bombas, esta curva del sistema es la representación de la altura de carga total es decir la suma de la altura geométrica, las pérdidas por rozamiento y las pérdidas singulares del sistema con respecto al caudal, dicha altura de cargar total debe vencer las bombas funcionando a los diversos caudales de proyecto.

La curva altura – capacidad del sistema es importante para determinar el tamaño de las bombas, la forma de la curva del sistema es una guía para seleccionar el número de bombas y el tipo de accionamiento a emplear.

2.3.9 Análisis de los sistemas de bombeo

El análisis de los sistemas de bombeo tiene como objetivo seleccionar las bombas adecuadas y precisar sus puntos de funcionamiento. Este análisis supone del cálculo de las curvas del sistema y el uso de las mismas en conjunto con las curvas características de las bombas disponibles. Existen sistemas de una bomba y de varias bombas.

2.3.9.1 Sistemas de una sola bomba

Las curvas características de la bomba muestran la relación que existe entre la altura manométrica, el caudal, el rendimiento y la potencia al freno para unas amplias opciones posibles de funcionamiento, pero esto no muestra el punto de funcionamiento de la bomba.

El coeficiente de rozamiento a utilizar no debe ser muy conservador puesto que puede existir pérdida en el rendimiento, un motor sobrecalentado y la posibilidad de que se produzca cavitación. La solución a esto se puede lograr representando gráficamente curvas del sistema en las que se muestre el coeficiente de rozamiento para tuberías nuevas. Un óptimo trabajo se lograría cuando el punto de máximo rendimiento este cercano al de funcionamiento de proyecto y dentro de la familia de curvas del sistema posibles.

2.3.9.2 Sistema de varias bombas

Para aguas residuales por lo general se tiene estaciones de bombeo con una o más bombas trabajando de forma paralela, pero si la situación en campo amerita se puede tener el caso de que las bombas trabajen en serie.

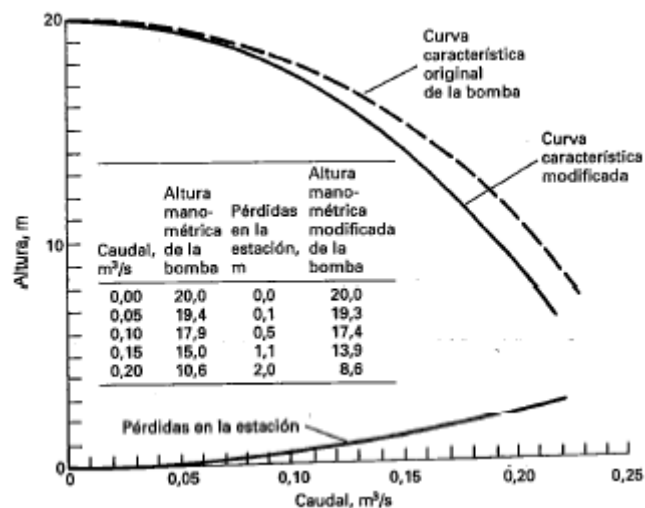
2.3.9.3 Funcionamiento en paralelo

En estaciones de bombeo el cálculo para determinar el punto de funcionamiento de dos o más bombas que trabajen aisladamente o en paralelo descargando sobre la misma tubería de impulsión se recomienda hacer con un método alternativo.

- No se incluirá en la curva del sistema las pérdidas de rozamiento en las tuberías de aspiración y descarga de cada bomba individual.
- Estas pérdidas se restarán de las curvas características de cada bomba individual, como resultado de esto se obtendrá unas curvas características modificadas las cuales representaran la capacidad de altura-caudal de cada bomba.

Figura 7

Desarrollo de la curva característica modificada de una bomba.



Nota. La figura muestra curvas características original y modificada. Fuente: Metcalf & Eddy (1995, p.351)

- Sumando los caudales de cada curva modificada para una altura dada se puede encontrar la curva de altura-capacidad del conjunto de dos o

más bombas trabajando en paralelo. El punto de intersección de la curva del conjunto con la del sistema proporciona la capacidad total del conjunto de las bombas y la altura modificada a la que trabaja cada una de ellas. El caudal descargado por cada bomba, su eficiencia y la potencia al freno necesaria se puede conocer con las alturas en cada una de las curvas características modificadas.

Figura 8

Funcionamiento de varias bombas.

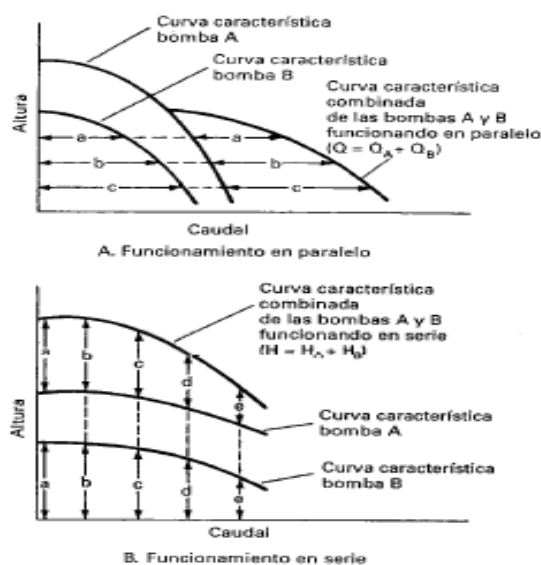


FIGURA 8.24

Representación esquemática del funcionamiento de varias bombas.

Nota. La figura muestra la representación esquemática del funcionamiento de varias bombas. Fuente: Metcalf & Eddy (1995, p.352)

2.3.9.4 Funcionamiento en serie

El funcionamiento de las bombas instaladas en serie con otras existentes se utiliza para aumentar la capacidad que puedan tener las estaciones de bombeo y la descarga de las bombas.

La curva conjunta del sistema cuando dos o más bombas funcionan en serie se determina sumando las alturas de cada bomba para cada caudal (Metcalf & Eddy, 1995 p. 353).

2.3.10 Estaciones de bombeo

Según Metcalf & Eddy (1995) las estaciones de bombeo están formadas de una o un conjunto de bombas con sus respectivos pozos de bombeo, tuberías de succión y descarga. Están diseñadas para operar aguas residuales que se alimentan de tuberías subterráneas por gravedad.

Las estaciones de bombeo tienen como objetivo recoger y transportar aguas residuales hasta un punto de mayor elevación, proporcionando al líquido la energía necesaria para poder ser transportado mediante un conducto a presión.

2.3.10.1 Tipos de estaciones de bombeo

Según Metcalf & Eddy (1995), “Las estaciones de bombeo son necesarias para la impulsión de:

- Aguas residuales domesticas
- Aguas Pluviales
- Aguas residuales industriales
- Aguas residuales de redes de alcantarillado unitario” (p. 382).

Las estaciones de bombeo modernas están completamente automatizadas, dependiendo del tamaño de la misma se necesitará de operarios permanentes, normalmente de un número pequeño. En cualquier caso, será suficiente disponer de turnos compuestos por una o dos personas.

2.3.10.2 Características generales de las estaciones de bombeo

El objetivo básico de las estaciones de bombeo es la de transportar el agua desde un punto de menor cota a uno de mayor cota, por lo que dentro de una estación se

incluyen tanto las bombas como los equipos auxiliares de las mismas. Por este motivo, las características de diseño de las estaciones de bombeo dependen del método constructivo y de su capacidad. (Metcalf & Eddy, 1995 p. 383).

2.3.10.3 Diseño de estaciones de bombeo

Se debe tener en cuenta que al utilizar el bombeo de aguas residuales esta opción resultará costosa desde el punto de vista de operación y mantenimiento.

2.3.10.4 Construcción de las estaciones de bombeo

En la construcción de las estaciones de bombeo su estructura debe ser de hormigón armado y que las paredes exteriores estén ubicadas por debajo del terreno, las paredes de la cámara de aspiración estén ubicadas por debajo del nivel máximo del agua. La planta debe estar ubicada en una cota superior a la prevista del agua con el fin de evitar inundaciones y que la instalación quede pantanosa.

Generalmente se emplean secciones cuadradas y rectangulares debido al mejor manejo de los espacios disponibles. Para estaciones profundas se debe considerar el empleo de secciones circulares las cuales tienen mayor resistencia a las sobrecargas.

2.3.10.5 Cámara de aspiración

La cámara de aspiración o también conocida como pozo de bombeo es la encargada de almacenar el agua residual antes de ser bombeada. La determinación de su capacidad de almacenamiento dependerá del tipo de bombas que se instalen, si las bombas son de velocidad variable el volumen de almacenamiento será pequeño y si las bombas son de velocidad constante o de dos velocidades se necesita mayor volumen de almacenamiento para evitar ciclos de funcionamiento demasiados cortos. El diseño de la cámara de aspiración debe ser el adecuado ya que de eso depende su óptimo funcionamiento al evitar la formación de

turbulencias que puedan afectar a la altura de aspiración y al rendimiento de las bombas.

2.3.10.6 Instalaciones complementarias de la cámara de aspiración

Generalmente las bombas en todo su periodo de funcionamiento se pueden obstruir con materiales presentes en el agua residual, el tamaño de este material dependerá del tamaño de la bomba, mientras mayor sea el tamaño de la bomba, el tamaño de los sólidos a bombear será mayor. La manera adecuada para lograr proteger las bombas frente a este problema es la instalación de rejas y dilaceradores los cuales trituran los sólidos gruesos.

2.3.10.7 Rejas.

Las rejas tienen como objetivo separar los objetos contenidos en el agua residual a medida que pasan a través de la misma. Metcalf & Eddy (1996) recomiendan una separación de las barras entre 25 y 150 mm, esta separación dependerá del grado de protección que se necesite para las bombas.

Los sólidos que sean extraídos podrán ser evacuados a alguna zona destinada para ello, o se puede triturar y que los estos continúen con el flujo de las aguas residuales.

2.3.10.8 Dilaceradores.

Los dilaceradores separan los sólidos del agua residual a medida que pasan a través de este para posteriormente ser cortados en tamaños pequeños lo cual evitará atascamientos en las bombas.

2.3.10.9 Cámara seca

La cámara seca contiene a las bombas, al conjunto de tuberías de aspiración e impulsión y sus correspondientes válvulas. Debe existir un canal de drenaje para recoger y transportar las pérdidas que puedan producirse, al igual que el agua

originada por el drenaje de las bombas y el de la limpieza de la cámara seca, hasta un sumidero (Metcalf & Eddy 1995 p. 398).

2.3.10.10 Tuberías de aspiración e impulsión

Metcalf & Eddy (1995) recomiendan que el diámetro de la tubería de aspiración sea una o dos veces superior al de la boquilla de aspiración de la bomba y que el del conducto de descarga como mínimo sea el doble que el de la boquilla de descarga de la bomba.

Por lo general se utiliza en las bombas para aguas residuales el mismo tamaño de tubería como en las boquillas de aspiración y descarga. Puede existir el caso en el que la tubería de aspiración sea mayor.

2.3.10.11 Conducto de aspiración

En lo posible el diseño de la tubería de aspiración debe ser lo más recta y corta posible, con el fin de minimizar las pérdidas de energía evitando la implementación de codos, uniones, T horizontales.

Metcalf & Eddy (1995) mencionan que las velocidades en el conducto de aspiración deben ser del orden de 1,2 a 1,8 m/s y que el extremo de la tubería de aspiración debe estar sumergido en todo momento para evitar la entrada de aire por razón del vórtice que se produce cuando el nivel del agua en la cámara de aspiración es bajo.

2.3.10.12 Conducto de descarga

Metcalf & Eddy (1995) indican que las velocidades del agua en el conducto de descarga para el máximo caudal de bombeo deben variar entre 1,8 y 2,4 m/s.

La descarga de la bomba debe estar conectada horizontalmente a la tubería de impulsión con el fin de evitar la sedimentación de los sólidos y el taponamiento de la descarga si la conexión fuera vertical.

2.3.10.13 Tubería de impulsión

La tubería de impulsión es la encargada de recibir el agua residual descargada por una estación de bombeo y transportarla a presión hasta el punto de descarga, este punto de descarga puede ser un colector, un tanque de almacenamiento o una estación depuradora.

El diseño de la tubería de impulsión dependerá por el número, tamaño y tipo de bomba que se utilice en la estación de bombeo.

Se debe tener en cuenta que la tubería de impulsión puede tener longitudes bastante largas, por tal motivo se debe realizar un estudio para determinar el diámetro más económico, este diámetro debe basarse en los costes de energía de bombeo junto con los de amortización y de los de inversión correspondientes a la tubería de impulsión y estación de bombeo. En la práctica para la selección del diámetro se debe optar por:

- ✓ Velocidad que evite la deposición de sólidos, o;
- ✓ Velocidad capaz de arrastrar los sólidos depositados al menos una vez durante el día.

Las tuberías de impulsión para estaciones de bombeo de tamaño pequeño y tuberías de impulsión de poca longitud pueden tener un diámetro de 150 mm, o por lo general su diámetro es superior a 200 mm. (Metcalf & Eddy, 1995).

2.3.10.14 Golpe de ariete en tuberías de impulsión

Los escenarios más graves de golpe de ariete habitualmente se producen por paradas de las bombas o por fallo del suministro eléctrico.

Limitando la variación de las presiones en la tubería de impulsión mediante la reducción de las variaciones de las velocidades se logra un control del golpe de ariete.

Metcalf & Eddy (1995) mencionan sistemas normalmente empleados para controlar el golpe de ariete los cuales son:

- ✓ Válvula de retención situada en la descarga de las bombas, dotada de contrapeso y manivela para ayudar la maniobra de cierre.
- ✓ Válvula de retención de resorte situada en la descarga de las bombas.
- ✓ Válvula de retención de cualquiera de los dos tipos anteriores junto con una válvula reguladora de alta presión.
- ✓ Válvula de control positivo situada en la descarga, enclavada de manera que se abra a una presión prefijada durante el arranque y se cierre a velocidad predeterminada después del corte de energía.
- ✓ Válvula de purga y admisión de aire situadas en la estación de bombeo y en los puntos altos de la tubería de impulsión para limitar el desarrollo de presiones inferiores a la atmosférica. (p. 438)

2.4 Estructuras complementarias

El objetivo de las estructuras complementarias es de garantizar el correcto funcionamiento hidráulico y facilitar los trabajos de inspección y mantenimiento de sus sistemas de alcantarillado. Estas estructuras son pozos de inspección, aliviaderos, sumideros, cámaras de caída, separadores de caudal, estaciones de bombeo, cunetas, entre otras.

2.4.1 Pozos de inspección

Los pozos de inspección o pozos de registro son puntos de acceso para una adecuada limpieza y mantenimiento del alcantarillado, permiten la conexión de diferentes tuberías y la ventilación de las redes del mismo, evitando así la acumulación de gases tóxicos.

Los pozos de registro según la normativa vigente se colocarán en:

- Cambios de pendientes;
- Cambios de dirección;
- Intersección de tuberías;
- A distancia máxima de 80 m.
- Tendrán la profundidad necesaria para realizar los empalmes de las tuberías.

2.4.2 Cámaras de caída

Las cámaras de caída son estructuras construidas en zonas con altas pendientes longitudinales utilizadas para realizar la unión de colectores, su objetivo es generar pérdida de energía en el flujo, evitando velocidades superiores a la máxima permitida y la posible erosión de la tubería.

Se verificará que no se presente sobrecargas en la estructura cuando exista en ciertos tramos de la cámara de caída flujo supercrítico. El caudal afluente máximo permitido para el cual se permite la utilización de este tipo de estructuras es de 5 m³/s. (Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado de las Empresas Públicas de Medellín. E.S.P, 2013)

2.4.3 Sumideros

Los sumideros son estructuras diseñadas para captar el agua lluvia que fluye por las cunetas de las calles hacia la red de alcantarillado.

El número y localización de sumideros deberán garantizar el ingreso de todo el caudal de aguas lluvia al sistema de alcantarillado.

2.4.4 Aliviaderos

Los aliviaderos tienen como objetivo disminuir los costos de conducción de las aguas residuales y aguas lluvia hasta su punto de descarga.

En los sistemas de alcantarillado combinado cuando se transportan elevados caudales y volúmenes en época de lluvia, será necesario de contar con una estructura de desviación o aliviadero. La desviación de las aguas lluvia se la puede lograr mediante vertederos laterales, vertederos con tabiques deflectores, vertederos transversales, vertederos de salto y sifones aliviadero. Dichas estructuras son las encargadas de transportar el agua residual a las plantas de tratamiento en épocas secas y en época de lluvia su objetivo es desviar parte del caudal total excedente de la capacidad de la mencionada instalación. El caudal desviado puede ir hacia un punto de evacuación sin tratamiento previo o hacia instalaciones de almacenamiento temporal. (Metcalf & Eddy, 1995).

2.4.4.1 Vertederos laterales

Un vertedero lateral es paralelo al flujo del agua residual, deberá estar construida a un lado de la alcantarilla. Dicha estructura deberá tener suficiente altura para impedir que se produzca vertido de agua residual durante el tiempo seco y ser lo suficientemente bajo y largo para descargar el caudal en exceso que sea produzca por el tiempo de lluvia. (Metcalf & Eddy, 1995).

Para determinar la longitud de un vertedero lateral se deberá tener en cuenta dos criterios que son diferentes:

- ✓ Considerar que la energía específica en el canal a lo largo del vertedero será constante;
- ✓ Se descarta la hipótesis de energía específica constante y se utiliza la ecuación de cambio en cantidad de movimiento con el fin de determinar la variación de la energía específica. (Chow, 1959)

2.4.5 Estructuras de disipación de energía

Las Normas de Diseño para Alcantarillado EMAAP-Q (2009) señalan que:

Las estructuras de disipación de energía tienen como objetivo disminuir la energía cinética que posee el agua hasta valores que no produzcan daños a las estructuras aguas abajo. Dichas estructuras deberán ser colocadas donde se presenten fuertes y extensas pendientes de terreno y se presenten velocidades de escurrimiento en los conductos superiores a las máximas admisibles por normativa. (p. 109)

Serán necesarios estudios hidráulicos cuando se presenten obras de gran magnitud, $h > 5\text{m}$ y/o $Q > 10 \text{ m}^3/\text{s}$, estos estudios tendrán como fin conocer las características propias del salto. Se podrá obtener la disipación de la energía a partir de:

- Resalto hidráulico y turbulencia creada al producirse la descarga;
- Impacto del escurrimiento en una pared sólida o bloques;
- Aumento de la fricción. (Normas de diseño para alcantarillado EMAAP-Q, 2009).

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

Para el desarrollo del presente trabajo se consideran varias fuentes de información, el procedimiento para la recolección de la misma, depende mucho del tema que se esté desarrollando, a continuación, se describe en cada apartado, el método empleado para alcanzar los objetivos propuestos.

3.1 Recopilación de información poblacional

Los datos de los predios registrados en la zona de estudio, serán obtenidos a través del Plan de Uso y Ocupación del Suelo (PUOS), que gestiona la Secretaría de Territorio Hábitat y Vivienda del Distrito Metropolitano de Quito, a través de su portal web, donde constan registros importantes como: número de lote, clave catastral, límites, superficie del terreno y área de construcción.

Al no contar con datos de catastro, ni con datos censales actualizados, la recopilación de información se realizará por medio de encuesta socio económica, catastro de conexiones de agua potable y catastro de medidores de luz, dirigida a los moradores de los predios seleccionados. Para el estudio escogeremos las manzanas con mayor porcentaje de consolidación de viviendas y de esta forma obtendremos los datos de población actual, para determinar la densidad poblacional.

Al finalizar la encuesta socioeconómica se determina el número actual de habitantes en la zona de estudio. El área de cada manzana fue delimitada mediante el uso de software para mapeo profesional ArcGIS y después fue contrastada en una hoja de cálculo con los predios y la suma de sus áreas correspondientes.

En varios casos las manzanas seleccionadas pertenecen a un mismo predio, como las manzanas 2 y 3 que corresponden al predio número 5030277, este terreno tenía

incluidas las calzadas, por lo que se procedió a descontar estas áreas mediante el mismo software ArcGIS.

A partir de los resultados obtenidos podemos constatar que las manzanas con mayor densidad de población actual corresponden a las manzanas 4 y 5 con 394 y 399 habitantes por hectárea respectivamente. Además de este dato importante para nuestro estudio, obtuvimos otros adicionales derivados de la encuesta socio económica que son relevantes de las manzanas en estudio, para saber el estado actual de la infraestructura y la cobertura de los servicios básicos, que se presentan a continuación:

- Del total de viviendas de la encuesta el 12.8% corresponden a mediagua y el restante 87.2% son estructuras tipo casa.
- El 86.7% de las estructuras son de hormigón y 13.3% son de construcción mixta con materiales como mampostería, madera y metálica en pocos casos.
- El 100% del barrio cuenta con servicio de recolección de basura, que se realiza dos días por semana, el lunes y el viernes.
- El 78% de los predios cuenta con un medidor administrado por la junta de agua de Chaupi Molino, mientras que el 18% posee un medidor adicional de la EPMAAPS y el 4% de los predios catastrados no tienen medidor.
- La cobertura del servicio de luz eléctrica es del 91%, exceptuando aquellos predios que no están habitados.
- Otros servicios adicionales como teléfono e internet, tiene una cobertura del 71% y el 75% respectivamente.

3.2 Consumo de Agua Potable

Con respecto a la dotación de agua potable, existen varios procedimientos para determinarla, pero se debe realizar algunas consideraciones importantes, entre las cuales

debe constar la opinión técnica de los encargados de la EPMAPS para la revisión y desarrollo del proyecto.

1. Realizar un estudio teniendo como datos de partida un registro continuo de consumo del último año calendario a partir del mes de marzo del año 2021 hasta el mes de marzo del 2022, de la manzana con mayor densidad poblacional. Posteriormente asumir este consumo como el general proyectado para la población futura y compararlo con la dotación de la normativa vigente.
2. Asumir directamente la dotación recomendada mediante normativas vigentes para diseño, teniendo en cuenta factores climáticos y población futura mediante interpolación de datos correspondientes a la densidad poblacional actual, para el área total del proyecto.
3. Trabajar con la dotación recomendada por la EPMAPS para el presente proyecto según sus proyecciones de consumo.

Considerando que el diseño esta supervisado por la EPMAPS, el proyecto utiliza la dotación recomendada por los técnicos de la empresa.

3.3 Diseño de colectores secundarios, interceptor y estructuras especiales

Para el diseño del alcantarillado combinado, estructuras de disipación, separador de caudales y estructuras especiales, se deberá tener en cuenta las normativas vigentes en el país, manuales de equipos y recomendaciones proporcionados por los fabricantes, paquetes informáticos con licencias y permisos actualizados, así como el criterio y la experiencia del personal técnico que tiene a cargo el proyecto.

3.4 Selección de equipos de bombeo

Para la selección de los equipos de bombeo, se deben considerar varios parámetros proporcionados por el fabricante de los equipos, en los catálogos de cada empresa, se

proporcionan datos técnicos a partir de los cuales, es posible seleccionar el equipo idóneo según los siguientes parámetros:

1. Tipo de fluido a tratar, aguas residuales o agua potable.
2. Tipo de bomba, puede ser sumergible o con cámara seca.
3. Caudal de diseño, determinado por medio de proyecciones poblacionales.
4. Altura de impulsión en metros.

Adicionalmente la empresa cuenta con una plataforma virtual donde, al ingresar los datos antes mencionados, nos presenta una variedad de equipos que cumplen con las características del trabajo requerido. Una clara ventaja del software, es que, al momento de la selección del equipo, presenta las curvas relevantes de la bomba, entre las que tenemos: curva característica de operación y curva de eficiencia de la bomba.

3.5 Estación de bombeo

Para el diseño de la estación de bombeo, el fabricante de los equipos proporciona información de todo tipo, entre las más relevantes podemos destacar las siguientes:

- Forma geométrica de la cámara húmeda.
- Formulas prácticas para determinar largo y ancho de la cámara húmeda.
- Recomendaciones sobre el dimensionamiento de la cámara para evitar formación de turbulencia o vórtices.
- Niveles de arranque y de parada de bombas sumergibles.

Una vez obtenidas estas dimensiones, se realiza un estudio comparativo por medio de la curva de masas, que utiliza los datos de variación horaria de caudales medidos en el día de máximo consumo durante un año, para contrastarlos con la capacidad de caudal que tiene la bomba seleccionada para impulsar el fluido hasta la cota necesaria. El

resultado que se obtiene de esta curva, es el volumen efectivo necesario de la cámara húmeda. Por último, al relacionar este volumen con las dimensiones recomendadas por el fabricante se determina la altura necesaria que puede almacenar dicho volumen.

Se debe considerar las recomendaciones del fabricante en cuanto los niveles de parada de las bombas para precautelar la integridad de los equipos, dentro de la estación.

CAPÍTULO IV

CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

4.1 Ubicación geográfica

La parroquia de Pifo se encuentra ubicada en el extremo nororiental del Distrito Metropolitano de Quito, tiene una extensión de 254.24 Km² y colinda con parroquias como Tumbaco, Puembo, Tababela, Yaruquí, Papallacta y Oyacachi (PDOT Parroquia de Pifo, 2020).

El barrio Chaupi Molino pertenece a la parroquia Pifo y consta de tres etapas, la primera comprende desde las calles Guambi hasta el pasaje Vargas, que está en proceso de regularización desde el 2014, la segunda etapa comprende desde la calle Vargas hasta la calle Alberto Rodríguez. Y la última etapa que comprende desde las calles Simbaña hasta la intersección con la E 35 que es la vía de acceso al barrio.

El desarrollo del presente proyecto está enfocado en la primera etapa del barrio, está limitado al norte por la calle Guambi, al este por la Quebrada el Progreso; al Oeste por la calle Manuel Burbano y al sur por la calle Vargas.

4.2 Topografía y Relieve

Mediante la información topográfica levantada en sitio, podemos determinar que el relieve del terreno oscila entre los 2565 msnm hasta los 2518 msnm, con pendientes que varían entre el 3.17% al 24,2%; lo que indica que el relieve del terreno presenta pendientes suaves y moderadas.

4.3 Geología

El suelo sobre el que se asienta la parroquia es de origen volcánico sedimentario, entre las formaciones geológicas más relevantes, encontramos la de Pisayambo, Chiche y Cangahua, pero la formación volcánica del Pisayambo ocupa el 78% del territorio total de la parroquia. Pifo se encuentra en una zona de influencia directa de varias estructuras

volcánicas como el Ilaló y el Ñuñurco; y otras más alejadas como el Pisayambo Cotopaxi y el Puntas, cuya influencia deposita productos vulcano sedimentarios sobre esta zona desde el Holoceno, según el Plan de Ordenamiento Territorial de la parroquia para el 2023 (PDOT Parroquia de Pifo, 2020).

Adicionalmente tenemos la presencia de Cangahuas, suelos de granulometría fina a gruesa, en las que predominan la mezcla de arena limo y arcilla en distintas proporciones, su espesor varía entre 20 y 25 metros; con respecto a los depósitos de la formación Chiche son suelos compuestos por capas de arenas gruesas, cenizas y tobas estratificadas de espesor variable que en algunas zonas como quebradas puede llegar a los 70 metros de espesor. Ambas formaciones pueden ser apreciadas en los taludes verticales de las vías que cruzan la parroquia.

4.4 Clima

El clima de la parroquia de Pifo es característico de la zona interandina ecuatorial húmedo con temperaturas que oscilan entre 16 y 18 grados centígrados, con rangos de entre 1000 y 2000 horas anuales de insolación, cabe destacar que en las zonas más elevadas se registran temperaturas mínimas de hasta 2 grados.

El período con mayores precipitaciones se registra en marzo y abril con 221 mm y los períodos con menos lluvia son los meses de julio y agosto con una mínima de 88 mm. Esta zona presenta anualmente una precipitación promedio de 1026 mm aproximadamente.

4.5 Población

Según estimaciones elaboradas por el INEC, la población para la parroquia de Pifo en el año 2020 es de 20.667 habitantes, en contraste con los datos censales del año 2010 donde se obtuvo una población de 17.243 habitantes. Al año 2020 Pifo presentaba una densidad poblacional de 81.33 habitantes por kilómetro cuadrado aproximadamente,

en contraste con el año 2010 en donde presentaba una densidad poblacional de 67.82 habitantes por kilómetro cuadrado.

Tabla 4

Población y estimaciones poblacional para la parroquia Pifo

Censo	Año	Parroquia	Población
VI de Población	2001	Pifo	12.334
VII de Población	2010	Pifo	17.243
Estimación SENPLADES	2015	Pifo	18.968
Estimación SENPLADES	2020	Pifo	20.667

Nota. Población de la parroquia de Pifo según censos del INEC y estimaciones de población para la parroquia elaborados por la SENPLADES. Elaborado por: Los autores con información tomada de (PDOT Pifo, 2020).

4.6 Servicios e infraestructura existente

Mediante visita de campo se realizó el reconocimiento de la zona de estudio, donde se pudo constatar las diferentes obras de infraestructura con las que cuenta el barrio, entre las más relevantes se consideraron aquellas que forman parte de servicios básicos para la comunidad en cuestiones como salubridad, seguridad y accesibilidad. A continuación, se presenta en la tabla 5 el resumen de dichas obras por cada pasaje.

Figura 9

Pasaje San Sebastián



Nota. Se presenta el estado actual del pasaje San Sebastián del barrio Chaupi Molino, parroquia Pifo. Elaborado por: Los Autores.

Tabla 5

Detalle de obras de Infraestructura para el Barrio Chaupi Molino

Pasaje	Infraestructura Básica					
	Agua	Luz	Aceras	Bordillos	Adoquinado	Alcantarillado
Guambi	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Cachago	✓	✓	✗	✗	✗	✗
Juanita	✓	✓	✗	✗	✗	✗
M. Haro	✓	✓	✗	✗	✗	✗
Vargas	✓	✓	✗	✗	✗	✗
Sn. Clemente	✓	✓	✗	✓	✗	✗
Los Pinos	✓	✓	✗	✗	✗	✗
Sn. Lorenzo	✓	✓	✗	✗	✗	✗
Rodríguez	✓	✓	✗	✓	✗	✓
Simbaña	✓	✓	✗	✗	✗	✗
Bellavista	✓	✓	✗	✓	✗	✓
Santa Rosa	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Andrea	✓	✓	✓	✗	✗	✓
Sn. Sebastián	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Sn. Pedro	✓	✓	✓	✓	✓	✓

Nota. Resumen de obras de infraestructura y servicios básicos con los que cuenta la población del barrio Chaupi Molino en la actualidad. Elaborado por: Los autores

4.7 Agua potable.

Los moradores del barrio obtienen el agua potable por medio de dos empresas, gran parte del barrio tiene medidores de la junta de agua de Chaupi Molino (color azul), en tanto que otra parte la provee la EMAPS (color verde); en pocos casos se presenta la conexión de dos medidores para un mismo lote.

Figura 10

Medidores de agua barrio Chaupi Molino



Nota. Se presenta las conexiones de medidores de agua potable en el barrio Chaupi Molino, parroquia Pifo. Elaborado por: Los Autores.

4.8 Luz eléctrica.

La cobertura de este servicio dentro de las manzanas encuestadas presenta un porcentaje del 91% y es gestionado por la Empresa Eléctrica Quito, adicionalmente todos los pasajes cuentan con alumbrado público.

Figura 11

Medidores de luz



Nota. Se presenta los medidores de luz eléctrica en el barrio Chaupi Molino, parroquia Pifo. Elaborado por: Los Autores.

4.9 Recolección de aguas servidas.

Mediante visita de campo y encuesta socioeconómica pudimos obtener información de primera mano por parte de los moradores, en cuanto al sistema de recolección de aguas servidas, cabe mencionar que son gestionadas de diferentes formas, algunos moradores están conectados a la red de alcantarillado de la EPMAPS, principalmente aquellos que tienen salida a las vías principales de acceso del barrio en la calle Manuel Burbano, otros tienen alcantarillado construido por los moradores del sector con descargas directas hacia la quebrada El Progreso, y una pequeña parte del total de lotes realizan descargas a cielo abierto, letrinas y pozos sépticos.

Figura 12

Pozos de revisión



Nota. Se presenta los pozos de revisión con los que cuentan algunos pasajes en el barrio Chaupi Molino, parroquia Pifo. Elaborado por: Los Autores.

4.10 Recolección de basura

El barrio gestiona sus residuos sólidos mediante la empresa EMASEO, tienen dos días específicos para la recolección de basura, los días lunes y viernes.

4.11 Sistema Vial

Partiendo de los datos que se encuentran tabulados de la encuesta socioeconómica podemos resumir en que la mayor parte de los pasajes no cuentan con infraestructura vial adecuada (bordillos, aceras y calzadas). Esto representa un problema para la circulación vehículos livianos y moradores del barrio. En época invernal, el agua se estanca y forma charcos de profundidad considerable, que provocan accidentes.

Figura 13

Pasaje Cirilo Cachago



Nota. Se presenta el estado actual del pasaje Cirilo Cachago en el barrio Chaupi Molino, parroquia Pifo. Elaborado por: Los Autores.

CAPÍTULO V

TRABAJOS EN CAMPO

5.1 Encuesta Socio económica

La presente situación mundial causada por el virus SARS-COV-2, no ha permitido al Instituto Ecuatoriano de Estadística y Censos (INEC), realizar el VIII censo de población previsto para el año 2020, el cual se realizará en el mes de noviembre del año 2022, una vez que se haya asegurado la inmunidad por vacunación de más de 90% de la población, a fin de evitar nuevos brotes.

Por este motivo no contamos con datos actualizados acerca de la población presente en la zona de estudio. Para solventar este inconveniente, se consideró levantar información de campo mediante una encuesta socio económica, con la finalidad de obtener datos de población, infraestructura y servicios básicos.

El modelo de la encuesta fue definido según las necesidades del presente trabajo, donde se incluyen preguntas enfocadas a la calidad de vida de los habitantes del barrio Chaupi Molino en relación a vivienda, tipo de servicios a los que tiene acceso la familia, ingresos mensuales, entre otras.

5.2 Verificación de predios para implantación de estación de bombeo

Mediante visitas de campo, con el objetivo de constatar las diferentes opciones, para la selección de predios donde se puede instalar una estación de bombeo. Atendiendo criterios como: disponibilidad de área, accesibilidad, salubridad, infraestructura de servicios básicos y topografía.

CAPÍTULO VI

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

Podemos describir a un sistema de alcantarillado como un conjunto de tuberías, conductos y estructuras diseñados para recolectar, transportar y disponer las aguas servidas, fruto de las actividades de los seres humanos y de la escorrentía pluvial. Para garantizar el óptimo diseño de un sistema de alcantarillado, se realizan estudios previos, según EMAAP-Q (2009), “se debe caracterizar la región desde el punto de vista físico y socioeconómico, conocer los sistemas existentes de abastecimiento de agua potable y saneamiento básico y considerar los planes de desarrollo urbano y ordenamiento territorial” (p. 25). De esta manera la información obtenida de la zona de estudio se puede considerar completa, a fin de seleccionar la alternativa técnica y económicamente más adecuada.

Como aspectos generales contemplados en el diseño hidráulico de las tuberías, debemos asegurar que entre las conexiones de tramos continuos de tubería no se formen gradas ya que son susceptibles a la acumulación de sólidos, adicionalmente se debe garantizar que las tuberías nunca funcionen o vean excedida su capacidad en más del 85% para garantizar una adecuada aireación y evitar la acumulación de gases nocivos para salud. Que la velocidad del flujo mínima garantice la autolimpieza del sistema pero que no exceda la velocidad máxima permitida para evitar desgaste de los materiales a corto plazo.

6.1 Período de Diseño

En cuanto a la selección del período de diseño, la normativa sugiere como mínimo un período de 30 años, sin embargo, se deben considerar varios aspectos adicionales como:

- La vida útil o durabilidad de los componentes utilizados en el diseño de la red.
- La calidad técnica en cuanto a la construcción y operación de la red.
- Las características del sistema para atender la demanda de los usuarios actuales y la demanda del servicio en el futuro.
- La posibilidad económica de las entidades gubernamentales para realizar inversiones futuras que deriven en ampliaciones de la red.
- La capacidad de pago de los habitantes por el servicio.

6.2 Estimación de población futura

La población futura es un parámetro muy importante debido a que repercute de forma directa en el diseño de la red de alcantarillado, considerando que el número de habitantes, tiene relación con la dotación y esta a su vez con el caudal de retorno sanitario hacia la red. Existen diferentes formas para determinar la población futura de un proyecto, sin embargo, para nuestro caso, al no contar con censos actualizados, podemos estimar la población futura de las siguientes formas:

- Mediante encuesta socio económica, para determinar el número de personas que habitan en la zona de estudio, dirigido especialmente a las manzanas con mayor porcentaje de consolidación de viviendas. Con el fin de obtener la densidad poblacional expresada en habitantes por unidad de área, para extrapolar estos datos hacia toda el área del proyecto considerando el porcentaje de ocupación y la clasificación de la zona según el Plan de Uso y Ocupación del Suelo (PUOS).
- Mediante relaciones porcentuales, por medio de datos censales de años previos, específicamente del 2001 y 2010 donde constan el número de habitantes por parroquia y las tasas de crecimiento correspondientes.

Proyectar la población hacia el año 2022, asumiendo que la última tasa registrada permanece constante y calcular la población futura total de la parroquia hasta el año 2052. Mediante encuesta socio económica, determinar la población presente en la primera etapa del barrio y el área que ocupan, luego determinamos el porcentaje de población del barrio con respecto al total de la parroquia, asumiendo que esta relación porcentual no varía, tendríamos la población final que va a ser considerada como población de diseño.

- Mediante catastro de conexiones de agua potable y medidores de luz eléctrica por predio, asumiendo que cada conexión está destinada para una sola familia, asumiendo que la familia tipo se compone de 5 personas. Obtenemos la población actual, para poder proyectarla hacia el período de diseño.

Los resultados obtenidos mediante el primer método donde se toma en cuenta las manzanas con mayor porcentaje de consolidación de viviendas se presentan a continuación.

Tabla 6

Población actual por manzanas.

Manzana	Ubicación	Área Manzana (ha)	Habitantes
1	E 35 y Manuel Burbano	0.636	198
2 y 3	E 35 y Manuel Burbano; pasaje 1	0.400	122
4	Pasaje San pedro	0.621	245
5	Pasaje San Sebastián	0.516	206
6	Pasaje San Lorenzo	0.836	265

7	Entre M. Cachago y Juanita	0.177	45
---	----------------------------	-------	----

Nota. Se presentan los datos tabulados de la encuesta socioeconómica, respecto a la población actual por cada manzana. Elaborado por: Los autores.

Para determinar la densidad de población, son necesarios datos como áreas y número de habitantes por cada predio, dividiendo el número de habitantes por manzana para el área total de la misma, obtenemos la densidad de población actual por unidad de superficie, expresada en habitantes por hectárea. A continuación, se presentan un ejemplo de cálculo y los resultados obtenidos de todas las manzanas consideradas:

$$\text{Densidad población} = \frac{\text{Número de Habitantes}}{\text{Área}}$$

$$\text{Densidad población M1} = \frac{198 \text{ hab}}{0.636 \text{ Ha}} = 311 \text{ hab/Ha}$$

Tabla 7

Densidad de población por manzanas

Manzana	Ubicación	Área Manzana (Ha)	Densidad (hab/Ha)
1	E 35 y Manuel Burbano	0.636	311
2 y 3	E 35 y Manuel Burbano; pasaje 1	0.400	305
4	Pasaje San pedro	0.621	394
5	Pasaje San Sebastián	0.516	399
6	Pasaje San Lorenzo	0.836	317
7	Entre M. Cachago y Juanita	0.177	254

Nota. Se presentan los resultados obtenidos en cuanto a densidad poblacional por manzana. Elaborado por: Los autores.

De donde se obtuvo una densidad poblacional de 399 habitantes por hectárea correspondientes a la manzana 5 ubicada en el Pasaje San Sebastián. Al finalizar el estudio como resultado se tiene una población futura total de 14 328 habitantes en toda el área del proyecto.

Tomando en cuenta que el segundo método debe mantener constantes algunas variables como la tasa de crecimiento poblacional y la relación porcentual de habitantes; considerando que en realidad el crecimiento poblacional se comporta como un modelo exponencial. Concluimos que el primer método será el utilizado para el diseño tanto para el alcantarillado combinado como para el interceptor, ya que refleja la población actual y el escenario más crítico en el futuro, así garantizamos un diseño conservador.

6.3 Trazado de la red de alcantarillado

El trazado de la línea eje de alcantarillado debe seguir la pendiente natural de escorrentía y el drenaje natural del terreno, siguiendo la orientación de las calzadas sin que la carga originada por el tránsito afecte a las mismas. Los tramos deben estar alineados en lo posible de forma recta con la finalidad de asegurar las conexiones entre secciones de tubería continua.

Adicionalmente en casos de topografías accidentadas o de elevada pendiente, deberán preverse saltos, que se diseñarán de manera que las tuberías cumplan con los requisitos fijados para el cálculo hidráulico.

6.4 Pozos de inspección

Los pozos de inspección son estructuras fabricadas en concreto simple u hormigón armado, también son medios de acceso a las tuberías de la red de alcantarillado, donde se pueden realizar mantenimientos de las mismas, por lo cual deben tener el espacio suficiente y permitir la adecuada ventilación del sistema, con la finalidad de garantizar la eliminación de los gases nocivos para la salud de los trabajadores y un espacio seguro

para realizar trabajos de forma periódica. Según la EMAAP (2009), la ubicación de los pozos de inspección se debe realizar bajo los siguientes criterios:

1. Al comienzo de todos los tramos y en la intersección de dos o más tramos de tubería.
2. En todos los cambios de pendiente, cambios de dirección y cambios de diámetro de las tuberías.
3. En ningún caso la distancia máxima entre pozos consecutivos puede superar los 80 metros.

Debido a condiciones presentes en el diseño de la red y puesto que en la mayoría de los casos no se presenta la necesidad de dimensionar estructuras especiales para disipación de energía, se consideran las dimensiones de los pozos de caída tipo 1 y pozos de caída tipo 2. Donde se toma en cuenta parámetros como: altura máxima de caída, diámetro de la tubería de ingreso al pozo, diámetro de acceso al pozo y especificación de la cámara de caída. Los esquemas y las correspondientes tablas se presentan a continuación:

Tabla 8

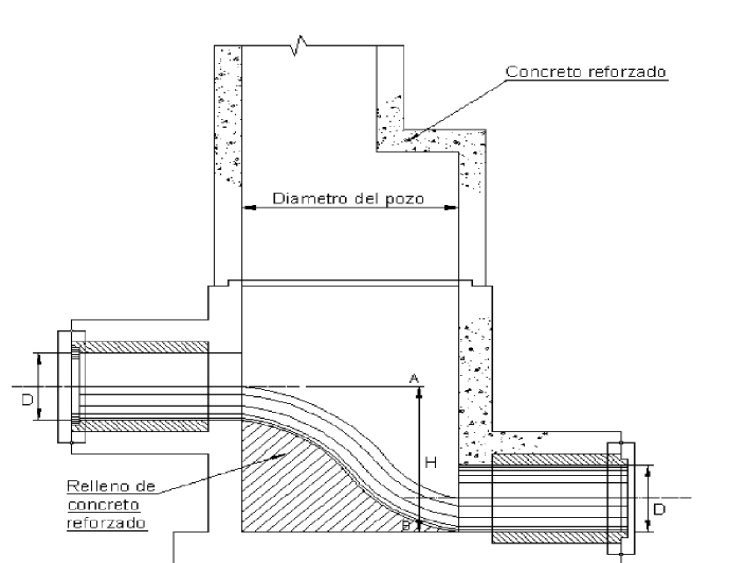
Características del pozo de caída tipo I.

POZO DE CAIDA TIPO I			
Cámara de caída	Diámetro de entrada	Diámetro del pozo	Altura de caída máxima
Tipo 1 a)		1.20	0.50
Tipo 1 b)	< 0.90 m	1.50	0.60
Tipo 1 c)		1.80	0.75

Nota. Se presentan las características de los pozos de caída tipo I normados. Elaborado por: Los autores con información tomada de (Normas de diseño para alcantarillado EMAAP. 2009).

Figura 14

Pozos de caída tipo I



Nota. se presentan las dimensiones y las características del pozo de caída tipo II. Fuente: Normas diseño para alcantarillado EMAAP. (2009).

Tabla 9

Características de los pozos de caída tipo II

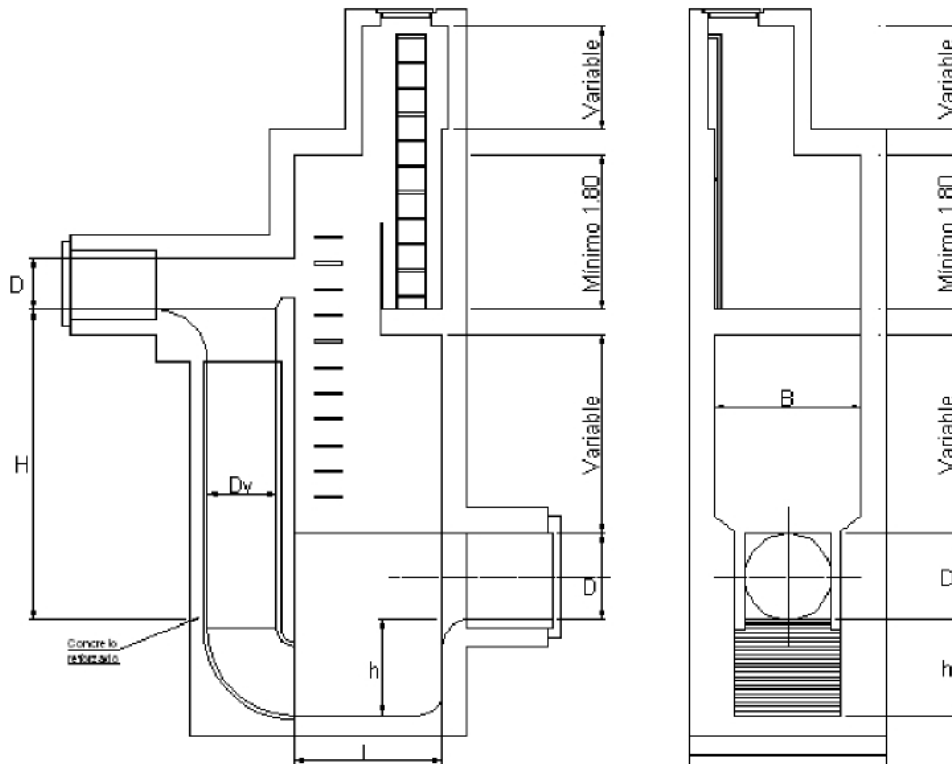
POZO DE CAIDA TIPO II					
Diámetro de entrada	Altura de caída máxima	Diámetro del tubo vertical	Ancho de la cámara	Profundidad h del fondo de la cámara	Longitud de la cámara
0.50		0.50	0.75	0.35	1.30
0.60		0.50	0.80	0.35	1.30

0.75	1.00	0.75	0.95	0.40	1.60
0.90		0.75	1.10	0.45	2.00
0.50		0.50	0.75	0.50	1.60
0.60		0.50	0.80	0.55	1.70
0.75	3.00	0.75	0.95	0.60	2.10
0.90		0.75	1.10	0.70	2.60

Nota. Se presentan las características de los pozos de caída tipo II normados. Elaborado por: Los autores con información tomada de (Normas de diseño para alcantarillado EMAAP. 2009).

Figura 15

Pozos de caída tipo II



Nota. Se presenta las características geométricas del pozo de caída tipo II Fuente: Normas de diseño EMAAP 2009.

6.5 Determinación de áreas de aportación

Las áreas de aportación de cada colector son el resultado de la división del área total del proyecto en áreas parciales, tomando en cuenta la ubicación de los pozos de inspección, la topografía del terreno y los tramos de tubería considerados en el diseño. La determinación de las áreas de drenaje a cada colector debe obedecer la pendiente natural del terreno y la escorrentía natural de las aguas pluviales en su dirección de flujo. El área aferente a cada colector se obtiene trazando las bisectrices sobre las manzanas de la población considerada, por medio de las vías; tomando como vértices la ubicación de los pozos de inspección.

6.6 Determinación del caudal de diseño sanitario

Es el caudal para el cual se dimensionan todos los elementos de la red de alcantarillado que incluyen equipos, estructuras y tramos de tubería; que va a servir a la población considerada para el período de diseño estimado. Dentro de los aportes sanitarios encontramos los caudales domésticos, industriales, comerciales, institucionales, conexiones erradas e infiltración.

6.6.1 Determinación del caudal doméstico

Es el caudal de retorno proveniente de las conexiones domiciliarias, producto del gasto de agua potable que cada persona necesita para satisfacer sus necesidades. Para su determinación se consideran parámetros como la dotación, población futura, coeficiente de retorno a la red, coeficiente de simultaneidad o mayoración de caudales cuyo valor es referente a la población considerada. Se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Q_{med} = \frac{d_{neta} \times P}{86\,400}$$

$$Q_{dom} = \frac{d_{neta} \times P \times R}{86\,400}$$

$$Q_{\max \text{ horario}} = \frac{d_{\text{neta}} \times P \times R \times M}{86\,400}$$

Donde:

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

Q_{dom} : caudal doméstico (lt/s)

$Q_{\text{max horario}}$: caudal máximo horario (lt/s)

d_{neta} : dotación neta por habitante, lt/(habitante día)

R: Coeficiente de retorno, (adimensional)

P: Población, (habitantes)

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

6.6.1.1 Dotación

Para este proyecto se determinará la dotación considerando la parroquia rural a la que pertenece el barrio, realizando un análisis específico de la zona y recabando información sobre consumo de agua de los pobladores. Posteriormente, se contrastó esta información obtenida con las dotaciones recomendadas por normativa vigente y por personal calificado de la EPMAPS.

Tabla 10

Dotaciones recomendadas

POBLACIÓN (habitantes)	DOTACIÓN MEDIA FUTURA	
	CLIMA	(lt/hab/día)
Hasta 5000	Frío	120 – 150
	Templado	130 – 160
	Cálido	170 – 200
	Frío	180 – 200
5000 a 50000	Templado	190 – 220

	Cálido	200 – 230
	Frío	>200
Más de 50000	Templado	>220
	Cálido	>230

Nota. Se presentan las dotaciones recomendadas según la población futura y tipo de clima.

Fuente: Ex IEOS. (1992).

La dotación recomendada por la EPMAPS está dentro de los valores contemplados por la normativa vigente, para el proyecto se adopta una dotación sugerida de 210 lt/hab/día.

6.6.1.2 Coeficiente de retorno (R)

Este coeficiente estima el porcentaje o fracción de caudal, del total del consumo de agua potable que retorna hacia la red de alcantarillado como aguas servidas, para la estimación del coeficiente la normativa vigente contempla los siguientes valores.

Tabla 11

Coeficientes de retorno para aguas servidas domésticas

Nivel de complejidad del sistema	Coeficientes de retorno
Bajo y medio	0,7 – 0,8
Medio alto y alto	0,8 – 0,85

Nota. Se presentan los valores recomendados por normativa. Fuente: Normas de diseño para alcantarillado EMAAP. (2009)

De acuerdo a las condiciones socio económicas del sector y a falta de información o mediciones de campo, se estima el coeficiente de retorno en un valor de 0,8 que corresponde a un nivel de complejidad del sistema medio.

6.6.1.3 Coeficiente de simultaneidad o mayoración de caudales (M)

Este coeficiente de mayoración (M) está relacionado con los mismos factores que la dotación, de acuerdo al clima y patrón de vida, pero se relaciona con el tamaño de la población de forma inversa, es decir, que mientras la población es mayor el coeficiente disminuye. Como consecuencia, este coeficiente tiende a disminuir los caudales máximos y a elevar los mínimos. Este coeficiente se determina mediante las siguientes expresiones válidas para poblaciones entre 1000 y 100 000 habitantes:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{14328}} = 1.12 \text{ (Harmon)}$$

$$M = \frac{5}{P^{0.2}} = \frac{5}{14328^{0.2}} = 0.74 \text{ (Babbit)}$$

Donde:

M: coeficiente de mayoración o simultaneidad

P: población futura (habitantes)

Según la normativa vigente se establecen valores para el coeficiente de mayoración o simultaneidad que se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 12

Coefficientes de mayoración M

Coefficientes de Mayoración
1.43 < M > 2.66

Nota. Se presentan los valores recomendados por normativa. Fuente: Normas de diseño para alcantarillado EMAAP. (2009)

Para el diseño se adopta un valor mínimo de 1.5 debido a que los valores calculados mediante las fórmulas son inferiores al recomendado por la normativa. Entonces el caudal máximo horario queda determinado de la siguiente forma:

$$Q_{\max\text{horario}} = \frac{210 \frac{lt}{hab * dia} \times 70.97hab \times 0.8 \times 1.5}{86\ 400}$$

$$Q_{\max\text{horario}} = 0.207\ lt/s$$

6.6.2 Caudal de infiltración

Para determinar el caudal de infiltración se toman en cuenta factores como el nivel de complejidad de la red, la permeabilidad que presenta el tipo de suelo en la zona de estudio y la cobertura de la capa vegetal en las zonas que no están habitadas. Al no tener datos directos del caudal por infiltración, el diseño se rige a los valores sugeridos por normativa de la EMAAP (2009) que se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 13

Coefficientes para caudales de infiltración según complejidad del sistema

Nivel de complejidad del sistema	Infiltración alta (l/s-ha)	Infiltración media (l/s-ha)	Infiltración baja (l/s-ha)
Bajo y medio	0,1 – 0,3	0,1 – 0,3	0,05 – 0,2
Medio alto y alto	0,15 – 0,4	0,1 – 0,3	0,05 – 0,2

Nota. Se presentan los valores recomendados por normativa. Fuente: Normas de diseño para alcantarillado EMAAP. (2009)

Debido a las condiciones del proyecto, se elige un sistema de complejidad bajo y medio, con una infiltración media al tener zonas con cobertura vegetal, por esta razón se toma un valor de 0.1 lt/s-ha, tomando en cuenta el área total de estudio.

$$Q_{inf} = 0.1 * \text{Área acumulada}$$

Donde:

Q_{inf} : caudal de infiltración (lt/s-ha)

Área acumulada: área del proyecto (ha)

6.6.3 Caudal de conexiones erradas

El caudal de conexiones erradas considera los caudales pluviales provenientes de las bajantes de los tejados de las casas y patios que se conectan directamente al sistema de alcantarillado, considera los sistemas existentes de recolección y evacuación de aguas lluvias. Al no contar con registros de caudales medios se adoptan los valores por normativa presentados en la siguiente tabla:

Tabla 14

Coefficientes para caudales por conexiones erradas según complejidad del sistema

Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial	
Nivel de complejidad del sistema	Aporte (lt/s-ha)
Bajo y medio	0.2-2
Medio alto y Alto	0.1-1

Nota. Se presentan los valores recomendados por normativa. Fuente: Normas de diseño para alcantarillado EMAAP. (2009)

Para un sistema de complejidad bajo y medio tomaremos el caudal de conexiones erradas el valor de 0.2 lt/s-ha, tomando en consideración el área completa del proyecto.

$$Q_{ce} = 0.2 * \text{Área acumulada}$$

Donde:

Q_{ce} : caudal por conexiones erradas (lt/s-ha)

Área acumulada: área del proyecto (ha)

6.6.4 Determinación del caudal Sanitario

Al no poseer información detallada sobre el área de estudio con respecto a caudales especiales como institucionales, comerciales e industriales en la zona, y puesto que la clasificación proporcionada por el portal web de la Municipalidad de Quito en cuanto al uso y gestión de suelos, los predios en su totalidad considerados, constan como Residencial urbano 2 (RU2) y Residencial rural 1 (RR1), y al no constatar mediante visita de campo áreas comerciales, industriales e instituciones gubernamentales donde los aforos sean considerables, no se tomarán en cuenta los aportes generados para el diseño de la red de alcantarillado y todas las estructuras especiales consideradas en el presente proyecto.

$$Q_s = Q_{max.horario} + Q_{inf} + Q_{ce}$$

$$Q_s = 0.207 \text{ lt/s} + 0.018 \text{ lt/s} + 0.036 \text{ lt/s}$$

$$Q_s = 0.26 \text{ lt/s}$$

6.7 Determinación de caudal pluvial

Para el diseño en redes de alcantarillado combinado y dimensionamiento de sus estructuras especiales, el aporte de las aguas de escorrentía pluvial es un parámetro importante a determinar, debido a que sus aportes a la red son significativos al caudal de diseño. El alcantarillado combinado se considera como una red de micro drenaje subterránea, la cual evacua caudales provenientes de las actividades humanas y caudales pluviales, que son captadas por estructuras especiales en las calzadas.

6.7.1 Identificación de estación meteorológica

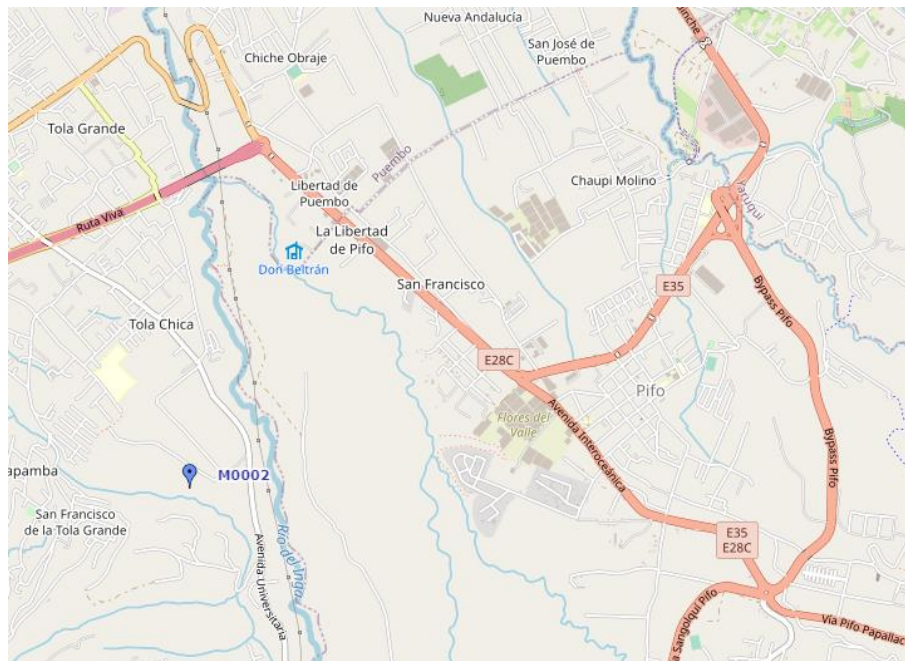
El proyecto está ubicado en la zona nororiental de Quito, en la parroquia Pifo que pertenece a la administración zonal Tumbaco. La Tola es la estación más cercana registrada a la zona considerada, con un registro continuo de 31 años hasta el último

estudio de lluvias intensas publicado por el INAMHI en el año 2015. Las coordenadas de la estación son:

- Latitud: 793125.64
- Longitud: 9974612.5
- Altitud: 2480 msnm

Figura 16

Estación meteorológica La Tola



Nota. La figura muestra la ubicación de la estación meteorológica La Tola. Elaborado por: Los autores.

6.7.2 Ecuaciones IDF

Las ecuaciones IDF relacionan intensidad-duración-frecuencia que son parámetros característicos de las precipitaciones, donde la intensidad es inversamente proporcional a la duración y directamente proporcional a la frecuencia, también llamado

período de retorno, donde se considera la probabilidad de que un evento de precipitación sea superado o excedido.

6.7.3 Estimación de intensidad

Se obtiene a partir de un estudio hidrológico de la zona, la intensidad considera la cantidad de agua lluvia que cae en un punto durante un intervalo de tiempo determinado, generalmente se expresa en milímetros por unidad de tiempo. Para el desarrollo del proyecto se tienen como datos de partida la estación de la zona, el tiempo de concentración y la ecuación correspondiente para el cálculo.

Tabla 15

Datos de la estación meteorológica La Tola

ESTACIÓN		TIEMPO	ECUACIÓN	R	R ²
CÓDIGO	NOMBRE	(minutos)			
M0002	LA TOLA	5 < 20	$I=106.539 * T^{0.2310} * t^{-0.2386}$	0.9836	0.9675

Nota. Se presentan las características de la estación La Tola. Fuente: Actualización del estudio de lluvias intensas 2015 INAMHI.

Para la selección del tiempo de retorno de la precipitación se considera la normativa vigente proporcionada por la EPMAPS, donde se considera el tipo de ocupación del área del proyecto.

Tabla 16*Periodo de retorno*

PERIODO DE RETRONO PARA DIFERENTES OCUPACIONES DEL ÁREA		
TIPO DE OBRA	TIPO DE OCUPACION DEL AREA DE INFLUENCIA DE LA OBRA	TR (AÑOS)
Micro drenaje	Residencial	5
Micro drenaje	Comercial	5
Micro drenaje	Área con edificios de servicio publico	5
Micro drenaje	Aeropuertos	10
Micro drenaje	Áreas comerciales y vías de tránsito intenso	10 - 25
Micro drenaje	Áreas comerciales y residenciales	25
Micro drenaje	Áreas de importancia específica	50 - 100

Nota. Se presentan los valores recomendados por normativa. Fuente: Normas de Diseño de sistemas de alcantarillado EMAAP (2009).

Debido a la clasificación y uso del suelo de la zona como residencial urbano y rural se adopta un periodo de retorno de 5 años. El tiempo de concentración sugerido por norma es de 5 minutos, el adoptado para el inicio del cálculo es de 10 minutos debido a que físicamente el fenómeno de precipitación no toma en cuenta otros factores como la evapotranspiración, infiltración y evaporización, que evitan que la escorrentía superficial se origine en un tiempo menor.

$$i = 106.539 \times T^{0.2310} \times t^{-0.2386}$$

$$i = 106.539 \times 5^{0.2310} \times 10^{-0.2386}$$

$$i = 89.20 \text{ mm/h}$$

Donde:

i: intensidad de precipitación (mm/h)

T: tiempo de retorno (años)

t: tiempo de concentración (minutos)

6.7.4 Determinación de coeficientes de escorrentía

Para determinar el coeficiente de escorrentía intervienen varios factores, que tienen que ver con el uso y ocupación del suelo previsto en los planes de ordenamiento territorial, el porcentaje de cobertura vegetal que presenta el área de estudio y la caracterización de permeabilidad e infiltración del suelo del sitio. Determinaremos el coeficiente de escorrentía por la normativa vigente tomada de la EMAAP (2009) para zonas urbanas.

Tabla 17

Coefficientes de escorrentía

COEFICIENTES DE ESCORRENTIA PARA UN AREA URBANA	
DESCRIPCION DEL AREA	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA
Unifamiliar	0.30-0.60
Multi-unidades contiguas	0.40-0.75
Departamentos	0.60-0.85

Nota. Se presentan los valores recomendados por normativa. Fuente: Normas de Diseño de sistemas de alcantarillado EMAAP (2009).

Para el proyecto se considera un coeficiente de escorrentía de 0.4 debido al uso y ocupación del suelo, la zona consta de predios con clasificación RR1 y RU2, considerando que existen predios con áreas extensas y son utilizados para cultivos. Esto implica que la mayor parte del proyecto no se encuentra impermeabilizada para considerar valores más altos.

6.7.5 Determinación de caudales mediante método racional

El método racional, es un procedimiento abreviado para la estimación del caudal proveniente de las precipitaciones, considerando que ésta es uniforme en toda la cuenca de estudio y en todo el tiempo de duración. y que el área del proyecto no excede las 200 hectáreas según la normativa vigente, con características hidrológicas e hidráulicas simples donde no se presentan elementos de retención. El cálculo se realiza acumulando las áreas de aportación consideradas en la topografía del sitio, el tiempo de concentración acumulado y el coeficiente de escorrentía determinado en el punto anterior, utilizando la siguiente fórmula para el primer tramo correspondiente al pasaje Cirilo Cachago:

$$Q_p = \frac{C \times i \times A}{0.36}$$

$$Q_p = \frac{0.4 \times 89.20 \frac{mm}{h} \times 0.178 \text{ ha}}{0.36}$$

$$Q_p = 17.64 \text{ lt/s}$$

6.8 Determinación de caudal de diseño para red de alcantarillado

Para el diseño de alcantarillado combinado debe tomarse en cuenta tanto caudales domésticos, especiales, pluviales y directos para cada tramo en los que existe un aporte puntual. Los caudales directos a la red provienen de ramales secundarios hacia el interceptor. Con este parámetro determinado procedemos a realizar el diseño hidráulico de todos los colectores tanto secundarios y del interceptor.

$$Q_d = Q_s + Q_p + Q_{directos}$$

$$Q_d = 0.26 \text{ lt/s} + 17.64 \text{ lt/s}$$

$$Q_d = 17.90 \text{ lt/s}$$

6.9 Diseño hidráulico de colectores e interceptor

Considerando las observaciones tratadas en el marco teórico referencial, en cuanto a diámetros, pendientes, velocidades mínimas y máximas, revisión de calado, etc. Para el diseño de los colectores y revisión de los parámetros hidráulicos, emplearemos una hoja de cálculo con el software Microsoft Excel, donde constan adicionalmente parámetros físicos obtenidos de la topografía y del AutoCAD. A continuación, se presenta un ejemplo de cálculo del tramo 2 de la calle Cirilo Cachago (Pasaje A):

Columna [1]

Nombre de la calle o pasaje

Columna [2]

Numeración de los tramos de tubería

Columna [3]

Numeración de los pozos proporcionados por la EMAAP en la topografía

Columna [4]

Longitud del tramo de tubería

Columna [5]

Áreas parciales obtenidas del AutoCAD

Columna [6]

Áreas acumuladas en hectáreas, que corresponde al área de aportación del tramo más el área de aporte del tramo anterior, como se describe en la siguiente fórmula.

$$A_{acumulada\ 2} = A_{acumulada\ 1} + A_{parcial\ 2}$$

$$A_{acumulada\ 2} = 0.178\ ha + 0.241\ ha$$

$$A_{acumulada\ 2} = 0.419\ ha$$

Columna [7]

Corresponde al área acumulada del tramo multiplicado por el coeficiente de escorrentía seleccionado anteriormente para el proyecto.

$$A \times C = A_{acumulada\ 2} \times C$$

$$A \times C = 0.419\ ha \times 0.40$$

$$A \times C = 0.167\ ha$$

Columna [8]

Tiempo de concentración parcial, determinada por la formula empírica por Kirpich.

$$T_{C_{parcial}} = 0.87 \left(\frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0.385}$$

$$T_{C_{parcial}} = 0.87 \left(\frac{(58.98 / 1000)^3}{2.22} \right)^{0.385}$$

$$T_{C_{parcial\ 2}} = 0.0243\ minutos$$

Donde:

$T_{C_{parcial}}$: tiempo de concentración parcial

L: longitud del tramo de tubería (km)

DH: diferencia de cotas de entrada y de salida de los pozos (m)

Columna [9]

Tiempo de concentración acumulado, considera el tiempo de concentración parcial del tramo actual más el tiempo de concentración acumulado del tramo anterior

$$T_{c_{acum}} = T_{c_{parcial 2}} + T_{c_{acum 1}}$$

$$T_{c_{acum}} = 0.0243 \text{ min} + 10 \text{ min}$$

$$T_{c_{acum}} = 10.0243 \text{ min}$$

Columna [10]

Intensidad de precipitación, determinado mediante el estudio de lluvias intensas proporcionado por el INAMHI, la correspondiente estación cercana la zona del proyecto, el período de retorno y el tiempo de concentración.

$$i = 106.539 \times T^{0.2310} \times t^{-0.2386}$$

$$i = 106.539 \times 5^{0.2310} \times 10.024^{-0.2386}$$

$$i = 89.149 \text{ mm/h}$$

Columna [11]

Cálculo del caudal pluvial, determinado por la formula racional, explicada anteriormente, donde intervienen parámetros como el producto del coeficiente de escorrentía por el área acumulada y la intensidad de lluvia.

$$Q_p = \frac{\text{columna}[7] \times \text{columna [10]}}{0.36}$$

$$Q_p = 41.47 \text{ lt/s}$$

Columna [12]

Población de servicio parcial, expresa el producto del valor de la densidad poblacional por el área parcial en el tramo de estudio.

$$P_{parcial \text{ tramo } 2} = \text{densidad poblacional} \times \text{columna}[5]$$

$$P_{parcial \text{ tramo } 2} = 399 \text{ hab/ha} \times 0.241 \text{ ha}$$

$$P_{\text{parcial tramo 2}} = 96.084 \text{ hab}$$

Columna [13]

Población acumulada, expresa el producto del área acumulada por la densidad poblacional.

$$P_{\text{acum}} = \text{densidad poblacional} \times \text{columna}[6]$$

$$P_{\text{acum}} = 399 \text{ hab/ha} \times 0.419 \text{ ha}$$

$$P_{\text{acum}} = 167.058 \text{ hab}$$

Columna [14]

Cálculo del caudal doméstico, expresa el producto entre el coeficiente de retorno R, la población acumulada y la dotación.

$$Q_{\text{dom}} = \frac{d_{\text{neta}} \times \text{columna [13]} \times R}{86\ 400}$$

$$Q_{\text{dom}} = \frac{210 \text{ lt/hab} * \text{dia} \times 167.058 \text{ hab} \times 0.8}{86\ 400}$$

$$Q_{\text{dom}} = 0.325 \text{ lt/s}$$

Columna [15]

Factor de mayoración o simultaneidad de caudales (M), determinado en función de la población servida y seleccionado por normativa cuyo valor es constante para todo el proyecto

$$M = 1.5$$

Columna [16]

Caudal máximo horario, expresa el producto del caudal doméstico y el factor de mayoración M.

$$Q_{\max\text{horario}} = \text{columna [14]} \times \text{columna [15]}$$

$$Q_{\max\text{horario}} = 0.487 \text{ lt/s}$$

Columna [17]

Caudal de infiltración, producto del área acumulada por el coeficiente 0.1 adoptado por normativa según el sistema de complejidad.

$$Q_{\text{inf}} = 0.1 * \text{columna}[6]$$

$$Q_{\text{inf}} = 0.042 \text{ lt/s}$$

Columna [18]

Caudal de conexiones erradas, producto del coeficiente seleccionado por normativa con sistema pluvial de recolección de aguas.

$$Q_{\text{ce}} = 0.2 * \text{columna [6]}$$

$$Q_{\text{ce}} = 0.084 \text{ lt/s}$$

Columna [19]

Caudal sanitario, expresa la sumatoria entre los caudales: máximo horario, infiltración y conexiones erradas.

$$Q_s = \text{columna}[15] + \text{columna}[16] + \text{columna}[17]$$

$$Q_s = 0.613 \text{ lt/s}$$

Columna [20]

Caudal combinado, expresa la sumatoria del caudal pluvial y sanitario.

$$Q_{\text{combinado}} = \text{columna}[11] + \text{columna}[19]$$

$$Q_{\text{combinado}} = 42.086 \text{ lt/s}$$

Columna [21]

Caudales directos, considera los aportes puntuales hacia la red provenientes de colectores secundarios hacia el interceptor, el tramo de estudio no cuenta con caudales de aportación directa.

Columna [22]

Caudal de diseño de la red, considera la sumatoria de caudales: combinados y directos.

$$Q_d = columna[20] + columna[21]$$

$$Q_d = 42.086 \text{ lt/s}$$

Columna [23]

Diámetro de tubería asumido en milímetros, este parámetro se escoge empezando desde el diámetro comercial menor para alcantarillado sanitario, con el cual se debe verificar el cumplimiento de los parámetros hidráulicos normados: velocidad mínima, velocidad máxima, velocidad de diseño, calado, pendientes mínimas y máximas, etc.

$$D = 300 \text{ mm}$$

Columna [24]

Diámetro de tubería asumida en metros, transforma el diámetro anterior de milímetros a metros para cálculos posteriores.

$$D = \frac{columna[23]}{1000}$$

$$D = 0.3 \text{ m}$$

Columna [25]

Pendiente del terreno en porcentaje, es el resultado de la relación, entre la diferencia de cotas de entrada y salida para la longitud del tramo de tubería.

$$S = \frac{\Delta H}{L} \times 100$$

$$S = \frac{2.22}{\text{columna [4]}} \times 100$$

$$S = 3.764\%$$

Columna [26]

Coefficiente de rugosidad de Manning, depende del material con el que se diseña la red de alcantarillado. Para PVC se tiene un valor determinado.

$$\eta = 0.011$$

Columna [27]

Velocidad a tubería llena, se determina con la ecuación de Chezy para flujo a superficie libre.

$$v = \frac{1}{\eta} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$v = \frac{1}{\text{columna[26]}} \left[\frac{\text{columna[24]}}{4} \right]^{2/3} \text{columna[25]}^{1/2}$$

$$v = 3.137 \text{ m/s}$$

Donde:

v: velocidad a tubería llena (m/s)

R: radio hidráulico (m)

S: pendiente de la cota inver de la tubería (m/m)

η : coeficiente de rugosidad de Manning

Columna [28]

Caudal a tubería llena, se determina a partir de la ecuación de continuidad donde se involucra parámetros como el área de la sección y la velocidad del flujo, expresada en litros por segundo.

$$Q = v \times \frac{\pi D^2}{4} \times 1000$$

$$Q = \text{columna}[27] \times \frac{\pi \times [\text{columna} [24]]^2}{4} \times 1000$$

$$Q = 221.72 \text{ lt/s}$$

Columna [29]

Relación entre caudal sanitario y a tubería llena.

$$\frac{Q_s}{Q} = \frac{\text{columna}[19]}{\text{columna}[28]}$$

$$\frac{Q_s}{Q} = 0.003$$

Columna [30]

Relación de llenado, entre caudales de diseño y a tubería llena

$$\frac{Q_d}{Q} = \frac{\text{columna}[22]}{\text{columna}[28]}$$

$$\frac{Q_d}{Q} = 0.19$$

Columna [31]

Velocidad de diseño, donde se utiliza la función que origina las gráficas de tirante hidráulico para evitar errores por observación de valores.

$$\begin{aligned}
v_{diseño} = & (0,28123942017555 + 5,2453579902649 \times columna [30] \\
& - 18,884444519043 \times columna [30]^2 \\
& + 35,221614837646 \times columna [30]^3 \\
& - 30,540842056274 \times columna [30]^4 \\
& + 9,8056392669678 \times columna [30]^5) \times columna [27]
\end{aligned}$$

Columna [32]

Velocidad mínima, donde se utiliza la función que origina las gráficas de tirante hidráulico para evitar errores por observación de valores.

$$\begin{aligned}
v_{min} = & (0,28123942017555 + 5,2453579902649 \times columna [29] \\
& - 18,884444519043 \times columna [29]^2 \\
& + 35,221614837646 \times columna [29]^3 \\
& - 30,540842056274 \times columna [29]^4 \\
& + 9,8056392669678 \times columna [29]^5) \times columna [27]
\end{aligned}$$

Columna [33]

Velocidad crítica,

$$v_{critica} = \sqrt{Y_{critica} \times g}$$

$$v_{critica} = \sqrt{0.431 \times 9.81}$$

$$v_{critica} = 1.804 \text{ m/s}$$

Donde:

$Y_{critica}$: profundidad crítica (m)

g: aceleración de la gravedad (m/s²)

Columna [34]

Calado, es el producto del diámetro por la relación de llenado

$$Y = \text{columna}[24] \times \text{columna}[30]$$

$$Y = 0.057 \text{ m}$$

Columna [35]

Calado crítico,

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{\text{columna} [31]^2 \times \text{columna} [34]}{g}}$$

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{2.816^2 \times 0.099}{9.81}}$$

$$Y_c = 0.332 \text{ m}$$

Columna [36]

Relación entre el calado y el calado crítico

$$\frac{Y}{Y_c} = \frac{\text{columna}[34]}{\text{columna} [35]}$$

$$\frac{Y}{Y_c} = 0.172$$

Columna [37]

Numero de Froude, para categorizar el flujo. Relaciona la velocidad de diseño con la velocidad crítica

$$FR = \frac{\text{columna} [31]}{\text{columna} [33]}$$

$$FR = 1.391$$

Columna [38]

Cotas del terreno de los pozos, comprendidos en el tramo 2, obtenidas del levantamiento topográfico en metros sobre el nivel del mar.

Columna [39]

Cota de entrada del pozo, es la diferencia entre la cota de entrada del terreno, la altura de entrada del pozo y el salto del tramo anterior.

$$Entrada = columna[38] - H_{entrada\ pozo} - salto_{tramo\ anterior}$$

$$Entrada = 2539.63\ msnm$$

Columna [40]

Cota de salida del pozo, es la diferencia entre la cota de salida del terreno y la altura de salida del pozo.

$$Salida = columna[38] - H_{salida\ pozo}$$

$$Salida = 2537.41\ msnm$$

Columna [41]

Diferencia de cotas de entrada y de salida.

$$\Delta H = columna[39] - columna[40]$$

$$\Delta H = 2.22\ m$$

Columna [42]

Altura de entrada de pozo, es el resultado de la suma entre diámetro de la tubería y el relleno mínimo sobre la cota clave, el cual no debe ser menor a 1.5 metros por normativa.

$$H_{entrada\ pozo} = H_{salida\ pozo\ anterior} = columna[24] + 1.5(\text{valor mínimo})$$

$$H_{\text{entrada pozo}} = H_{\text{salida pozo anterior}} = 1.8 \text{ m}$$

Columna [43]

Altura de salida del pozo, es el resultado de la suma entre diámetro de la tubería y el relleno sobre la cota clave el cual no debe ser menor a 1.5 metros por normativa.

$$H_{\text{salida pozo}} = \text{columna}[24] + 1.5(\text{valor mínimo})$$

CAPÍTULO VII

ESTRUCTURAS ESPECIALES

7.1 Pozos de disipación con pantallas

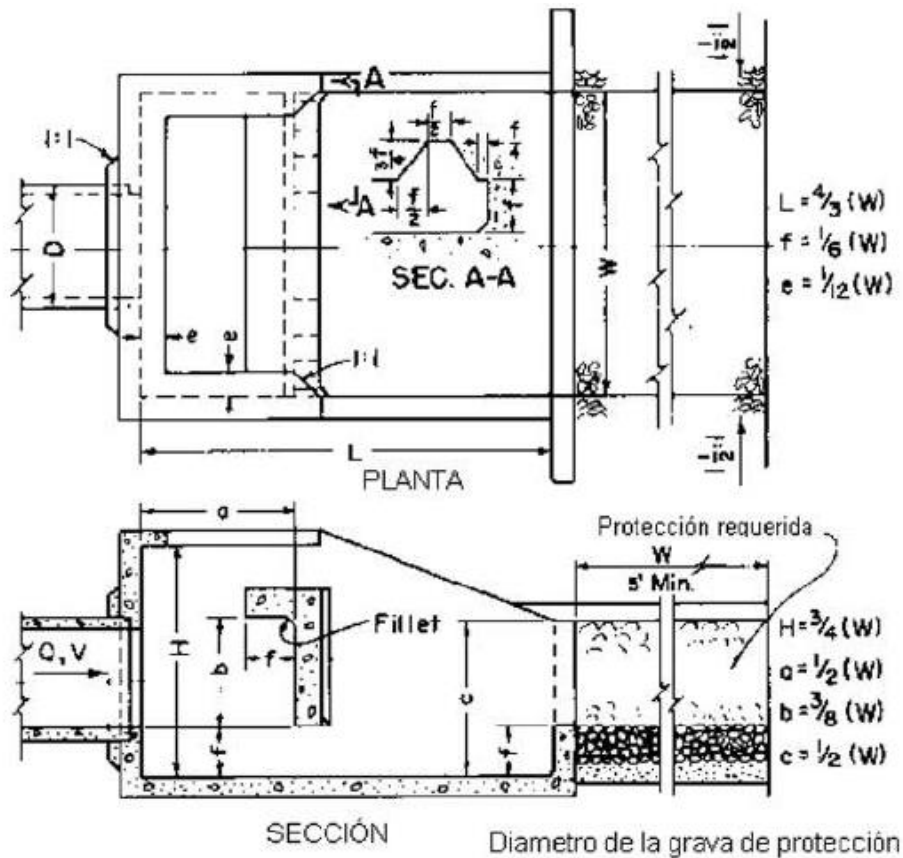
Son estructuras especiales diseñadas para disipar energía cinética por impacto directo del flujo en dirección frontal a la pantalla y por la turbulencia debido al cambio brusco de la dirección del flujo en el lecho de la estructura, donde se genera resalto hidráulico, entre las condiciones experimentales para las que fue probada este tipo de estructura, según el U.S. Bureau of Reclamation, constan la velocidad de entrada a la cámara máxima de 15.24 m/s, el caudal máximo que puede recibir 11.32 m³/s y números de Froude menores a 9. Debido a las fuerzas dinámicas y la turbulencia generados dentro de la estructura, debe ser capaz de soportar el deslizamiento causado por la carga de impacto sobre la pantalla y las vibraciones que se producen dentro de la cámara. El uso de este tipo de estructuras está contemplado dentro de la normativa vigente de diseño propuesto por la EMAAP (2009), dentro de la cual se deben considerar las siguientes características:

- La parte inferior de la pantalla, debe ser colocada al mismo nivel que el conducto de salida en su cota de diseño.
- El diámetro del conducto de entrada a la estructura debe ser determinado usando una velocidad de 3.6 m/s asumiendo que funciona lleno.
- Si la tubería de entrada desciende, la parte final de la misma debe horizontalizarse una longitud de al menos tres veces el diámetro de entrada para dirigir el chorro hacia la pantalla.
- El calado de la tubería a la salida no debe exceder la mitad de la altura de la pantalla de impacto. (EMAAP, 2009, p. 124)

El esquema de la estructura planteada, se presenta en la siguiente figura. Donde constan las dimensiones propuestas para la estructura, por la bibliografía U.S. Bureau of Reclamation.

Figura 17

Dimensiones propuestas para pozos de bandejas



Nota. La figura muestra dimensiones propuestas por U.S. Bureau of Reclamation. Fuente: U.S. Bureau of Reclamation (1978).

La implantación de este tipo de estructuras es indispensable dentro del proyecto, puesto que, de estas depende el régimen de flujo que ingresa al separador de caudales y las formulaciones para su dimensionamiento. A continuación, se presentan los datos necesarios para el cálculo.

Tabla 18

Datos de caudal de entrada

Datos para dimensionamiento del pozo con pantalla PP 93	
Descripción	Valor
Caudal de entrada ($Q_{diseño}$)	1275.25 lt/s \approx 1.28 m ³ /s

Nota. Se presentan los datos de caudal de entrada para dimensionamiento del pozo con pantalla PP 93. Elaborado por: Los autores.

Siguiendo las recomendaciones planteadas en normativa se determina los parámetros de entrada a la estructura de disipación, tomando como ejemplo los datos de entrada hacia el pozo:

Diámetro del conducto de entrada.

$$Q_{diseño} = V * A$$

$$Q_{diseño} = V * \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q_{diseño}}{V * \pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 1.28}{3.6 * \pi}} = 0.70 \text{ m}$$

Donde

$Q_{diseño}$: caudal que ingresa a la estructura

V: velocidad recomendada de ingreso

D: diámetro de la tubería de entrada a sección llena

Longitud de transición horizontal mínima recomendada (L_t)

$$L_t = 3 * D$$

$$L_t = 3 * (0.7) = 2.1 \text{ m}$$

Profundidad del flujo entrante (d)

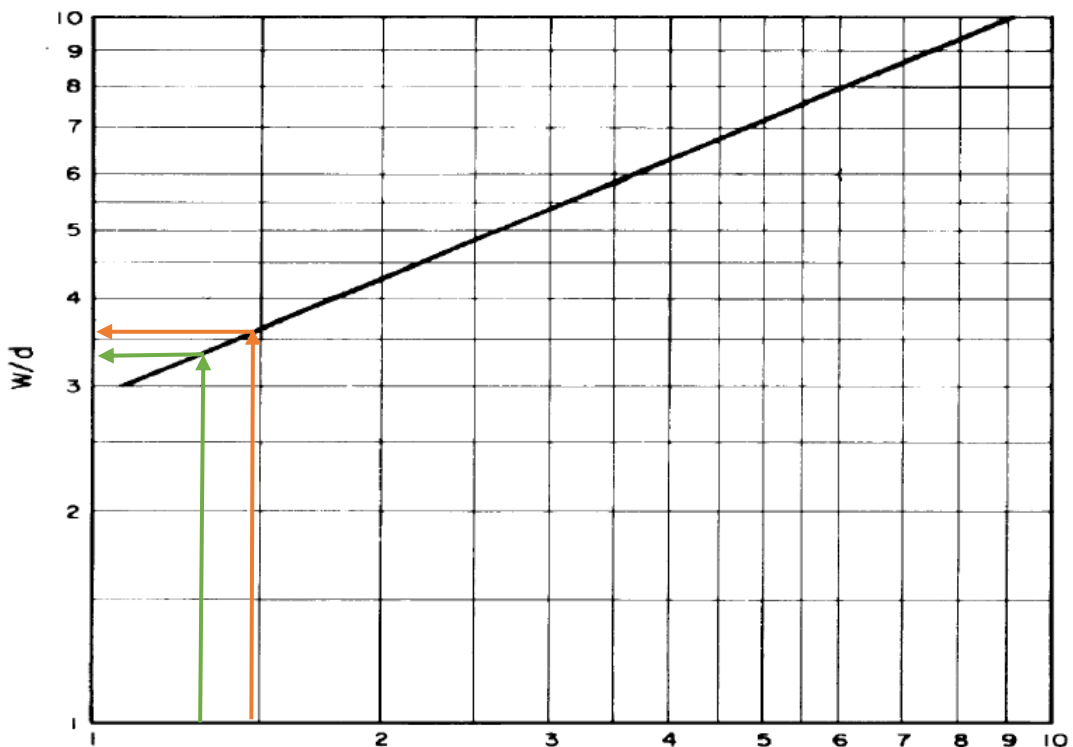
$$d = \sqrt{\frac{\pi * D^2}{4}}$$

$$d = \sqrt{\frac{\pi * 0.7^2}{4}} = 0.62 \text{ m}$$

A partir de los datos proporcionados y de los valores calculados anteriormente, con ayuda de las gráficas proporcionadas por la bibliografía podemos determinar el ancho de la cámara del pozo con pantalla.

Figura 18

Grafica Número de Froude vs Relación ancho de la cámara con profundidad de flujo.



Nota. La figura muestra Número de Froude vs Relación ancho de la cámara. Fuente: U.S. Bureau of Reclamation (1978).

Dentro de la gráfica, se debe determinar el valor del número de Froude para las condiciones dadas del flujo con los datos determinados anteriormente, para el eje de las abscisas.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * d}}$$

$$Fr = \frac{3.6}{\sqrt{9.81 * 0.62}} = 1.46$$

Identificado el valor correspondiente al número de Froude, es posible determinar la relación del ancho de la cámara (W) con la profundidad del flujo a la entrada (d) que se encuentra en el eje de las ordenadas.

$$3.6 = \frac{W}{d}$$

$$W = 3.6 * 0.62$$

$$W = 2.23 \text{ m} \approx 2.3 \text{ m (construtivo)}$$

A partir del ancho de la cámara se puede determinar las demás dimensiones del pozo en cuestión mediante las formulaciones recomendadas y presentadas a continuación, exceptuando las protecciones de roca que sirven en caso de descarga a un cuerpo receptor.

Longitud de la cámara (L)

$$L = \frac{4}{3} * W$$

$$L = \frac{4}{3} * (2.3)$$

$$L = 3.06 \text{ m} \approx 3.10 \text{ m (constructivo)}$$

Dimensiones del pozo de disipación y características de la pantalla (f)

$$f = \frac{1}{6} * W$$

$$f = \frac{1}{6} * (2.3)$$

$$f = 0.38 \text{ m} \approx 0.40 \text{ m (constructivo)}$$

Espesor de las paredes de la cámara (e)

$$e = \frac{1}{12} * W$$

$$e = \frac{1}{12} * (2.3)$$

$$e = 0.19 \text{ m} \approx 0.20 \text{ m (constructivo)}$$

Altura de la cámara (H)

$$H = \frac{3}{4} * W$$

$$H = \frac{3}{4} * (2.3)$$

$$H = 1.72 \text{ m} \approx 1.75 \text{ m (constructivo)}$$

Distancia entre la entrada de la tubería y la pantalla de impacto (a)

$$a = \frac{1}{2} * W$$

$$a = \frac{1}{2} * (2.3)$$

$$a = 1.15 \text{ m}$$

Altura de la pantalla de impacto (b)

$$b = \frac{3}{8} * W$$

$$b = \frac{3}{8} * (2.3)$$

$$b = 0.86 \text{ m} \approx 0.90 \text{ m (constructivo)}$$

Altura de la cámara en la salida del flujo (c)

$$c = \frac{1}{2} * W$$

$$c = \frac{1}{2} * (2.3)$$

$$c = 1.15 \text{ m}$$

Con el mismo procedimiento se dimensiona la estructura especial para su implantación en el pozo P 91, los resultados obtenidos se resumen en las siguientes tablas.

Tabla 19

Parámetros pozo de pantalla PP93

Dimensiones en Pozo de pantalla (PP93)		
Descripción	Simbología	Valor
Caudal de diseño	$Q_{\text{diseño}}$	1.28 m ³ /s
Diámetro de entrada	D	700 mm
Longitud de transición	L_t	2.1 m
Profundidad de flujo a la entrada	d	0.62 m
Numero de Froude	Fr	1.46
Ancho de la cámara	W	2.3 m
Longitud de la cámara	L	3.10 m
Dimensiones	f	0.40 m
Espesor de paredes de cámara	e	0.20 m
Altura de cámara	H	1.75 m
Distancia entre la entrada y la pantalla	a	1.15 m
Altura de la pantalla de impacto	b	0.90 m

Altura de cámara en la salida del flujo	c	1.15 m
---	---	--------

Nota. Se presentan las dimensiones en pozo de pantalla. Elaborado por: Los autores.

Tabla 20

Parámetros pozo de pantalla PP91

Dimensiones en Pozo de pantalla (PP 91)		
Descripción	Simbología	Valor
Caudal de diseño	$Q_{\text{diseño}}$	2.29 m ³ /s
Diámetro de entrada	D	900 mm
Longitud de transición	L_t	2.70 m
Profundidad de flujo a la entrada	d	0.80 m
Numero de Froude	Fr	1.29
Ancho de la cámara	W	2.70 m
Longitud de la cámara	L	3.60 m
Dimensiones	f	0.45 m
Espesor de paredes de cámara	e	0.25 m
Altura de cámara	H	2.10 m
Distancia entre la entrada y la pantalla	a	1.35 m
Altura de la pantalla de impacto	b	1.00 m
Altura de cámara en la salida del flujo	c	1.35 m

Nota. Se presentan las dimensiones en pozo de pantalla PP 91. Elaborado por: Los autores.

7.2 Diseño de estructuras de separación de caudales

Las estructuras de separación y desviación de caudales son necesarias para derivar parte del caudal excedente que ingresan al sistema de alcantarillado, con la finalidad de

establecer el volumen de almacenamiento temporal en las estaciones de bombeo o plantas de tratamiento. Las condiciones de operación se realizan para dos escenarios:

- En períodos secos, captar la totalidad de los caudales sanitarios.
- En períodos lluviosos, captar parte de los caudales sanitarios y desviar el caudal diluido en exceso, hacia una estructura de descarga.

En el dimensionamiento de la estructura de derivación, se debe considerar una proporción de dilución entre los caudales residuales y combinados, con la finalidad de garantizar que las aguas servidas a descargar en los causes o quebradas no tengan un impacto ambiental considerable. Esta relación de dilución se estima entre 3 a 5 veces el caudal sanitario que debe ser conducido y el excedente va a la estructura de descarga.

7.3 Diseño Hidráulico de separador lateral

Para el proyecto se prevé el diseño de dos separadores de caudal, antes de llegar a la estación de bombeo, uno entre el pozo P91 a P92 y otro entre el tramo P93 a P92. Ambos serán diseñados con vertederos laterales, su altura deberá ser la suficiente para captar el caudal sanitario diluido a conducir hacia la estación de bombeo y permitir que el exceso de caudal en períodos lluviosos rebose para ser conducido hacia la estructura de descarga.

Previo al cálculo, se deben determinar parámetros necesarios, como el régimen de flujo, que deben ser los mismos a la entrada y a la salida del separador de caudales, con la finalidad de evitar un resalto hidráulico dentro de la estructura. Esta particularidad es importante en los vertederos laterales, donde se debe mantener un control del flujo que escurre por el vertedero conforme se incrementa la longitud del mismo, debido a que las condiciones del flujo no son uniformes, según Domínguez (1999), se debe tener en cuenta tres características especiales:

- Perturbaciones en los extremos del vertedero

- Coeficiente de gasto o descarga que interviene según la forma del vertedero
- Régimen del flujo que transita por el canal y que determina las cargas con las que trabaja el vertedero.

Las recomendaciones para obtener una derivación óptima del caudal dentro de la estructura, sugieren que el caudal de entrega al ingreso del separador, se realice en régimen sub crítico, puesto que, al tener una energía cinética baja, las líneas de flujo son prácticamente perpendiculares respecto de la cresta del vertedero, lo que facilita las formulaciones, considerando que el flujo que circula por la tubería en dirección frontal al vertedero. Por este motivo se elaboró el dimensionamiento de estructuras de disipación de energía previo a la entrega del caudal a las estructuras de derivación por ambos lados del interceptor específicamente en los tramos P93-P92 y P91-P92. Considerando la pendiente que asegure una entrega de caudal en régimen sub crítico a la estructura, se presentan los siguientes datos.

Tabla 21

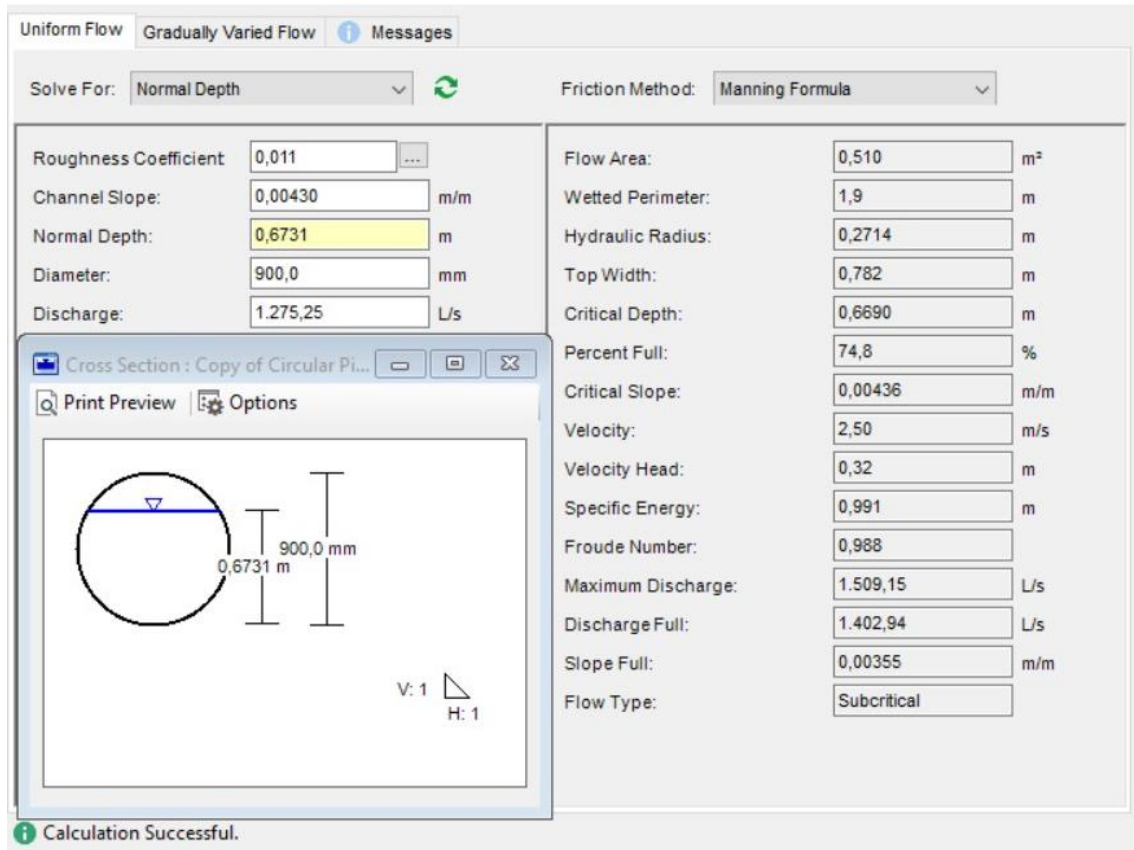
Datos del Pozo S93

POZO S-93	
Diámetro	900 mm
Pendiente	0.0043m/m
Caudal combinado	1275.25 lt/s
Caudal sanitario	8.51 lt/s
Tirante hidráulico	0.67 m
Velocidad	2.50 m/s
Numero de Froude	0.98 (subcrítico)
Energía específica total	0.99

Nota. Se presentan os datos de partida para el cálculo del separador S 93. Elaborado por: los autores

Figura 19

Parámetros hidráulicos de llegada al separador



Nota. La figura muestra los parámetros hidráulicos de llegada al separador. Elaborado por: los autores

La relación del caudal de diseño será de tres veces el caudal sanitario, con la finalidad de cumplir una adecuada disolución de sólidos dentro de la cámara del separador.

$$Q_{disolucion} = 3 Q_s [P93 - P92]$$

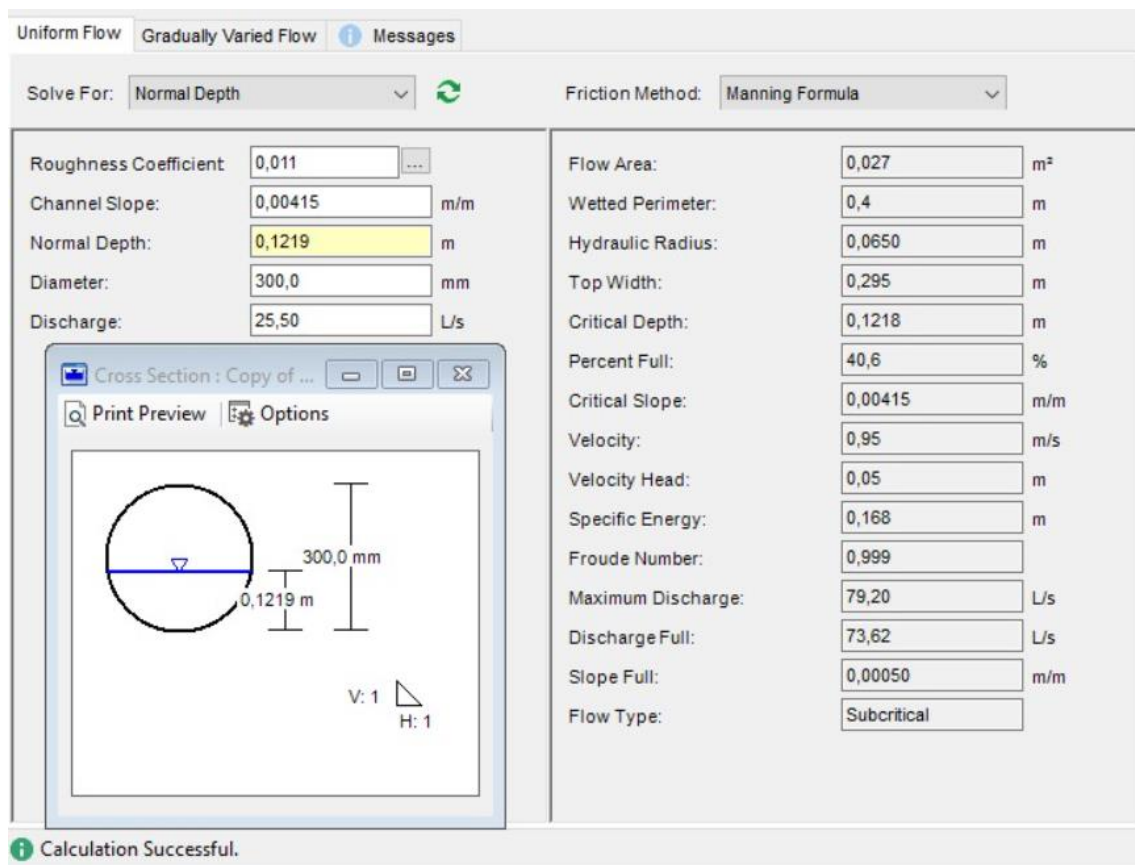
$$Q_{disolucion} = 3 \times 8.50 \text{ lt/s}$$

$$Q_{disolucion} = 25.5 \text{ lt/s}$$

La cámara del separador será construida en hormigón, por lo que se debe considerar para los cálculos un coeficiente de rugosidad de 0.015 debido a la acumulación de sedimentos en el fondo de la estructura. Asumiendo un diámetro de salida del caudal sanitario de 300 mm. Se obtienen los siguientes resultados.

Figura 20

Salida del caudal sanitario del separador

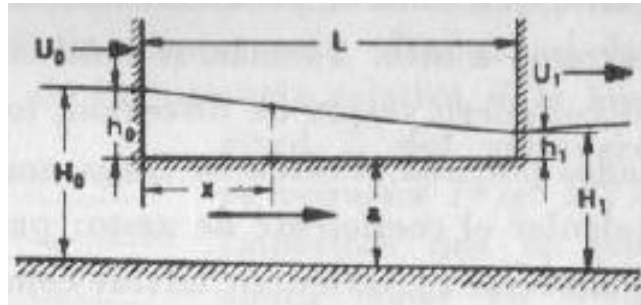


Nota. La figura muestra los parámetros hidráulicos a la salida del separador. Elaborado por: los autores

Con los resultados obtenidos respecto al número de Froude, en ambos casos se presenta un flujo subcrítico, lo que garantiza que no existirá un resalto hidráulico en condiciones normales de operación de la estructura.

Figura 21

Comportamiento hidráulico del caudal, en el separador lateral



Nota. La figura muestra el comportamiento hidráulico del caudal en el separador lateral.

Fuente: Domínguez (1999)

Para determinar la longitud del separador, se utilizan expresiones empíricas, considerando su función como la de un vertedero lateral, se utiliza la expresión tomada del libro de Hidráulica de Francisco Javier Domínguez, asumiendo una lámina de flujo descendente (régimen sub crítico), debido que el vertedero descarga el exceso de caudal en todo el trayecto del canal.

$$Q_{excedente} = \varphi \times m \times L \times h_o \times \sqrt{2g \times h_o}$$

$$\varphi = \frac{2}{5} \times \frac{K^{5/2} - 1}{K^{3/2}[K - 1]}$$

$$K = \frac{h_o}{h_1}$$

Donde:

φ : coeficiente de descarga para régimen rápido

h_o : altura de llegada del flujo al separador

h_1 : altura de salida del flujo del separador

m : coeficiente de descarga del vertedero

L : longitud del vertedero

$Q_{excedente}$: caudal de diseño

K: relación de calado a la entrada y salida

g: aceleración de la gravedad

Caudal excedente, se determina mediante la resta del caudal total y el caudal diluido a conducir

$$Q_{excedente} = Q_{combinado} - Q_{disolucion}$$

$$Q_{excedente} = [1.275 - 0.026] m^3/s$$

$$Q_{excedente} = 1.249 m^3/s$$

Relación entre los calados de entrada y salida (K)

$$K = \frac{h_o}{h_1} = \frac{0.673 m}{0.122 m} = 5.516$$

Coefficiente para descarga en régimen rápido (φ)

$$\varphi = \frac{2}{5} \times \frac{K^{5/2} - 1}{K^{3/2}[K - 1]} = \frac{2}{5} \times \frac{5.516^{5/2} - 1}{5.516^{3/2}[5.516 - 1]} = 0.481$$

Coefficiente de descarga según Bazin depende de la carga de aproximación y del tipo de pared del vertedero, para una carga de velocidad de 0.05 m y asumiendo un vertedero de pared delgada, el coeficiente m es igual a 0.39

$$L = \frac{Q_{excedente}}{\varphi \times m \times h_o \times \sqrt{2g \times h_o}}$$

$$L = \frac{1.249}{0.481 \times 0.39 \times 0.673 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.673}}$$

$$L = 2.72 m \approx 3.00 m \text{ (constructivo)}$$

Determinado el calado a la salida, debemos asumir la altura del vertedero, sobre el cual, el caudal excedente debe ser evacuado, en dimensiones constructivas; en este caso asumiremos una altura de 0.15 m o 15 cm.

Verificación de sumersión ($h_s > 0$)

$$h_s = Y - C_1$$

$$h_s = 0.673 \text{ m} - 0.15 \text{ m}$$

$$h_s = 0.52 \text{ m}$$

$$h_s > 0$$

Donde

h_s : profundidad de flujo aguas abajo

Y: calado en la tubería de ingreso al separador

C_1 : altura de la pared del vertedero asumida

El calado (Y) debe ser mayor que la profundidad crítica (h_{cr})

$$q = \frac{Q_{excedente}}{L_{vertedero}}$$

$$q = \frac{1.249 \text{ m}^3/\text{s}}{3.00 \text{ m}}$$

$$q = 0.416 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{0.416^2}{9.81}}$$

$$h_{cr} = 0.260 \text{ m}$$

$$Y > h_{cr}$$

$$0.673 \text{ m} > 0.260 \text{ m}$$

Donde

q: caudal unitario

h_{cr} : profundidad critica

g: aceleración de la gravedad

$Q_{excedente}$: caudal vertido

$L_{vertedero}$: longitud determinada para el frente del vertedero

∴ Al cumplirse las dos condiciones el vertedero de pared delgada es sumergido.

Ecuación vertedero de pared delgada sumergido

$$Q_{excedente} = m_o \times \sigma_s \times L \times \sqrt{2 \times g} \times H^{3/2}$$

Coefficiente de descarga

$$m_o = 0.402 + 0.054 \times \frac{H}{C_1}$$

Donde:

H: carga que actúa sobre el vertedero

Coefficiente de sumersión

$$\sigma_s = 1.05 \left[1 + 0.2 \frac{h_s}{C_1} \right] \times \sqrt[3]{\frac{H - h_s}{H}}$$

Sustituyendo ecuaciones 2 y 3 en 1 y sustituyendo el caudal se obtiene la carga que actúa sobre el vertedero, el cálculo se realiza por aproximaciones.

$$1.249 = \left[0.402 + 0.054 \times \frac{H}{0.15} \right] \times \left[1.05 \left[1 + 0.2 \frac{0.52}{0.15} \right] \times \sqrt[3]{\frac{H - 0.52}{H}} \right] \times 3.00$$

$$\times \sqrt{2 \times g} \times H^{3/2}$$

$$H = 0.367 \text{ m}$$

Espesor del vertedero que para cálculos preliminares debe estar entre el 10% y el 50% del valor de la carga con la que trabaja.

$$0.1 H < \text{espesor} > 0.5 H$$

$$\delta = 0.5 \times 0.367 \text{ m} = 0.183 \text{ m}$$

∴ Asumo dimensiones constructivas de 0.20 m de espesor

Energía específica, producto de sumar la altura de pared del vertedero con la carga que actúa en el vertedero

$$E = H + C_1$$

$$E = 0.367 \text{ m} + 0.15 \text{ m}$$

$$E = 0.517 \text{ m}$$

Energía específica total de la sección, considera la energía de sección y la carga de velocidad próxima al umbral del vertedero

$$E_0 = E + \frac{V^2}{2g}$$

$$E_0 = 0.517 \text{ m} + \frac{2.50^2}{2(9.81)}$$

$$E_0 = 0.835 \text{ m}$$

Profundidad de contracción producida luego de la descarga.

$$E_0 = h_c + \frac{q^2}{\mu^2 \times h_c^2 \times 2 \times g}$$

El coeficiente μ hace referencia a las pérdidas producidas en el recorrido del flujo hasta llegar a la altura contraída, el cálculo se realiza por aproximaciones

$$0.835 = h_c + \frac{0.416^2}{0.95^2 \times h_c^2 \times 2 \times 9.81}$$

$$h_c = 0.115 \text{ m}$$

Resalto hidráulico producido, asumiendo que la primera conjugada equivale a la profundidad de contracción luego de la descarga

$$h_1 = h_c = 0.115 \text{ m}$$

$$h_2 = 0.5 h_1 \left\{ \sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{cr}}{h_1} \right)^3} - 1 \right\}$$

$$h_2 = 0.5 (0.115) \left\{ \sqrt{1 + 8 \left(\frac{0.26}{0.115} \right)^3} - 1 \right\}$$

$$h_2 = 0.498 \text{ m}$$

Velocidad en el flujo después del resalto hidráulico

$$V = \frac{q}{h_2}$$

$$V = \frac{0.416}{0.498} = 0.835 \text{ m/s}$$

Sección de flujo

$$\omega = \frac{Q_{excedente}}{V}$$

$$\omega = \frac{1.249}{0.835} = 1.50 \text{ m}^2$$

Profundidad del flujo en la cámara del separador de sección rectangular

$$\omega = L \times h_o$$

$$h_o = \frac{\omega}{L} = \frac{1.50}{3.00} = 0.5 \text{ m}$$

$$h_o > h_2$$

∴ El resalto es sumergido

Porcentaje de sumersión recomendado menor al 5%

$$\% \text{ sumergencia} = 100 - \frac{h_2 * 100}{h_o}$$

$$\% \text{ sumergencia} = 100 - \frac{0.498 * 100}{0.5} = 0.4 \%$$

Velocidad critica

$$v_{cr} = \frac{q}{h_{cr}}$$

$$v_{cr} = \frac{0.416}{0.26} = 1.6 \text{ m/s}$$

Longitud de vertido

$$L_v = v_{cr} \sqrt{\frac{2 \times C_1}{g}}$$

$$L_v = 1.6 \times \sqrt{\frac{2 \times 0.15}{9.81}} = 0.28 \text{ m}$$

Longitud del resalto

$$L_r = 2.5 (1.9 h_2 - h_1)$$

$$L_r = 2.5 (1.9(0.498) - 0.115) = 2.08 \text{ m}$$

Longitud de la cámara del separador

$$B_{TOTAL} = L_v + L_r + D_{entrada}$$

$$B_{TOTAL} = 0.28 + 2.08 + 0.9 = 3.26 \text{ m}$$

∴ Asumo 3.40 metros como dimensión constructiva

Tabla 22

Dimensiones del separador lateral S93.

POZO S93	
Diámetro de entrada	900 mm
Diámetro de salida a estación	300 mm
Diámetro de salida a descarga	900 mm
Longitud de la cámara	3.00 m
Base de la cámara	3.40 m
Altura del vertedero	0.15 m
Ancho del vertedero	0.20 m
Caudal combinado	1275.25 lt/s
Caudal sanitario diluido	25.5 lt/s

Nota. Dimensiones obtenidas por cálculo para el separador de caudales S93. Elaborado por: los autores

Tabla 23

Datos del conducto de llegada al separador en P91

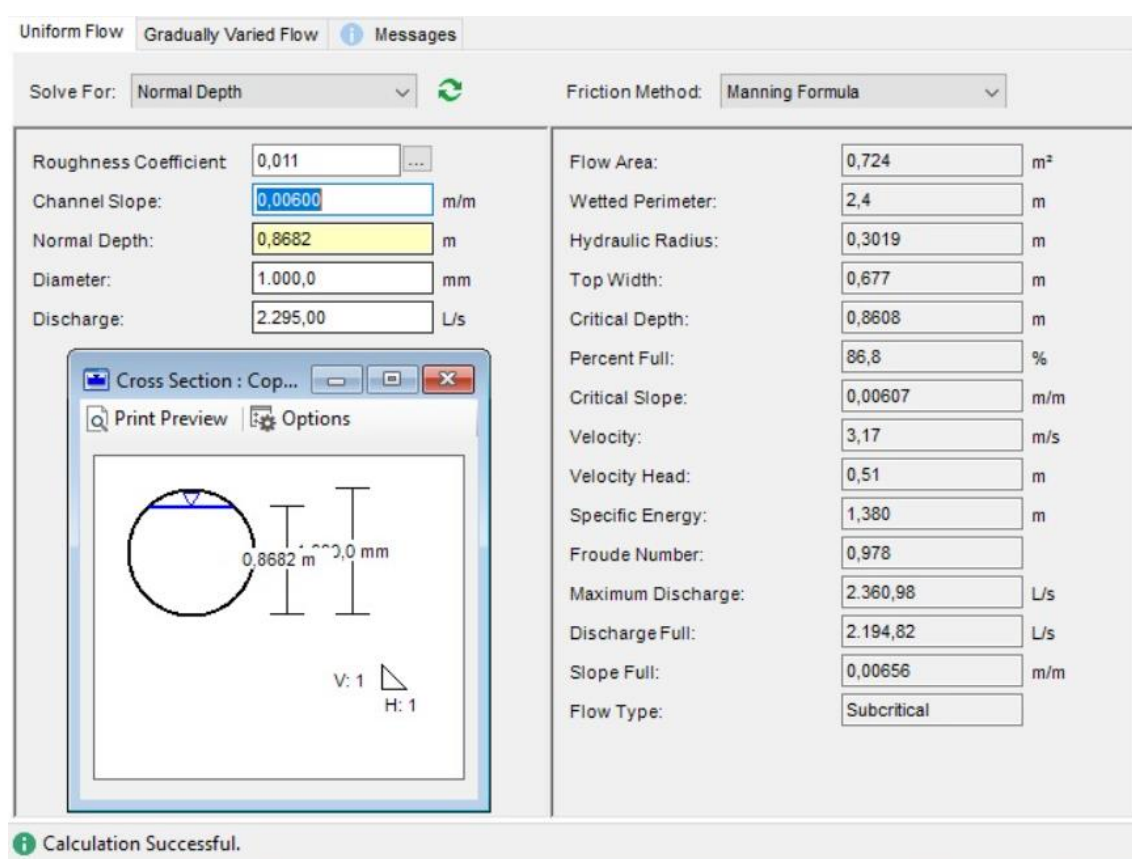
POZO S91	
Diámetro	1000 mm
Pendiente	0.006 m/m
Caudal combinado	2295 lt/s
Caudal sanitario	33.9 lt/s
Tirante hidráulico	0.86 m

Velocidad	3.17 m/s
Numero de Froude	0.98 (subcrítico)
Energía específica total	1.38

Nota. Datos del conducto de llegada al separador de caudales S91. Elaborado por: los autores

Figura 22

Parámetros hidráulicos de llegada al separador



Nota. La figura muestra los parámetros hidráulicos de llegada al separador. Elaborado por: los autores

El caudal diluido a conducir será determinado bajo la misma relación empleada en el diseño del primer separador

$$Q_{disolucion} = 3 Q_s [P91 - P92]$$

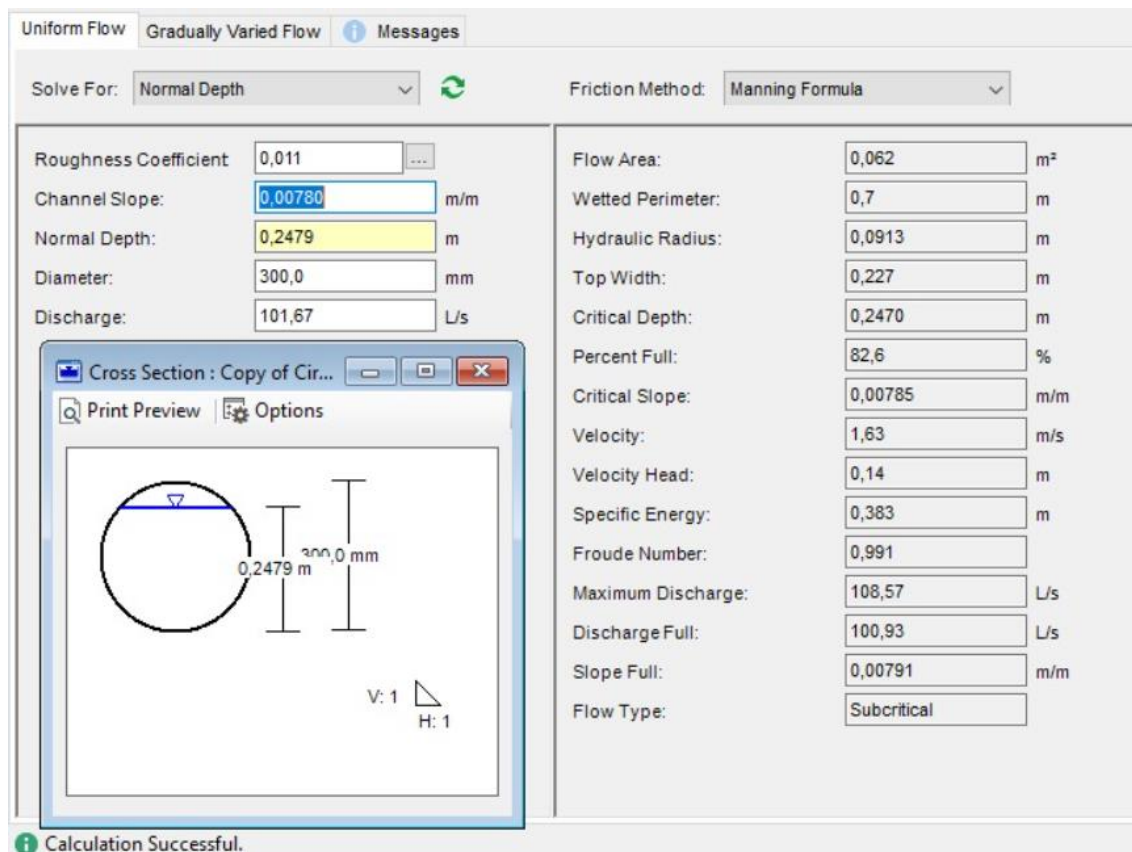
$$Q_{disolucion} = 3 \times 33.89 \text{ lt/s}$$

$$Q_{disolucion} = 101.67 \text{ lt/s}$$

Para el conducto de salida del separador se asume un diámetro de 300 mm, los resultados obtenidos mediante el software Flow master se presentan en la siguiente figura

Figura 23

Salida del separador caudal sanitario



Nota. La figura muestra los parámetros hidráulicos de salida del separador. Elaborado por: los autores

Debido a los resultados obtenidos con respecto al número de Froude, en ambos casos se presenta un flujo subcrítico, lo que garantiza que no existirá un resalto hidráulico en condiciones normales de operación de la estructura.

Siguiendo los procedimientos antes establecidos se determina la longitud del separador de caudales

$$Q_{excedente} = Q_{combinado} - Q_{disolucion}$$

$$Q_{excedente} = [2.295 - 0.102] m^3/s$$

$$Q_{excedente} = 2.193 m^3/s$$

Relación entre los calados de entrada y salida (K)

$$K = \frac{h_o}{h_1} = \frac{0.868 m}{0.248 m} = 3.5$$

Coefficiente para descarga en régimen rápido (φ)

$$\varphi = \frac{2}{5} \times \frac{K^{5/2} - 1}{K^{3/2}[K - 1]} = \frac{2}{5} \times \frac{3.5^{5/2} - 1}{3.5^{3/2}[3.5 - 1]} = 0.535$$

Coefficiente de descarga según Bazin depende de la carga de aproximación y del tipo de pared del vertedero, para una carga de velocidad de 0.14 m y asumiendo un vertedero de pared delgada, el coeficiente m es igual a 0.36

$$L = \frac{Q_{excedente}}{\varphi \times m \times h_o \times \sqrt{2g \times h_o}}$$

$$L = \frac{2.193}{0.535 \times 0.36 \times 0.868 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.868}}$$

$$L = 3.17 m \approx 3.20 m \text{ (constructivo)}$$

Verificación de sumersión ($h_s > 0$)

$$h_s = Y - C_1$$

$$h_s = 0.868 \text{ m} - 0.25 \text{ m}$$

$$h_s = 0.62 \text{ m}$$

$$h_s > 0$$

Donde

h_s : profundidad de flujo aguas abajo

Y : calado en la tubería de ingreso al separador

C_1 : altura de la pared del vertedero asumida

El calado (Y) debe ser mayor que la profundidad crítica (h_{cr})

$$q = \frac{Q_{excedente}}{L_{vertedero}}$$

$$q = \frac{2.193 \text{ m}^3/\text{s}}{3.20 \text{ m}}$$

$$q = 0.685 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{0.685^2}{9.81}}$$

$$h_{cr} = 0.363 \text{ m}$$

$$Y > h_{cr}$$

$$0.868 \text{ m} > 0.363 \text{ m}$$

Donde

q : caudal unitario

h_{cr} : profundidad crítica

g: aceleración de la gravedad

$Q_{\text{excedente}}$: caudal vertido

$L_{\text{vertedero}}$: longitud determinada para el frente del vertedero

∴ Al cumplirse las dos condiciones el vertedero de pared delgada es sumergido.

Ecuación vertedero de pared delgada sumergido

$$Q_{\text{excedente}} = m_o \times \sigma_s \times L \times \sqrt{2 \times g} \times H^{3/2}$$

Coefficiente de descarga

$$m_o = 0.402 + 0.054 \times \frac{H}{C_1}$$

Donde:

H: carga que actúa sobre el vertedero

Coefficiente de sumersión

$$\sigma_s = 1.05 \left[1 + 0.2 \frac{h_s}{C_1} \right] \times \sqrt[3]{\frac{H - h_s}{H}}$$

Sustituyendo ecuaciones 2 y 3 en 1 y sustituyendo el caudal se obtiene la carga que actúa sobre el vertedero, el cálculo se realiza por aproximaciones.

$$2.193 = \left[0.402 + 0.054 \times \frac{H}{0.25} \right] \times \left[1.05 \left[1 + 0.2 \frac{0.62}{0.25} \right] \times \sqrt[3]{\frac{H - 0.62}{H}} \right] \times 3.20 \\ \times \sqrt{2 \times g} \times H^{3/2}$$

$$H = 0.483 \text{ m}$$

Espesor del vertedero que para cálculos preliminares debe estar entre el 10% y el 50% del valor de la carga con la que trabaja.

$$0.1 H < \text{espesor} > 0.5 H$$

$$\delta = 0.5 \times 0.483 \text{ m} = 0.241 \text{ m}$$

∴ Asumo dimensiones constructivas de 0.25 m de espesor

Energía específica, producto de sumar la altura de pared del vertedero con la carga que actúa en el vertedero

$$E = H + C_1$$

$$E = 0.483 \text{ m} + 0.25 \text{ m}$$

$$E = 0.733 \text{ m}$$

Energía específica total de la sección, considera la energía de sección y la carga de velocidad próxima al umbral del vertedero

$$E_0 = E + \frac{V^2}{2g}$$

$$E_0 = 0.733 \text{ m} + \frac{3.17^2}{2(9.81)}$$

$$E_0 = 1.24 \text{ m}$$

Profundidad de contracción producida luego de la descarga.

$$E_0 = h_c + \frac{q^2}{\mu^2 \times h_c^2 \times 2 \times g}$$

El coeficiente μ hace referencia a las pérdidas producidas en el recorrido del flujo hasta llegar a la altura contraída, el cálculo se realiza por aproximaciones

$$1.24 = h_c + \frac{0.685^2}{0.95^2 \times h_c^2 \times 2 \times 9.81}$$

$$h_c = 0.156 \text{ m}$$

Resalto hidráulico producido, asumiendo que la primera conjugada equivale a la profundidad de contracción luego de la descarga

$$h_1 = h_c = 0.156 \text{ m}$$

$$h_2 = 0.5 h_1 \left\{ \sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{cr}}{h_1} \right)^3} - 1 \right\}$$

$$h_2 = 0.5 (0.156) \left\{ \sqrt{1 + 8 \left(\frac{0.363}{0.156} \right)^3} - 1 \right\}$$

$$h_2 = 0.71 \text{ m}$$

Velocidad en el flujo después del resalto hidráulico

$$V = \frac{q}{h_2}$$

$$V = \frac{0.685}{0.71} = 0.96 \text{ m/s}$$

Sección de flujo

$$\omega = \frac{Q_{excedente}}{V}$$

$$\omega = \frac{2.193}{0.96} = 2.28 \text{ m}^2$$

Profundidad del flujo en la cámara del separador de sección rectangular

$$\omega = L \times h_o$$

$$h_o = \frac{\omega}{L} = \frac{2.28}{3.10} = 0.74 \text{ m}$$

$$h_o > h_2$$

∴ El resalto es sumergido

Porcentaje de sumersión recomendado menor al 5%

$$\% \text{ sumergencia} = 100 - \frac{h_2 * 100}{h_o}$$

$$\% \text{ sumergencia} = 100 - \frac{0.71 * 100}{0.74} = 4.05 \%$$

Velocidad critica

$$v_{cr} = \frac{q}{h_{cr}}$$

$$v_{cr} = \frac{0.685}{0.363} = 1.89 \text{ m/s}$$

Longitud de vertido

$$L_v = v_{cr} \sqrt{\frac{2 \times C_1}{g}}$$

$$L_v = 1.89 \times \sqrt{\frac{2 \times 0.25}{9.81}} = 0.427 \text{ m}$$

Longitud del resalto

$$L_r = 2.5 (1.9 h_2 - h_1)$$

$$L_r = 2.5 (1.9(0.71) - 0.156) = 2.98 \text{ m}$$

Longitud de la cámara del separador

$$B_{TOTAL} = L_v + L_r + D_{entrada}$$

$$B_{TOTAL} = 0.427 + 2.98 + 0.9 = 4.31 \text{ m}$$

∴ Asumo 4.40 metros como dimensión constructiva

Tabla 24*Dimensiones obtenidas del separador S91*

POZO S91	
Diámetro de entrada	900 mm
Diámetro de salida a estación	300 mm
Diámetro de salida a descarga	1200 mm
Longitud de la cámara	3.20 m
Base de la cámara	4.40 m
Altura del vertedero	0.25 m
Ancho del vertedero	0.25 m
Caudal combinado	2295 lt/s
Caudal sanitario diluido	102 lt/s

Nota. Dimensiones obtenidas por cálculo para el separador de caudales S93. Elaborado por: los autores

7.4 Diseño Hidráulico de la Estructuras de disipación

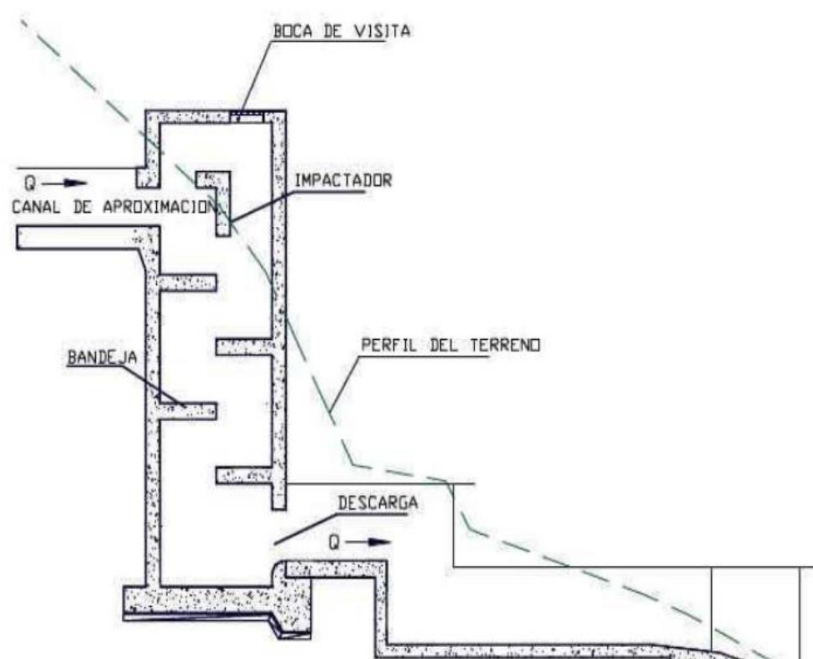
7.4.1 Pozo de bandejas

Debido a las condiciones topográficas del sitio del proyecto, el trazado de la red de alcantarillado y considerando los caudales de diseño de los colectores terciarios en los pasajes Vargas y Clemente; que a su vez deben ser entregados al colector secundario en la vía férrea; se hace necesario el dimensionamiento de estructuras especiales para disipar energía en el flujo que circula por las tuberías, con la finalidad de asegurar que la transición sea de forma tranquila en régimen subcrítico. Los pozos de bandeja son estructuras que disipan energía por impacto directo del flujo sobre losas ubicadas perpendicularmente a las paredes del pozo formando vórtices que proveen al flujo de adecuada aireación. No requieren mucho espacio para su implantación y son efectivas

para salvar desniveles altos en pendientes pronunciadas, donde no se puede implementar otro tipo de estructuras. Están provistas de una pantalla de impacto en la entrada del pozo que sirve para cambiar la dirección del flujo de forma brusca hacia la primera bandeja. El número de bandejas debe ser par, para asegurar que el último impacto se produzca en la parte posterior del pozo, donde se debe prever un colchón de agua para evitar la erosión del hormigón del fondo de la cámara y que el flujo comience una transición por el canal de entrega. Según la normativa vigente por la EMAAP (2009) para alcantarillado, estos pozos pueden ser diseñados para recibir un caudal máximo de $15 \text{ m}^3/\text{s}$; la distancia vertical entre las bandejas no debe exceder los 2.50 metros. En la siguiente figura se presenta un esquema acerca del funcionamiento del pozo de bandejas.

Figura 24

Elementos del pozo de bandejas

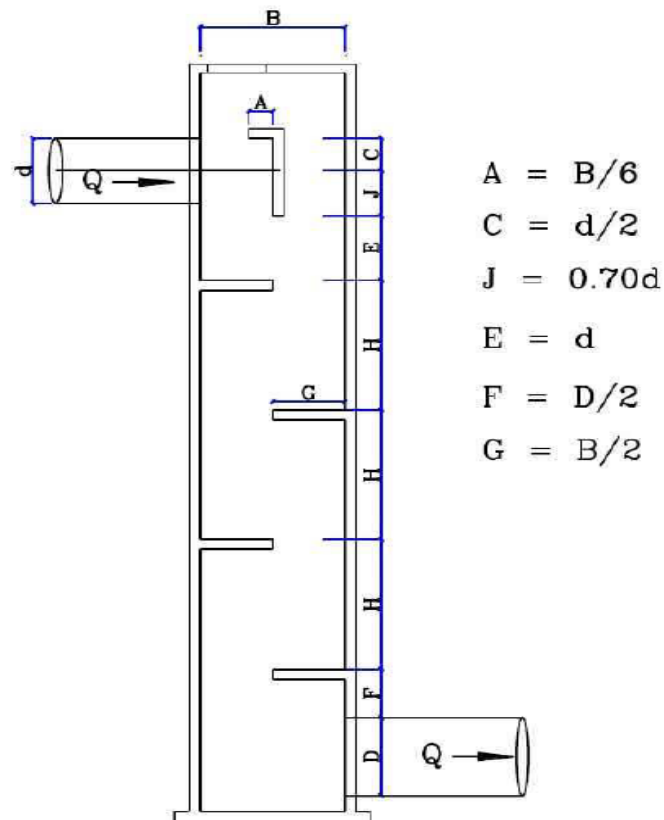


Nota. Se presentan los elementos característicos de un pozo de bandejas tipo. Fuente: Normas de diseño para alcantarillado EMAAP. (2009)

Para el dimensionamiento se emplearán como referencia las medidas sugeridas por los estudios realizados por la Universidad Central y la Universidad Politécnica, que se presentan la siguiente figura.

Figura 25

Dimensiones recomendadas para pozos de bandejas



Nota. Se presentan las dimensiones geométricas sugeridas para un pozo de bandejas tipo.

Fuente: León P (2006).

Según los requerimientos del proyecto, a continuación, se presentan los datos necesarios para el dimensionamiento del pozo de bandejas.

Tabla 25*Datos para dimensionamiento de pozo de bandejas Vargas*

Datos	
Ubicación	Pasaje Vargas
Pozo	POZ – 4 VARGAS
Caudal (lt/s)	175.89
Diámetro de tubería de entrada (mm)	300
Desnivel Δz (m)	6.10
Base del pozo asumida B (m)	2.00
Diámetro tubería de entrega D (mm)	500

Nota. Datos para dimensionamiento de pozo de bandejas Vargas. Elaborado por: los autores

La base del pozo se asume de 2 metros, en función de esta dimensión podemos determinar las otras incógnitas necesarias.

- Dimensión del impactador (A)

$$A = \frac{B}{6} = \frac{2.00}{6} = 0.33 \text{ m} \approx 0.35 \text{ m (constructivo)}$$

- Dimensión del impactador C

$$C = \frac{d}{2} = \frac{0.3}{2} = 0.15 \text{ m}$$

- Dimensión del impactador (J)

$$J = 0.7 * d = 0.7 * 0.3 = 0.21 \text{ m} \approx 0.25 \text{ m (constructivo)}$$

- Distancia de caída a la primera bandeja E

$$E = d$$

$$E = 0.3 \text{ m}$$

- Distancia de la última bandeja a la tubería de salida (F)

$$F = \frac{D}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25 \text{ m}$$

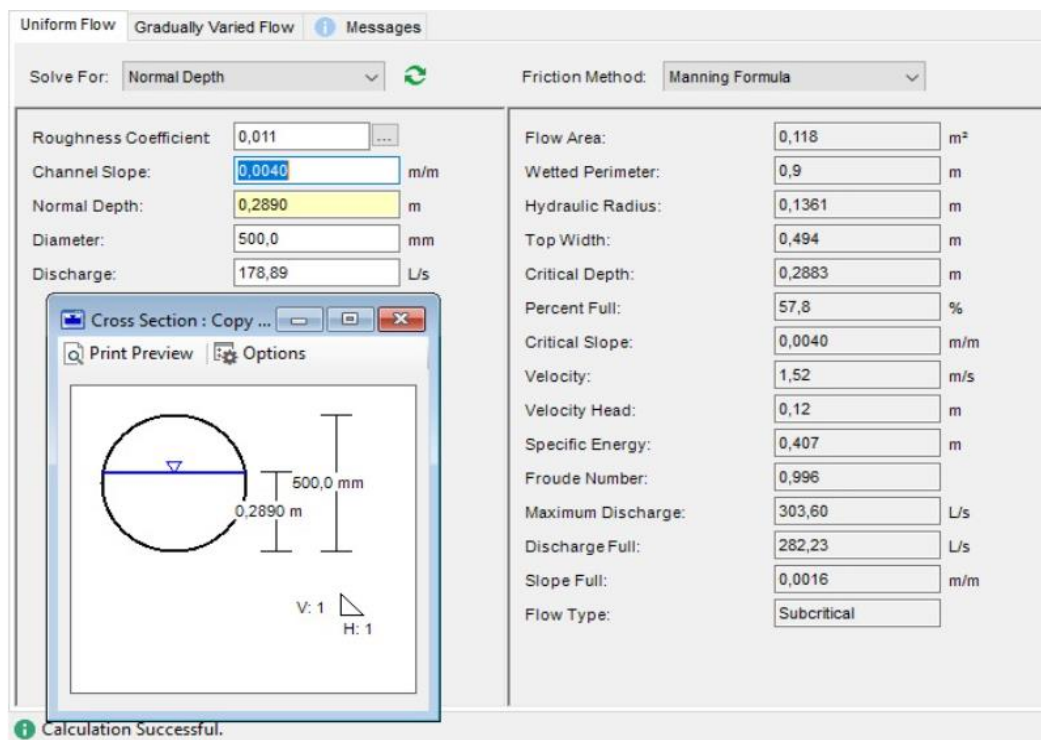
- Longitud de la bandeja (G)

$$G = \frac{B}{2} = \frac{2.00}{2} = 1.00 \text{ m}$$

Se determina la pendiente con la cual se asegura un régimen de flujo sub crítico al colector secundario en la línea férrea, teniendo como datos el caudal, el diámetro de la tubería y la rugosidad del material (PVC). Por medio de iteraciones se determina la pendiente del conducto de salida; con ayuda del software Flow master, considerando que el diámetro de entrega, como se presenta en la siguiente figura.

Figura 26

Parámetros hidráulicos conducto de salida pozo de bandejas Pasaje Vargas



Nota. La figura muestra los parámetros hidráulicos del conducto de salida. Elaborado por: los autores.

Una vez asegurada la entrega de caudales en régimen sub crítico se debe determinar la altura disponible H que, a su vez, sirve para determinar el número de bandejas, a partir de la siguiente expresión

$$H_{disponible} = \Delta z - E - F - D$$

$$H_{disponible} = 6.04 - 0.3 - 0.25 - 0.5$$

$$H_{disponible} = 4.99 \text{ m} \approx 5 \text{ m (constructivo)}$$

El número de bandejas debes ser par como se estableció con anterioridad, para determinar la altura entre bandejas se utiliza la siguiente expresión.

$$H_{bandejas} = \frac{H_{disponible}}{N} = \frac{5}{3} = 1.66 \text{ m} \approx 1.65 \text{ m (constructivo)}$$

A continuación, se presenta un resumen de las dimensiones para el pozo de bandejas en pasaje Vargas (POZ 4 VAR).

Tabla 26

Dimensiones obtenidas del pozo de bandejas pasaje Vargas

Dimensiones pozo de bandejas	
Ubicación	Pasaje Vargas
Pozo	POZ – 4 VARGAS
Caudal (lt/s)	175.89
Diámetro de tubería de entrada (mm)	300
Desnivel Δz (m)	6.10
Base del pozo asumida B (m)	2.00
Diámetro tubería de entrega D (mm)	500
Dimensión del impactador (A) (m)	0.35
Dimensión del impactador (C) (m)	0.15

Dimensión del impactador (J) (m)	0.25
Distancia caída primera bandeja (E) (m)	0.30
Ultima bandeja a tubería salida (F) (m)	0.25
Longitud de bandeja (G) (m)	1.00
Distancia entre bandejas $H_{bandejas}$ (m)	1.65

Nota. Dimensiones del pozo de bandejas Vargas. Elaborado por: los autores.

El mismo procedimiento se utiliza para determinar las dimensiones del pozo de bandejas en el pasaje Clemente, a partir de los datos presentados en la siguiente tabla.

Tabla 27

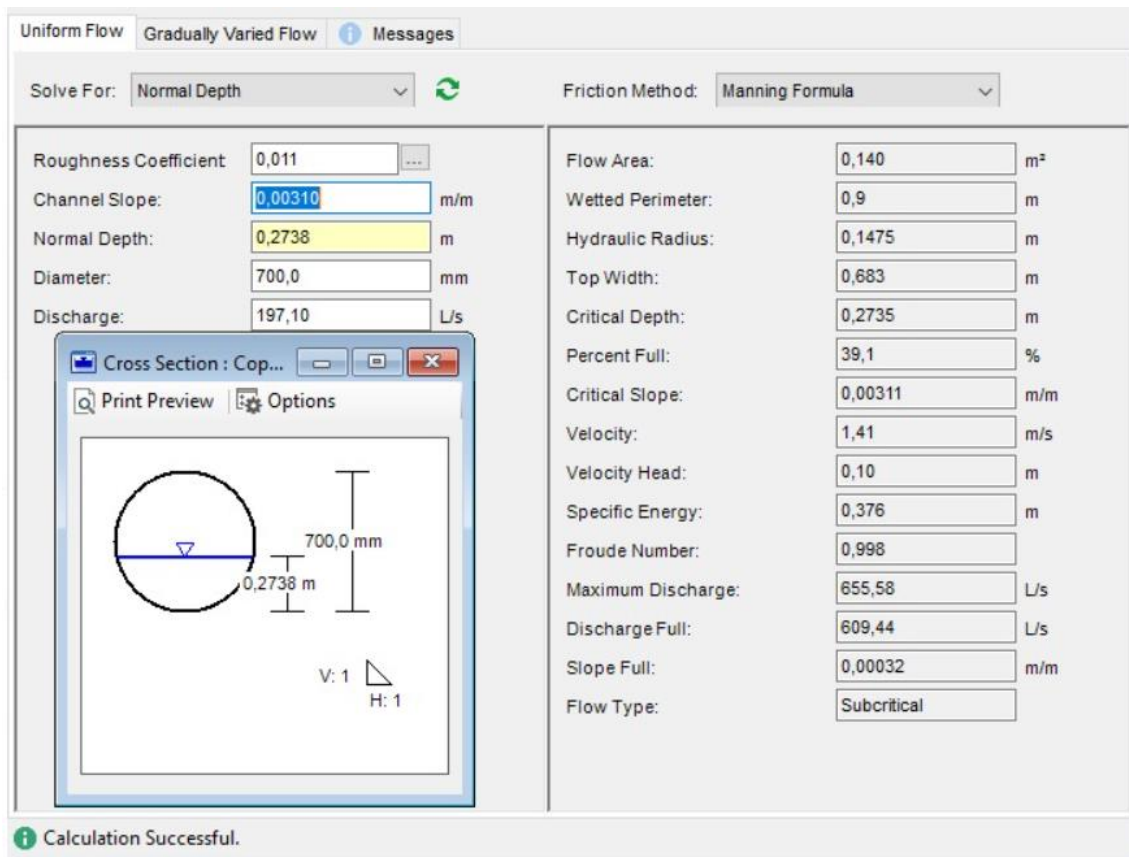
Datos para dimensionamiento de pozo de bandejas Clemente

Datos para dimensionamiento de pozo de bandejas	
Ubicación	Pasaje Clemente
Pozo	POZ – 3 CLEMENTE
Caudal (lt/s)	197.10
Diámetro de tubería de entrada (mm)	400
Desnivel Δz (m)	10.72
Base del pozo asumida B (m)	3.00
Diámetro tubería de entrega D (mm)	500

Nota. Datos para dimensionamiento de pozo de bandejas Clemente. Elaborado por: los autores

Figura 27

Parámetros hidráulicos conducto de salida pozo de bandejas Pasaje Clemente



Nota. La figura muestra los parámetros hidráulicos del conducto de salida. Elaborado por: los autores.

- Dimensión del impactador (A)

$$A = \frac{B}{6} = \frac{3,00}{6} = 0,5 \text{ m}$$

- Dimensión del impactador C

$$C = \frac{d}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$$

- Dimensión del impactador (J)

$$J = 0,7 * d = 0,7 * 0,4 = 0,28 \text{ m} \approx 0,30 \text{ m (constructivo)}$$

- Distancia de caída a la primera bandeja E

$$E = d = 0.4 \text{ m}$$

- Distancia de la última bandeja a la tubería de salida (F)

$$F = \frac{D}{2} = \frac{0.7}{2} = 0.35 \text{ m}$$

- Longitud de la bandeja (G)

$$G = \frac{B}{2} = \frac{3.00}{2} = 1.50 \text{ m}$$

- Altura disponible

$$H_{disponible} = \Delta z - E - F - D$$

$$H_{disponible} = 10.72 - 0.4 - 0.35 - 0.7$$

$$H_{disponible} = 9.27 \text{ m} \approx 9.3 \text{ m (constructivo)}$$

- Altura entre bandejas

$$H_{bandejas} = \frac{H_{disponible}}{N} = \frac{9.3}{5} = 1.86 \text{ m} \approx 1.85 \text{ m (constructivo)}$$

A continuación, se presenta un resumen de las dimensiones para el pozo de bandejas en pasaje Vargas (POZ 3 CLEMENTE).

Tabla 28

Dimensiones obtenidas pozo de bandejas pasaje Clemente

Dimensiones pozo de bandejas	
Ubicación	Pasaje Clemente
Pozo	POZ – 3 CLEMENTE
Caudal (lt/s)	197.10
Diámetro de tubería de entrada (mm)	400

Desnivel Δz (m)	10.72
Base del pozo asumida B (m)	3.00
Diámetro tubería de entrega D (m)	500
Dimensión del impactador (A) (m)	0.5
Dimensión del impactador (C) (m)	0.2
Dimensión del impactador (J) (m)	0.30
Distancia caída primera bandeja (E) (m)	0.40
Ultima bandeja a tubería salida (F) (m)	0.35
Longitud de bandeja (G) (m)	1.50
Distancia entre bandejas $H_{bandejas}$ (m)	1.85

Nota. Dimensiones del pozo de bandejas Clemente. Elaborado por: los autores.

Los detalles constructivos se presentan en los planos adjuntos.

7.5 Diseño hidráulico de la estructura de descarga

Para dimensionar las estructuras de descarga, se deben considerar varios aspectos, entre los más relevantes podemos citar los siguientes:

- Proximidad al sistema de recolección existente
- Uso del suelo y la superficie disponible en la proximidad
- Costos de expropiación y pasos de servidumbre
- Desnivel existente entre la entrada a la estructura y el cuerpo receptor
- Características del flujo
- Condiciones de acceso a la estructura
- Frecuencia de los mantenimientos y costos derivados de los mismos.

Debido al poco espacio para la implantación de las estructuras, se plantea el diseño de dos pozos de bandejas sucesivos con un canal de acercamiento entre ellos que garantice

la entrega del caudal en régimen sub crítico. Para evitar la erosión del cauce, el caudal debe ser descargado en la dirección del flujo del cuerpo receptor y considerar las protecciones necesarias para los taludes de la quebrada. Para el dimensionamiento se tiene los datos del caudal por ambos lados del interceptor que, sumados, contemplan el total del volumen a ser evacuado por los separadores diseñados con anterioridad.

$$Q_{diseño} = Q_1 + Q_2$$

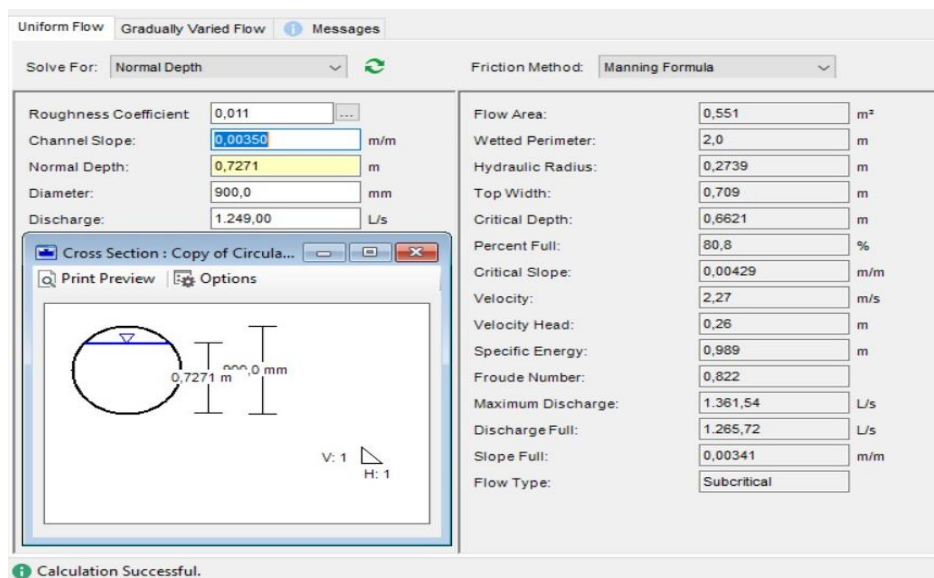
$$Q_{diseño} = 1.249 \text{ m}^3/\text{s} + 2.193 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{diseño} = 3.442 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para asegurar la entrega de los separadores hacia la estructura de descarga en régimen subcrítico, se debe determinar la pendiente de las tuberías que salen del separador hacia el pozo de disipación. A continuación, se presentan los siguientes datos obtenidos mediante software Flow master para ambos casos.

Figura 28

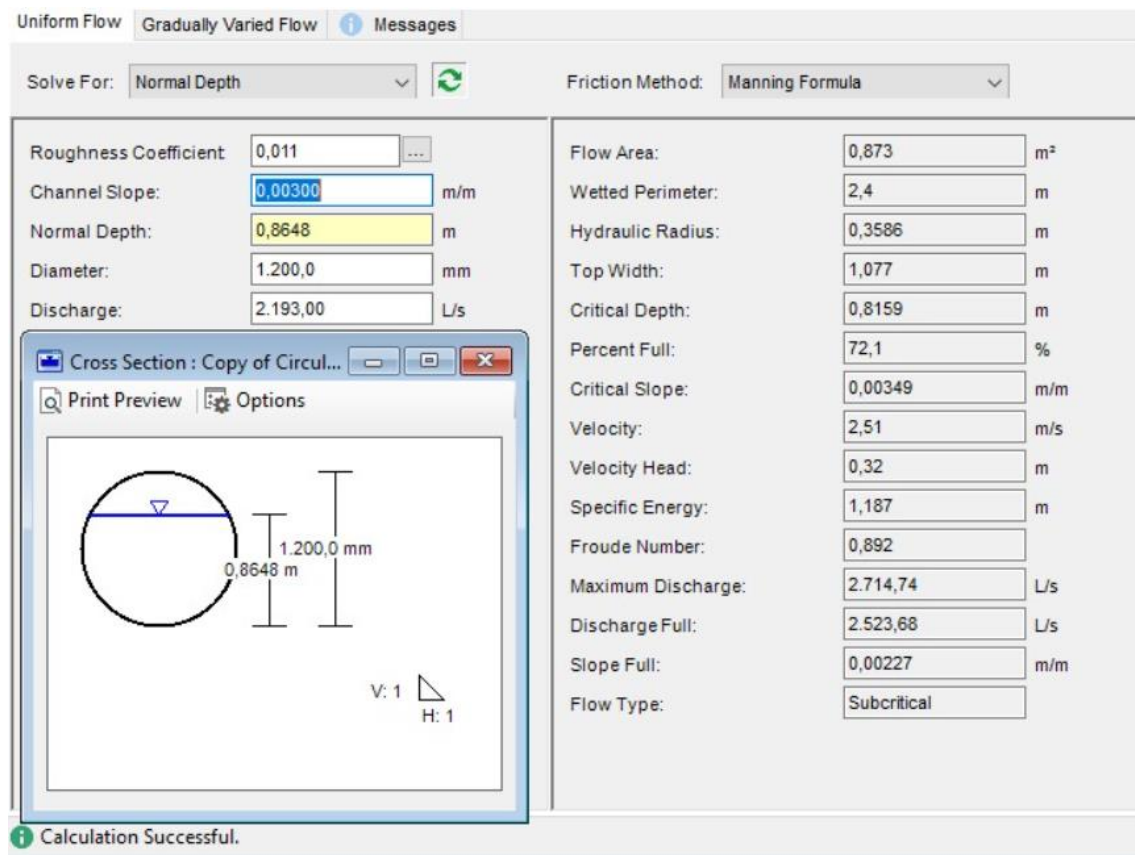
Parámetros hidráulicos del conducto de llegada a cámara de caída



Nota. La figura muestra los parámetros hidráulicos del conducto de llegada. Elaborado por: los autores.

Figura 29

Parámetros hidráulicos del conducto de llegada a cámara de caída



Nota. La figura muestra los parámetros hidráulicos del conducto de llegada. Elaborado por: los autores

Determinados los caudales afluentes, el caudal de diseño de la estructura de descarga y dadas las condiciones topográficas, no es posible dimensionar un canal de acercamiento que junte los dos caudales afluentes, por lo tanto, se plantea el dimensionamiento en caída libre de ambos caudales hasta un pozo de disipación, donde la profundidad mínima que tendrá la misma, depende de la altura de caída y de la profundidad crítica en las tuberías de entrada. La formulación sugerida en modelos probados y que se mantienen en funcionamiento en Estados Unidos, según Scott Williamson en su monografía publicada “Drop Structure Design for Wastewater and Stormwater Collection System” se presenta a continuación.

$$D = 0.5h^{1/2} * Dc^{1/3}$$

Donde:

h: altura de caída

Dc: profundidad crítica en la tubería de entrada

D: profundidad mínima que debe tener el pozo de disipación.

Para ambos casos se determina una profundidad mínima recomendada del pozo de disipación.

$$D_1 = 0.5h^{1/2} * Dc^{1/3}$$

$$D_1 = 0.5(3.00)^{1/2} * (0.662)^{1/3}$$

$$D_1 = 0.75 \text{ m}$$

$$D_2 = 0.5(3.00)^{1/2} * (0.816)^{1/3}$$

$$D_2 = 0.81 \text{ m}$$

Con la finalidad de obtener dimensiones constructivas además de tener un margen de seguridad para evitar erosión en el fondo de la estructura, se determina un 15% adicional en la altura, por tanto, la profundidad constructiva será de 1 m. La base del pozo de disipación será de 2 metros y la longitud de 2 metros.

A la salida de la cámara prevé diseñar un túnel de transición, con la finalidad de acarrear el caudal hacia una segunda estructura de disipación. Considerando las dimensiones del pozo de salida, que tiene como base 2 metros. Para llevarlo a cabo, se considera el caudal como flujo a superficie libre con una pendiente asumida, que luego debe ser comprobada para la entrega del caudal en régimen subcrítico, el procedimiento para determinar la altura del pozo se describe a continuación.

Tabla 29*Datos para dimensionamiento del túnel de transición*

Datos	
Descripción	Valor
Caudal de diseño ($Q_{\text{diseño}}$)	3.442 m ³ /s
Base del canal (b)	2 m
Rugosidad del canal (n)	0.015
Pendiente del canal (asumida) (i)	0.005 m/m

Nota. Datos para dimensionamiento del túnel de transición. Elaborado por: los autores

- Se determina el módulo de caudal necesario (K_{nec})

$$K_{\text{nec}} = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{3.442}{\sqrt{0.005}} = 48.67$$

- Se dan valores de la incógnita (h), con la finalidad de obtener módulos de caudal hasta cumplir la siguiente condición

$$K_{\text{nec}} = K$$

$$K = \omega * C * \sqrt{R}$$

- Sección del canal, para canales rectangulares representa el producto de la base por la altura

$$\omega = b * h$$

- Perímetro mojado, donde se considera el espacio que ocupa el fluido en el canal

$$X = b + 2h$$

- Radio hidráulico, representa la relación entre la sección de flujo y el perímetro mojado

$$R = \frac{\omega}{X} = \frac{b * h}{b + 2h}$$

- Coeficiente de Chezy, involucra el coeficiente de rugosidad de Manning y el radio hidráulico

$$C = \frac{1}{\eta} * R^{1/6}$$

- Reemplazando todas las ecuaciones anteriores en la ecuación del módulo de caudal se tiene:

$$K = (b * h) * \left(\frac{1}{\eta} * \left(\frac{b * h}{b + 2h} \right)^{1/6} \right) * \sqrt{\frac{b * h}{b + 2h}}$$

Donde

ω : sección del canal

C: coeficiente de Chezy

R: Radio hidráulico

b: base de canal

h: altura del canal

X: perímetro mojado

η : rugosidad que depende del material, para hormigón con formación de capa orgánica se recomienda un valor de 0.015

El procedimiento es iterativo, donde se va otorgando valores por tanteo a la incógnita h hasta cumplir la condición $K = K_{nec}$. Como resultado para un canal de base igual a 2 metros, con una pendiente de 0.4% (0.004) por donde circula un caudal de 3.442 m³/s, con un coeficiente de rugosidad de 0.015; se obtiene una altura igual a 0.7 metros.

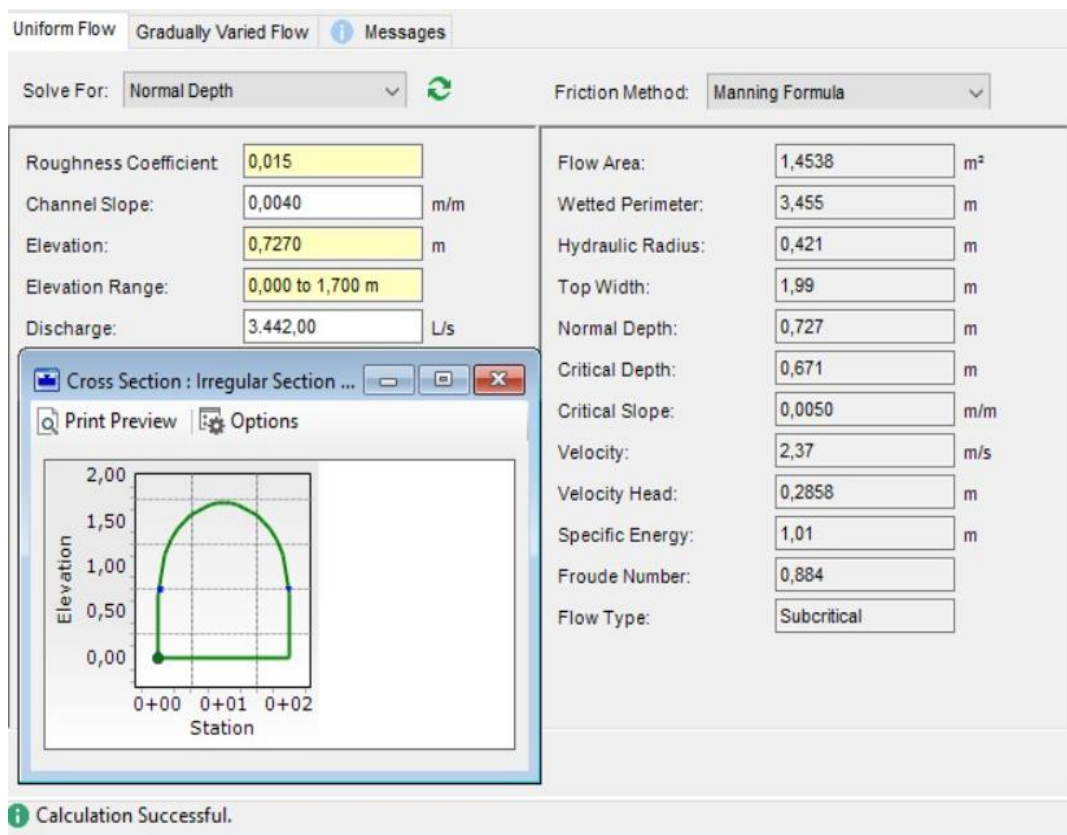
A partir de estos datos, es posible determinar una sección de flujo abovedada en el techo, con la finalidad de permitirle al conducto de transición una adecuada aireación para evitar acumulación de gases nocivos, un espacio seguro de trabajo para

mantenimientos futuros y aumentar el calado dentro del canal para situaciones imprevistas.

Con los datos anteriores y la ayuda del software Flow master, empezamos a determinar la pendiente hasta comprobar que el flujo tiene un régimen subcrítico, los resultados se presentan en la siguiente figura.

Figura 30

Parámetros hidráulicos de túnel de transición



Nota. La figura muestra los parámetros hidráulicos del túnel de transición. Elaborado por: los autores

Para la estructura especial de descarga se plantea el dimensionamiento de un pozo de bandejas con los procedimientos antes establecidos, y con datos presentados a continuación en la siguiente tabla.

Tabla 30*Datos para dimensionamiento de pozo de bandejas en descarga*

Datos	
Ubicación	Descarga
Pozo	PO 1 DESCARGA
Caudal (lt/s)	3442
Diámetro de tubería de entrada (mm)	1700
Desnivel Δz (m)	8.10
Base del pozo asumida B (m)	2.00
Diámetro tubería de entrega D (mm)	1700

Nota. Datos para dimensionamiento del pozo de bandejas en descarga. Elaborado por: los autores

La base del pozo se asume de 2 metros, en función de esta dimensión podemos determinar las otras incógnitas necesarias.

- Dimensión del impactador (A)

$$A = \frac{B}{6} = \frac{2.00}{6} = 0.33 \text{ m} \approx 0.35 \text{ m (constructivo)}$$

- Dimensión del impactador C

$$C = \frac{d}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ m}$$

- Dimensión del impactador (J)

$$J = 0.7 * d = 0.7 * 1.7 = 1.2 \text{ m (constructivo)}$$

- Distancia de caída a la primera bandeja E

$$E = d$$

$$E = 1.7 \text{ m}$$

- Distancia de la última bandeja a la tubería de salida (F)

$$F = \frac{D}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ m}$$

- Longitud de la bandeja (G)

$$G = \frac{B}{2} = \frac{2.00}{2} = 1.00 \text{ m}$$

- Altura disponible

$$H_{disponible} = \Delta z - E - F - D$$

$$H_{disponible} = 8.10 - 1.7 - 0.85 - 1.7$$

$$H_{disponible} = 3.85 \text{ m (constructivo)}$$

- Altura entre bandejas

$$H_{bandejas} = \frac{H_{disponible}}{N} = \frac{3.85}{3} = 1.30 \text{ m (constructivo)}$$

Tabla 31

Dimensiones obtenidas del pozo de bandejas en descarga

Dimensiones pozo de bandejas de descarga	
Ubicación	Descarga
Pozo	PO 1 DESCARGA
Caudal (lt/s)	3442
Diámetro de tubería de entrada (mm)	1.7
Desnivel Δz (m)	8.10
Base del pozo asumida B (m)	2.00
Diámetro tubería de entrega D (m)	1.7
Dimensión del impactador (A) (m)	0.35
Dimensión del impactador (C) (m)	0.85

Dimensión del impactador (J) (m)	1.2
Distancia caída primera bandeja (E) (m)	1.7
Ultima bandeja a tubería salida (F) (m)	0.85
Longitud de bandeja (G) (m)	1.00
Distancia entre bandejas $H_{bandejas}$ (m)	1.30

Nota. Se presentan los resultados obtenidos en el pozo de bandejas en la descarga.

Elaborado por: los autores.

CAPÍTULO VIII

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO

La estación de bombeo es una estructura diseñada para almacenar los volúmenes de agua residual provenientes de las descargas domiciliarias durante un tiempo determinado, siempre y cuando las condiciones de transporte por gravedad del fluido no sean factibles, debido a las condiciones topográficas del lugar de emplazamiento del proyecto. Mediante el bombeo se eleva la línea piezométrica con la finalidad de vencer la diferencia de cotas del terreno entre el sitio de la estación y el lugar de disposición o tratamiento de las aguas servidas, considerando todas las pérdidas producidas (locales y longitudinales) en el proceso.

Para definir el sitio de emplazamiento se debe considerar lo siguiente:

- Definir los caudales a ser captados considerando los proyectos futuros de la zona
- Considerar los servicios de infraestructura (alcantarillado) existentes en la zona
- Estudios topográficos del sitio
- Condiciones geológicas del lugar con la finalidad de evitar fallos por deslizamiento e inundaciones de la estructura.
- Disponibilidad de energía
- Accesos viales adecuados.

Entre los sitios posibles de emplazamiento, tomando en cuenta los costos operativos y de mantenimiento de la estación, se debe evaluar las siguientes condiciones:

- Diferencia de alturas entre las cotas de succión y de impulsión del fluido,
- La longitud del recorrido en la tubería de impulsión debe ser la más corta
- Estudios de factibilidad para ampliaciones futuras

Las características del predio seleccionado para la estación de bombeo y la tubería de impulsión, fueron evaluadas según los criterios antes mencionados. Y se presentan en la siguiente tabla de resumen.

Tabla 32

Características del predio para estación de bombeo

Características del predio	
Numero de predio	3572718
Propietario	Solano Anchapaxi Pedro Francisco
Área (m ²)	327.18
Frente (m)	49.65
Área de construcción (m ²)	46

Nota. Información del predio para ubicación de estación de bombeo. Elaborado por: los autores.

8.1 Parámetros para selección de las bombas

Para determinar el equipo adecuado de bombeo se deben considerar parámetros que están íntimamente relacionados entre sí, estos son:

- Caudales del proyecto
- Ubicación de la estación de bombeo
- Diseño de la tubería de impulsión
- Curvas características de los equipos de bombeo (caudal vs altura)

Del resultado de la evaluación previa de estos puntos, dependerá el tipo y el número de bombas a utilizarse considerando que por cada tres bombas en funcionamiento debe permanecer una en espera según el manual del fabricante consultado.

8.1.1 Caudales de diseño para la estación de bombeo

Para determinar el caudal de diseño de la estación de bombeo, se deben considerar dos proyectos adicionales aprobados en la EMAAP, de los cuales se conocen los caudales de aportación a la estación de bombeo. En conjunto los tres diseños forman parte de un proyecto más grande, que comprende la construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales en el futuro. Dichos caudales y su origen se presentan a continuación:

Tabla 33

Caudales considerados para diseño de estación de bombeo

Caudales de Diseño		
Zona	Caudal (lt/s)	Caudal (lt/s)
	30 años	15 años
Chaupi Molino	42.86	21.43
La Isla	34.54	17.27
La Florida del Chantag	1.02	0.51
Caudal de diseño	78.42	39.21

Nota. Se presentan los datos de caudales para diseño de estación de bombeo. Elaborado por: los autores.

8.1.2 Ubicación de la estación de bombeo

La ubicación de la estación de bombeo es un parámetro importante a evaluar, en el presente proyecto, debido a las condiciones topográficas, se contempla en el pozo P92 reunir las aguas residuales para encausarlas directamente hacia la estación. Considerando que el régimen de entrada a la estación de bombeo debe presentar un flujo subcrítico para evitar perturbaciones dentro de la cámara húmeda, motivo por el cual, se vuelve indispensable el diseño de un canal de transición entre el pozo P92 y la entrada a la estación de bombeo.

La comprobación del diseño de la tubería de llegada a la cámara húmeda se realiza con procedimientos conocidos de hidráulica para flujos con superficie libre, utilizando la ecuación de Chezy, donde la altura que alcanza el flujo dentro del canal es la incógnita a determinar (h), los datos se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 34

Datos de diseño para canal de transición en estación de bombeo

Datos	
Caudal	0.07842 m ³ /s
Coeficiente de rugosidad	0.015
Pendiente asumida	0.005
Base del canal	0.3

Nota. datos necesarios para el dimensionamiento del canal de transición a la estación de bombeo. Elaborado por: los autores

- Se determina el módulo de caudal necesario (K_{nec})

$$K_{nec} = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{0.07842}{\sqrt{0.005}} = 1.109$$

- Se dan valores de la incógnita (h), con la finalidad de obtener módulos de caudal hasta cumplir la siguiente condición

$$K_{nec} = K$$

$$K = \omega * C * \sqrt{R}$$

- Sección del canal, para canales rectangulares representa el producto de la base por la altura

$$\omega = b * h$$

- Perímetro mojado, donde se considera el espacio que ocupa el fluido en el canal

$$X = b + 2h$$

- Radio hidráulico, representa la relación entre la sección de flujo y el perímetro mojado

$$R = \frac{\omega}{X} = \frac{b * h}{b + 2h}$$

- Coeficiente de Chezy, involucra el coeficiente de rugosidad de Manning y el radio hidráulico

$$C = \frac{1}{\eta} * R^{1/6}$$

- Reemplazando todas las ecuaciones anteriores en la ecuación del módulo de caudal se tiene:

$$K = (b * h) * \left(\frac{1}{\eta} * \left(\frac{b * h}{b + 2h} \right)^{1/6} \right) * \sqrt{\frac{b * h}{b + 2h}}$$

Donde

ω : sección del canal

C: coeficiente de Chezy

R: Radio hidráulico

b: base de canal

h: altura del canal

X: perímetro mojado

η : rugosidad que depende del material, para hormigón con formación de capa orgánica se recomienda un valor de 0.015

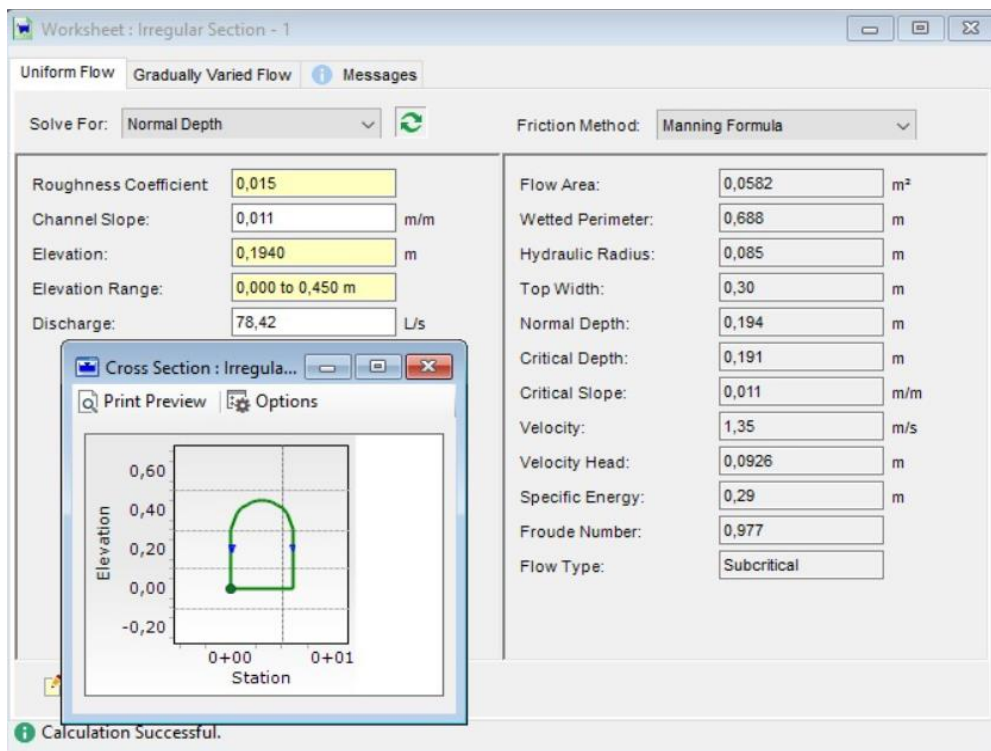
El procedimiento es iterativo, donde se va otorgando valores por tanteo a la incógnita h hasta cumplir la condición $K = K_{nec}$. Como resultado para un canal de base igual 0.3 metros, con una pendiente de 0.5% (0.005) por donde circula un caudal de $0.07842 \text{ m}^3/\text{s}$, con un coeficiente de rugosidad de 0.015; se obtiene una altura igual a 0.3 metros.

A partir de estos datos, es posible determinar una sección de flujo abovedada en el techo con la finalidad de permitirle al conducto de transición una adecuada aireación para evitar acumulación de gases nocivos y aumentar el calado dentro del canal para situaciones imprevistas.

Con los datos anteriores y la ayuda del software Flow master, empezamos a determinar la pendiente hasta comprobar que el flujo tiene un régimen subcrítico, los resultados se presentan en la siguiente figura.

Figura 31

Parámetros hidráulicos de túnel de transición



Nota. resultados obtenidos mediante Flow master. Elaborado por: los autores

La pendiente máxima que podemos tener en el canal de transición es de 0.011m/m para que se presente un flujo subcrítico, con una velocidad de 1.35 m/s que garantiza el arrastre de solidos particulados y con un calado al 46.56%.

8.1.3 Diseño de la tubería de impulsión

Para optimizar el diseño de la tubería de impulsión, se deben considerar dos aspectos importantes como son: la velocidad de circulación del flujo y las pérdidas por fricción producidas en el recorrido de las aguas servidas. Se debe garantizar que la velocidad sea suficiente para producir el arrastre de solidos a lo largo de la tubería de impulsión cuando se presenten los caudales mínimos; sin embargo, velocidades altas generan mayores pérdidas por fricción, lo que aumenta la altura manométrica a la que debe funcionar el equipo de bombeo.

Un criterio adicional a considerar tiene que ver con el tipo de bomba y los fines para su aplicación, donde se debe tener en cuenta dos características adicionales:

- El paso libre de solidos a través de la tubería seleccionada.
- Prevención ante la formación de depósitos al interior de la tubería

Atendiendo el primer criterio, el paso libre mínimo permitido para aguas residuales sin tratar es de 100 milímetros, esto reduce la probabilidad de atascamiento por presencia de sólidos.

8.1.3.1 Velocidad de diseño en tubería de impulsión

El segundo criterio está ligado directamente con la velocidad del flujo dentro de la tubería, donde velocidades bajas permiten el depósito de sedimentos y el atascamiento de la bomba, una velocidad mínima que garantice el arrastre de arena y sólidos en suspensión en aguas residuales es de 0.7 m/s.

Según Metcalf (1995), “las velocidades en los conductos de descarga deben oscilar entre 1.8 y 2.4 m/s; si la velocidad resultante queda fuera de este intervalo se debe seleccionar una bomba más adecuada” (p. 344). Las velocidades permitidas quedan resumidas en la siguiente tabla.

Tabla 35

Velocidades sugeridas para tubería de impulsión

Velocidades en tubería de Impulsión	
Velocidad mínima	0.7 m/s
Velocidad máxima	1.8 m/s

Nota. en el cuadro se presentan las velocidades optimas de diseño para bombas sumergibles Grundfos. Elaborado por: los autores.

Al evaluar las condiciones tanto para velocidad mínima como máxima donde se considera como incógnita el diámetro de la tubería, utilizando la ecuación de continuidad.

$$Q = V * A$$

$$\frac{\pi D^2}{4} = \frac{Q}{V}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$$

$$D_{v.min} = \sqrt{\frac{4 * 0.0784}{\pi * 0.7}} = 0.377 \text{ m}$$

$$D_{v.max} = \sqrt{\frac{4 * 0.0784}{\pi * 1.8}} = 0.235 \text{ m}$$

$$D_{v.min} = 0.377 \text{ m} ; D_{v.max} = 0.235 \text{ m}$$

∴ El diámetro asumido para la tubería de impulsión será de 300 mm

Al comprobar la velocidad en la tubería de impulsión con el diámetro asumido de 300 milímetros (0.3 metros), obtenemos la velocidad real de operación.

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{0.07842}{\frac{\pi(0.3)^2}{4}}$$

$$V = 1.10 \text{ m/s}$$

∴ La velocidad cumple la condición $0.7 \text{ m/s} < V < 1.8 \text{ m/s}$

8.1.3.2 Altura de Impulsión

Una vez definida las velocidades de operación de la tubería, es necesario determinar la altura a la que el líquido debe ser bombeado, con esta finalidad debemos tener los datos correspondientes a los niveles de arranque del sistema, y la cota a la que el fluido debe llegar para ser entregado contra pendiente.

Para bombas sumergibles, la altura de la bomba está definida por la suma de la altura estática y la altura dinámica, el análisis se realiza mediante la ecuación de Bernoulli, considerando dos secciones de flujo cualquiera:

$$h_1 + \frac{P_1}{\rho * g} + \frac{V_1^2}{2 * g} = h_2 + \frac{P_2}{\rho * g} + \frac{V_2^2}{2 * g}$$

Donde:

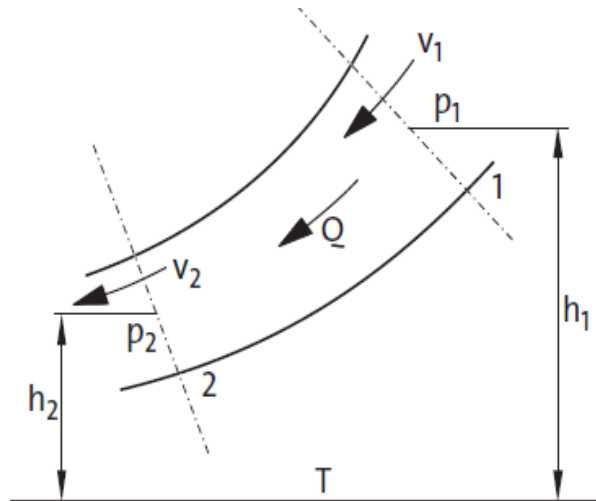
h_1 y h_2 : energía potencial en las secciones 1 y 2 respectivamente

$P_1/\rho g$ y $P_2/\rho g$: energía de presión en las secciones 1 y 2

V_1^2 y V_2^2 : energía cinética en las secciones analizadas 1 y 2

Figura 32

Secciones de flujo consideradas para ecuación de Bernoulli



Nota. Secciones de flujo para análisis. Fuente: Manual de Bombeo de aguas residuales Grundfos (s.f)

En caso de presentarse pérdidas en el trayecto del fluido (longitudinales) y pérdidas por accesorios en la tubería (locales) se las considera en el segundo miembro de la ecuación; si además se le añade energía potencial al caudal en la sección 1 para impulsarlo, la ecuación toma la siguiente forma:

$$h_1 + \frac{P_1}{\rho * g} + \frac{V_1^2}{2 * g} + H = h_2 + \frac{P_2}{\rho * g} + \frac{V_2^2}{2 * g} + H_f$$

Donde

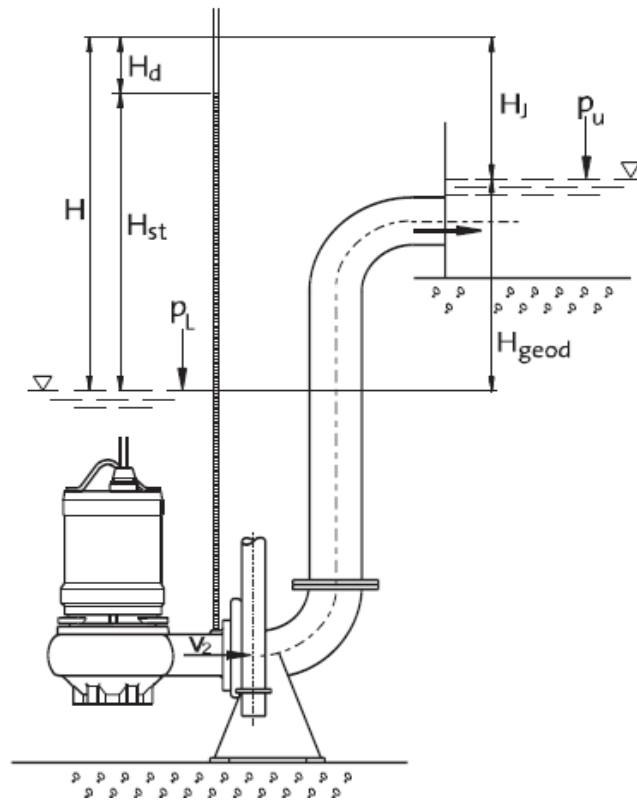
H: altura total de bombeo

H_f: sumatorio de pérdidas (longitudinales y locales)

Las secciones consideradas comprenden los niveles del líquido registrados en el tanque y la sección donde el líquido es entregado, para fines ilustrativos dichas secciones se presentan en el manual proporcionado por Grundfos.

Figura 33

Alturas consideradas para bomba sumergible



Nota. Ilustración de los niveles que interactúan en la operación de bombas sumergibles.

Fuente: Manual de bombeo de aguas residuales Grundfos (s.f)

Donde

H: altura total de trabajo (m)

H_{st} : altura estática de la bomba (m)

H_d : altura dinámica (m)

H_{geod} : altura geodésica (m)

H_f : pérdida en las tuberías (m)

P_L : presión atmosférica en la fosa de la bomba

P_U : presión atmosférica en el depósito aguas arriba

V_2 : velocidad del caudal en la salida (m/s)

g : aceleración de la gravedad (m/s^2)

Al tratarse de flujo con superficie libre en las secciones analizadas, las presiones a ambos lados de la ecuación de Bernoulli son prácticamente las mismas, en valor absoluto, y al estar en miembros opuestos de la ecuación se simplifican por lo que la ecuación para relacionar ambas secciones se expresa de la siguiente manera:

$$h_1 + \frac{V_1^2}{2 * g} + H = h_2 + \frac{V_2^2}{2 * g} + H_j$$

La incógnita a determinar es H_j que incluye las pérdidas de carga longitudinales más las pérdidas de carga locales, debido al diseño de la tubería de impulsión y los accesorios necesarios para proteger los equipos de bombeo. Están relacionadas mediante la siguiente ecuación:

$$H = H_{geod} + H_j$$

La altura geodésica se obtiene mediante topografía con las cotas del nivel de las aguas servidas almacenadas y la cota del nivel de entrega en el pozo de la calle Manuel Burbano.

$$H_{geod} = cota\ de\ llegada - cota\ de\ salida$$

$$H_{geod} = 2554 - 2512$$

$$H_{geod} = 42\ m$$

8.1.3.3 Pérdidas en la tubería de impulsión

Para determinar la pérdida de carga longitudinal se tiene como dato la velocidad de circulación de las aguas servidas, pero antes es necesario determinar el régimen de flujo que se presenta dentro de la tubería. Los flujos según su régimen pueden ser laminares, turbulentos o de transición; dependen específicamente del número de

Reynolds, que es un parámetro adimensional y cuya fórmula se expresa de la siguiente manera:

$$Re_{(D)} = \frac{V * D}{\sigma}$$

$$Re_{(D)} = \frac{1.10 * 0.3}{1.01 * 10^{-6}}$$

$$Re_{(D)} = 326732.67$$

Donde

$Re_{(D)}$: número de Reynolds

V: velocidad del flujo

D: diámetro de la tubería

σ : viscosidad cinemática del agua (σ a 15 °C = $1.01 * 10^{-6}$ m²/s)

Los límites de caracterización de acuerdo el número de Reynolds son los siguientes:

- Flujo laminar: $Re < 2000$
- Flujo turbulento: $Re > 4000$
- Flujo en zona de transición: $2000 < Re < 4000$

$$Re > 4000$$

$$326732.67 > 4000$$

Por tanto, el flujo que se presenta en la tubería de impulsión es turbulento. Para determinar el factor de fricción (λ) en el flujo turbulento, Nikuradze en su investigación, clasificó este tipo de flujo en zonas:

- Zona de tubo liso: el factor de fricción y la pérdida de carga longitudinal dependen exclusivamente del número de Reynolds

- Zona pre-cuadrática: el factor de fricción y la pérdida de carga longitudinal dependen tanto del número de Reynolds como de la rugosidad del conducto
- Zona cuadrática: el factor de fricción y la pérdida de carga longitudinal dependen exclusivamente de la rugosidad.

Por lo tanto, el flujo pertenece a la zona de tubo liso si se cumple que su número de Reynolds es menor o igual al límite inferior de la zona pre-cuadrática.

$$Re_{(D)} \leq Re^1$$

En tanto que, el flujo pertenece a la zona cuadrática, si se cumple que su número de Reynolds es mayor que el límite superior de la zona pre-cuadrática.

$$Re_{(D)} \geq Re^2$$

Los límites en las zonas de turbulencia involucran parámetros que contemplan las rugosidades de los conductos por los que circula el flujo, tanto la rugosidad absoluta como la rugosidad relativa. La rugosidad absoluta es la altura promedio de las irregularidades que tiene la pared del conducto, es proporcionado por los fabricantes de las tuberías en sus catálogos y depende del material. La rugosidad relativa es la relación que existe entre la rugosidad absoluta y el diámetro de la tubería, se determina mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_R = \frac{\varepsilon}{D}$$

Donde

Δ_R : rugosidad relativa

ε : rugosidad absoluta

D: diámetro de la tubería

Los límites de la zona de turbulencia pre-cuadrática Re^1 y Re^2 , se determinan empíricamente con las siguientes expresiones que relacionan la rugosidad relativa.

$$Re^1 = \frac{10}{\Delta_R}$$

$$Re^2 = \frac{500}{\Delta_R}$$

Para tubería de impulsión de PVC se tiene una rugosidad absoluta de 0.0015, con las expresiones antes citadas podemos determinar la rugosidad relativa y los límites de la zona pre-cuadrática como se describe a continuación:

$$\Delta_R = \frac{\varepsilon}{D} = \frac{0.0015}{0.3} = 5 * 10^{-3}$$

$$Re^1 = \frac{10}{\Delta_R} = \frac{10}{5 * 10^{-3}} = 2000$$

$$Re^2 = \frac{500}{\Delta_R} = \frac{500}{5 * 10^{-3}} = 100\ 000$$

$$Re_{(D)} \geq Re^2$$

$$326\ 732.67 \geq 100\ 000$$

El flujo pertenece a la zona cuadrática, por tanto, depende exclusivamente de la rugosidad relativa del material del conducto, se determina mediante la siguiente fórmula propuesta por Evangleids:

$$\lambda = \frac{0.2479 - ((94.7 * 10^{-6}) * (7 - \log(Re))^4)}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3.615 * D} + \frac{7.366}{Re^{0.9142}}\right)\right)^2}$$

$$\lambda = \frac{0.2479 - ((94.7 * 10^{-6}) * (7 - \log(326732.67))^4)}{\left(\log\left(\frac{0.0015}{3.615 * 300} + \frac{7.366}{326732.67^{0.9142}}\right)\right)^2}$$

$$\lambda = 0.0142$$

Con el factor de fricción calculado, la longitud, diámetro de la tubería de impulsión y la velocidad del flujo, mediante la expresión de Darcy – Weisbach, se determinan la pérdida longitudinal como se muestra a continuación:

$$h_L = \lambda \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2 * g}$$

$$h_L = 0.0142 * \frac{314 \text{ m}}{0.3 \text{ m}} * \frac{(1.10 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2}} = 0.90 \text{ m}$$

Para determinar las pérdidas de carga locales se consideran todos los accesorios que intervienen en la tubería de impulsión, como llaves reguladoras, acoplamientos, reducciones, ampliaciones, codos y tees. Cada uno de estos accesorios posee un coeficiente de pérdida local que está representado en la siguiente tabla a manera de resumen.

Tabla 36

Accesorios en tubería de impulsión

Elemento	Cantidad	Coefficiente
válvula de compuerta sin estrechamiento	5	1.5
válvula de retención de bola check	5	5
Ampliación de D 200 a D 300 con 60°	1	0.35
Giro a 90	4	1.44
Combinación de codos con giro a 90°	2	2.88
Salida de tubería	1	1
Sumatoria	18	12.17

Nota. en el cuadro se presentan los accesorios en la tubería de impulsión. Elaborado por: los autores.

Para las pérdidas de carga locales se emplea la siguiente expresión:

$$h_{locales} = \Sigma \zeta \frac{V^2}{2 * g}$$

$$h_{locales} = 12.17 * \frac{1.10^2}{2 * 9.81} = 0.75 \text{ m}$$

Las pérdidas totales se determinan mediante la siguiente expresión:

$$H_j = h_L + h_{locales}$$

$$H_j = 0.90 \text{ m} + 0.75 \text{ m} = 1.65 \text{ m}$$

Conocida la altura geodésica y las pérdidas, es posible determinar la altura total a la que debe operar la bomba mediante la siguiente expresión:

$$H = H_{geod} + H_j$$

$$H = 42 \text{ m} + 1.65 \text{ m} = 43.65 \approx 44 \text{ m}$$

Conocidas las pérdidas en la tubería de impulsión, la altura de bombeo y el caudal de diseño, es posible la selección del equipo de bombeo adecuado para satisfacer las necesidades del proyecto.

8.1.3.4 Curvas características de los equipos de bombeo

Para determinar las curvas características de una bomba, se debe considerar un parámetro importante analizado y proporcionado por el instituto de Hidráulica de Estados Unidos (Hydraulic Institute of the United States) denominado “Best efficiency point” (Q_{BEP}) que definió una zona preferida de operación de una bomba, esta zona empieza en el 70% desde el punto de caudal de máxima eficiencia, hasta el 120% desde el punto de caudal de máxima eficiencia. Se debe comprobar que el caudal y la altura en el punto de trabajo de la bomba queden dentro de estos rangos, puesto que rangos inferiores y

mayores a estos son característica de un bombeo ineficiente, con bajo caudal, costo mayor de energía y mayor trabajo del equipo de bombeo, entonces:

$$Q_{BEP(70\%)} = Q_{optimo} * 0.7$$

$$Q_{BEP(70\%)} = 100 \text{ lt/s} * 0.7$$

$$Q_{BEP(70\%)} = 70 \text{ lt/s}$$

Y el caudal máximo con el que debería operar la bomba en condiciones extremas con un caudal mayorado se determina de la misma forma:

$$Q_{BEP(120\%)} = Q_{diseño} * 1.2$$

$$Q_{BEP(120\%)} = 100 \text{ lt/s} * 1.2$$

$$Q_{BEP(120\%)} = 120 \text{ lt/s}$$

La bomba seleccionada es el modelo S1.100.200.730.4.66H.S.358. G.N.D.611; puesto que cumple con las características principales del diseño, es capaz de entregar un caudal de 81 lt/s a la altura requerida, el caudal de diseño queda dentro del rango del caudal de máxima eficiencia.

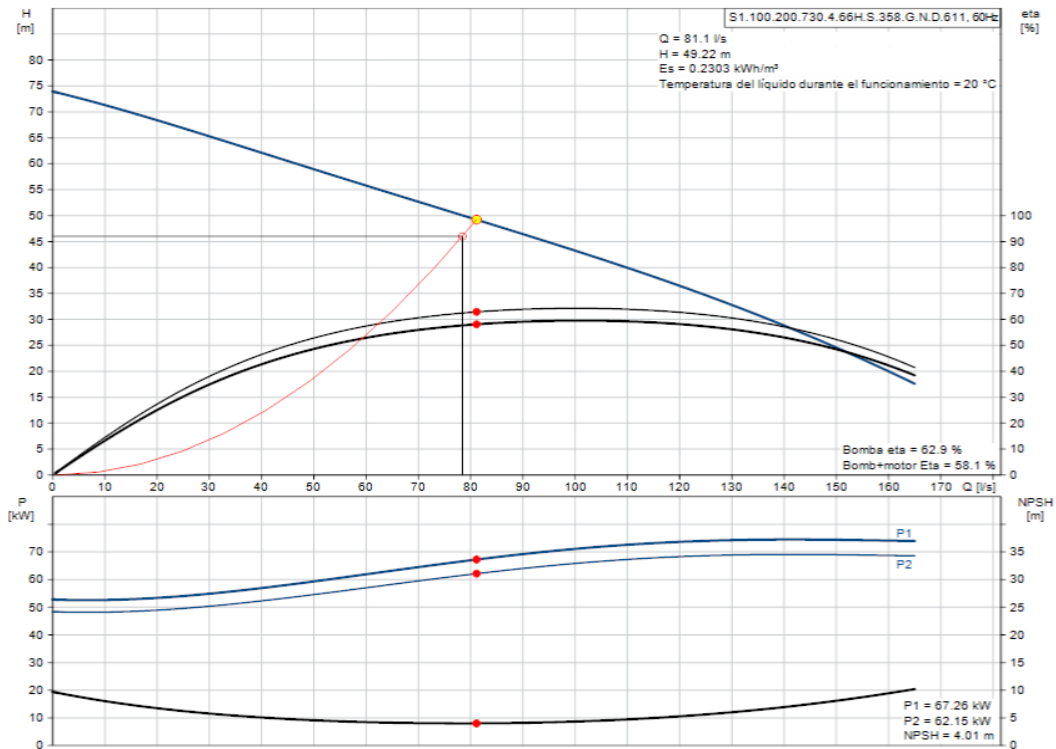
$$Q_{BEP(70\%)} < Q_{diseño} < Q_{BEP(120\%)}$$

$$70 \text{ lt/s} < 78.42 \text{ lt/s} < 120 \text{ lt/s}$$

Adicionalmente se proporciona las curvas del sistema y de la bomba, con cada uno de los parámetros evaluados con anterioridad mediante las figuras presentadas a continuación.

Figura 34

Curva característica del equipo de bombeo



Nota. Se presenta la curva característica del sistema proporcionado por el software del fabricante. Fuente: Software Grundfos (2022).

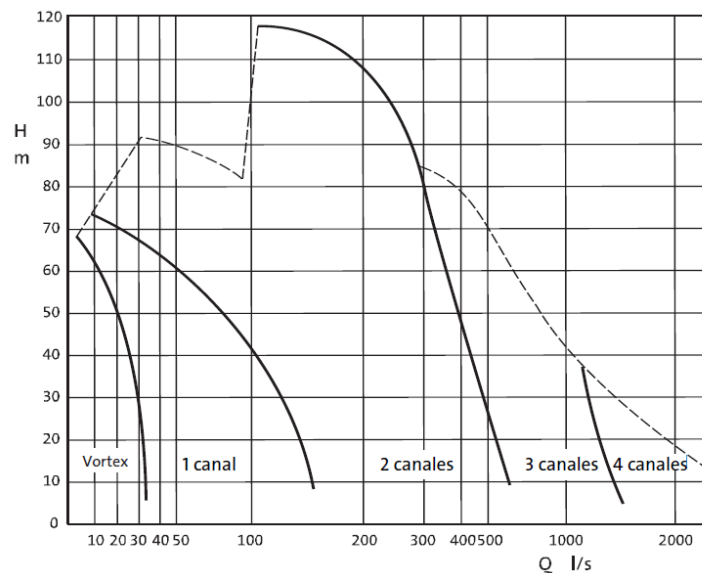
El punto de máxima eficiencia de la bomba seleccionada es del 65% cuando se presenta un caudal de 100 lt/s; según los valores recomendados para el desempeño óptimo del equipo de bombeo Q_{BEP} el caudal de diseño está dentro del rango al ser mayor que el caudal del límite inferior determinado en 70 l/s. Por lo tanto, la bomba seleccionada es adecuada para transporte de aguas residuales domésticas, edificios comerciales y control de inundaciones. Adicionalmente opera de forma sumergida, tiene un impulsor de canal de caudal libre que admite sólidos de hasta 100 milímetros, está diseñada específicamente para manejar volúmenes medios a altos de aguas residuales y fecales en variedad de aplicaciones municipales e industriales.

La justificación con respecto al tipo de impulsor se basa en la bibliografía proporcionada por la empresa fabricante donde, la selección del impulsor está en función de los caudales y la altura, como se muestra en el catálogo proporcionado.

Con respecto al funcionamiento, las bombas están diseñadas para operar de forma continua o en ciclos intermitentes, pero para ambos casos siempre debe estar una bomba extra de las mismas características en reserva, lo que es recomendable para realizar mantenimientos en cualquiera de los equipos.

Figura 35

Tipos de impulsores



Nota. Tipos de impulsores y diámetros recomendados por el fabricante. Fuente: Manual de bombeo de aguas residuales Grundfos (s.f).

8.2 Simulación con software Bentley SewerCad de la tubería de impulsión

Para comprobar el correcto funcionamiento de la tubería de impulsión, se utilizará un software computacional, mediante el cual se podrá comprobar los resultados determinados empíricamente.

Bentley SewerCad es un sistema en el cual se diseña y analiza sistemas de alcantarillado, gracias a sus herramientas de modelado eficaces y fáciles de usar.

8.2.1 Modelamiento de la tubería de impulsión

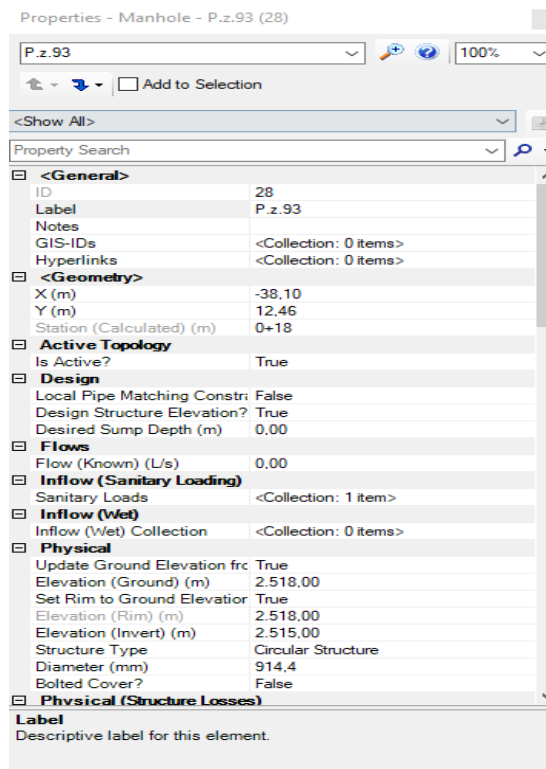
Para el modelamiento se representará el último pozo de la red de alcantarillado diseñada anteriormente, en la cual se tiene acumulado todos los caudales de la red, esto con el fin de tener un modelo más claro de la tubería de impulsión.

8.2.1.1 Parámetros para el modelamiento

En la figura 37 se ingresan los datos de cota del terreno, cota de fondo y el caudal acumulado en el pozo.

Figura 36

Pozo Pz.93

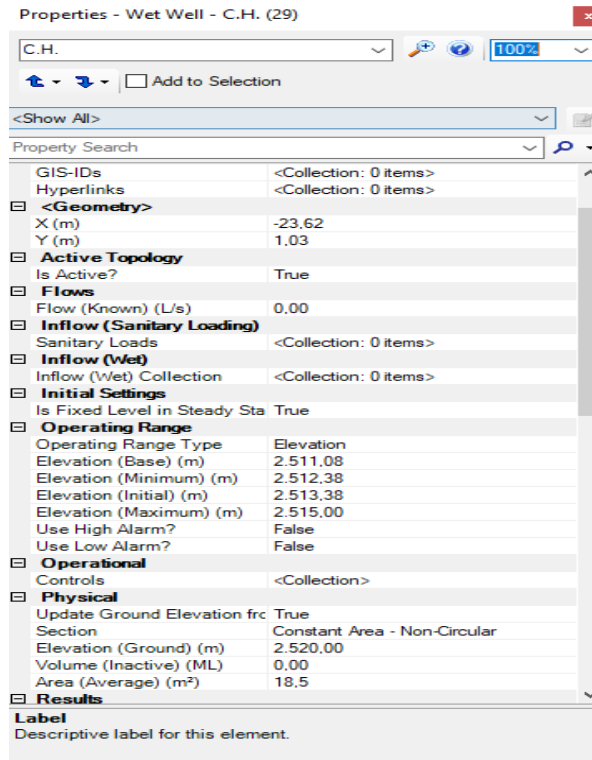


Nota: La figura muestra el ingreso de las cotas y caudal en el pozo. Elaborado por: los autores a través de Bentley SewerCad.

En la figura 38 se ingresan los datos de cota del terreno, cota mínima, cota inicial, cota máxima, forma geométrica de la cámara húmeda.

Figura 37

Cámara Húmeda

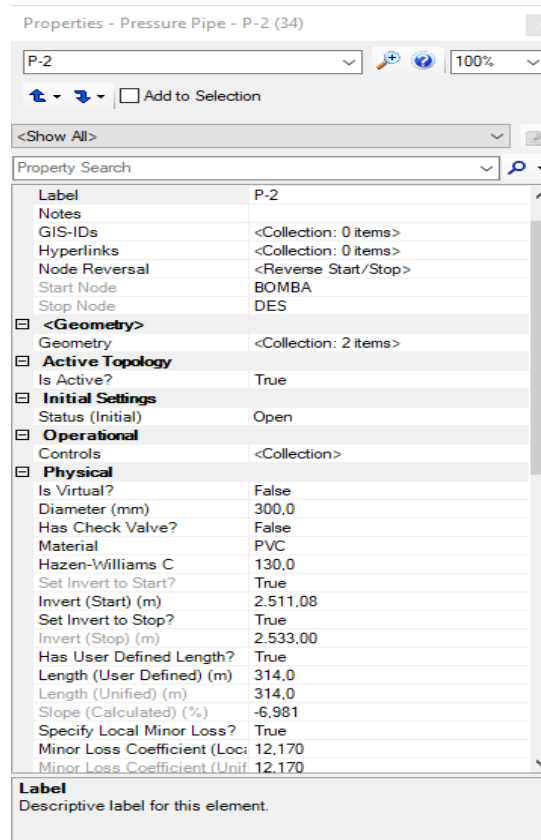


Nota: La figura muestra el ingreso de las cotas en la cámara húmeda. Elaborado por: los autores a través de Bentley SewerCad.

En la figura 39 se ingresan los datos de la longitud, el diámetro, el material de la tubería y las pérdidas totales en la línea de presión.

Figura 38

Línea de presión

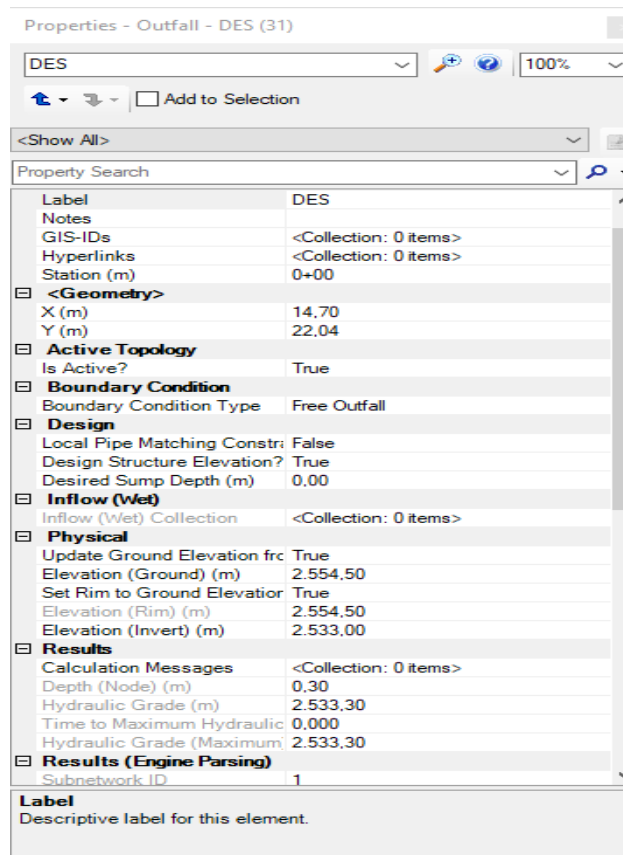


Nota. La figura muestra el ingreso de datos para la tubería de presión. Elaborado por: los autores a través de Bentley SewerCad.

En la figura 40 se ingresan los datos de la cota del terreno y la cota de fondo del punto de la descarga de la bomba.

Figura 39

Descarga de la bomba

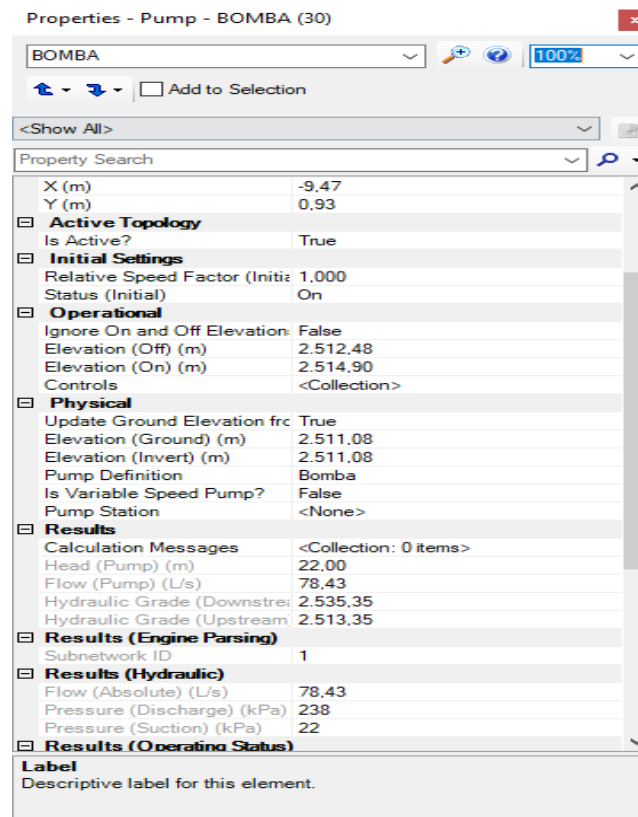


Nota. La figura muestra el ingreso de las cotas en el punto de descarga. Elaborado por: los autores a través de Bentley SewerCad.

En la figura 41 se ingresan los datos de la elevación, cota de fondo, cotas de encendido y apagado de la bomba.

Figura 40

Cotas de la bomba

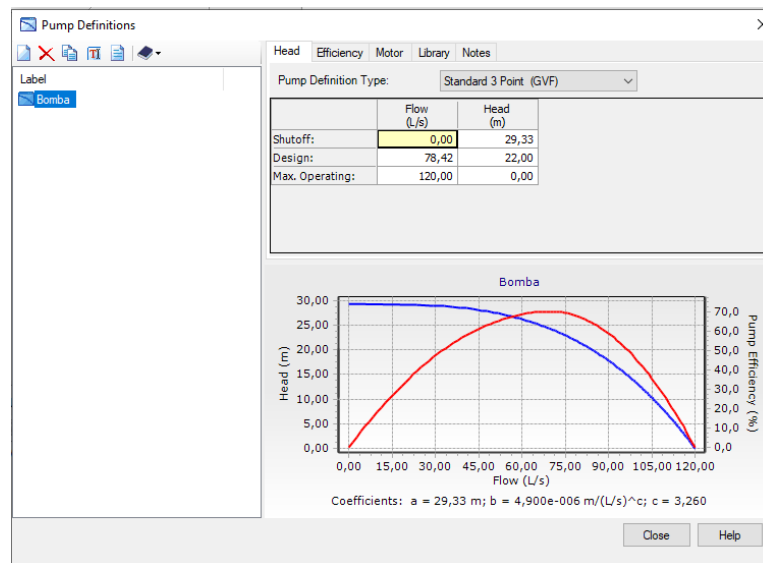


Nota. La figura muestra el ingreso de las cotas de funcionamiento de la bomba. Elaborado por: los autores a través de Bentley SewerCad.

En la figura 42 se ingresan los datos de punto de operación de la bomba.

Figura 41

Puntos de operación de la bomba

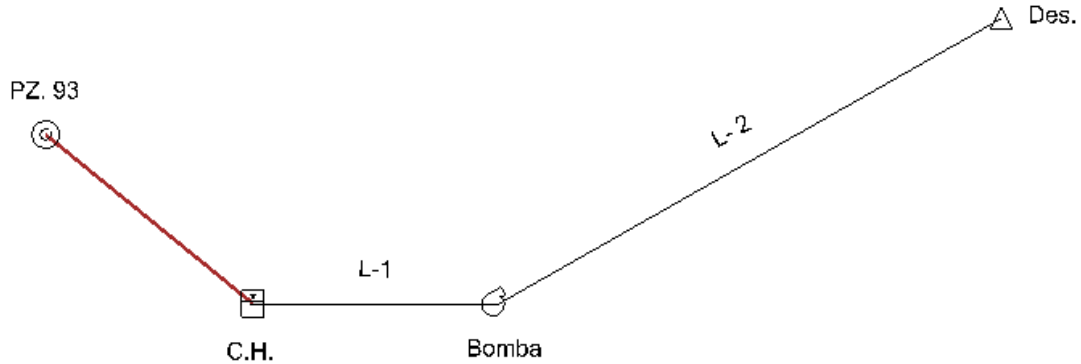


Nota. La figura muestra el ingreso de los puntos de operación de la bomba. Elaborado por: los autores a través de Bentley SewerCad.

En la figura 43 se muestra el tramo del último pozo de la red, la cámara húmeda unida por un conducto el cual trabaja a gravedad. La cámara húmeda unida por una tubería a presión a la bomba, dicha bomba unida igualmente por una tubería a presión a un punto de cota alta donde se encuentra la descarga.

Figura 42

Simulación tubería de impulsión.



Nota. La figura muestra el tramo de la tubería de impulsión. Elaborado por: los autores a través de Bentley SewerCad.

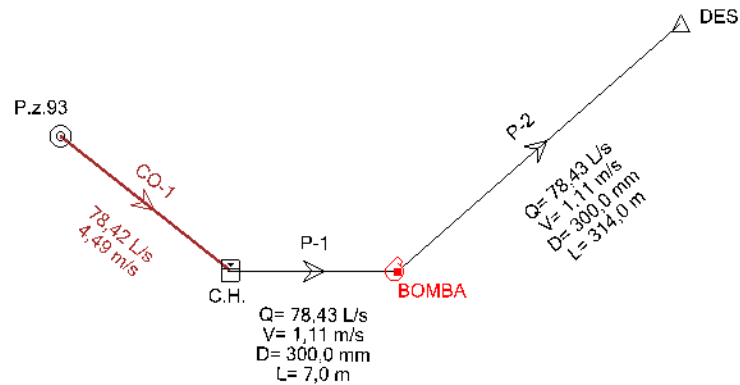
8.2.2 Resultados del Análisis de Modelamiento de la tubería de impulsión

Los resultados a verificar son la velocidad de flujo que tendrá la tubería de impulsión y el caudal bombeado.

Se debe considerar que el software de modelamiento reportará problemas en la elaboración del proyecto, estos se deberán solucionar para obtener resultados confiables del modelo. Por último, se puede comparar los datos de velocidad en la tubería de impulsión anteriormente calculados con los datos que nos arroja el software.

Figura 43

Resultados del modelamiento



Nota. La figura muestra el modelamiento de la tubería de impulsión. Elaborado por: los autores a través de Bentley SewerCad.

8.3 Diseño de la estación de bombeo

El entorno de trabajo de los equipos de bombeo, sean estas sumergibles o instaladas en seco, es el área destinada para la construcción de la estación de bombeo, específicamente el área de la cámara húmeda, el periodo de diseño mínimo recomendable es de 30 años.

Para su correcto dimensionamiento se deben tener en cuenta parámetros básicos de diseño entre los más relevantes podemos sugerir los siguientes:

- La entrada de agua al pozo no debe producir turbulencias por lo que se sugiere una entrada por conducto sumergido.
- Debe evitarse a toda costa la generación de vórtices, para lo cual no deben existir giros bruscos en la dirección del flujo o pendientes pronunciadas.
- El tiempo de permanencia del flujo no debe ser mayor a 30 minutos, debido a la generación de malos olores por materia orgánica en descomposición.

- Los equipos de bombeo deben permanecer sumergidos para mantener la bomba cebada al momento de su entrada en operación.

8.3.1 Área del pozo de bombeo

Las estaciones modernas son diseñadas, en muchos casos, para bombear aguas residuales sin tratar, por lo que es indispensable un diseño hidrodinámico correcto, debido a que un mal dimensionamiento puede ocasionar averías en los equipos, bombeo no rentable y acumulación de materia orgánica dentro de la cámara húmeda. Todos estos imprevistos incurren en elevados costos de mantenimiento periódicos tanto a los equipos como dentro de las instalaciones. Por lo tanto, según Grundfos un volumen efectivo debe evitar arranques y paradas frecuentes en las bombas y a la vez evitar la acumulación de lodos en la fosa, se determina mediante la siguiente ecuación:

$$A_w = \frac{Q_{diseño}}{20}$$

$$A_w = \frac{78.42 \text{ lt/s}}{20}$$

$$A_w = 3.92 \text{ m}^2$$

Donde:

A_w = Área de la cámara húmeda en m^2

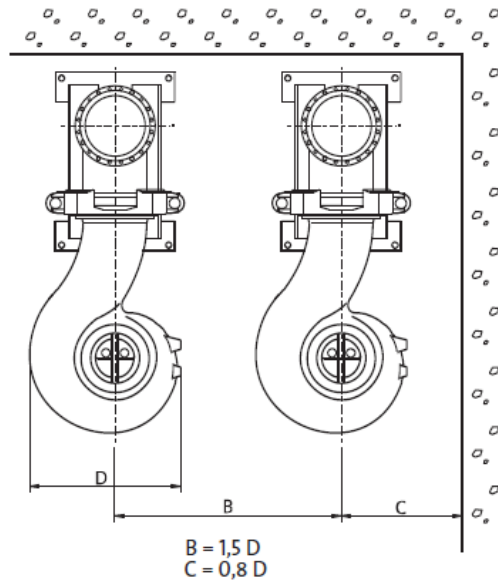
$Q_{diseño}$ = caudal total de diseño de la estación de bombeo en lt/s

Por lo tanto, si consideramos una fosa húmeda de forma cuadrada, cada uno de sus lados tendrá que medir 1.97 metros. Sin embargo, dichas medidas están supeditadas a las dimensiones de los equipos, recomendaciones y especificaciones técnicas con respecto a la instalación y montaje de las bombas, así como de parámetros hidráulicos específicos para evitar formación de vórtices en la succión. Para manejo de caudales grandes, el fabricante recomienda que el sentido de aproximación del flujo hacia el equipo

sea frontal. Para tomar referencia hay que considerar las dimensiones propuestas por el fabricante como se indica a continuación:

Figura 44

Distancias recomendadas para instalación de equipos de bombeo

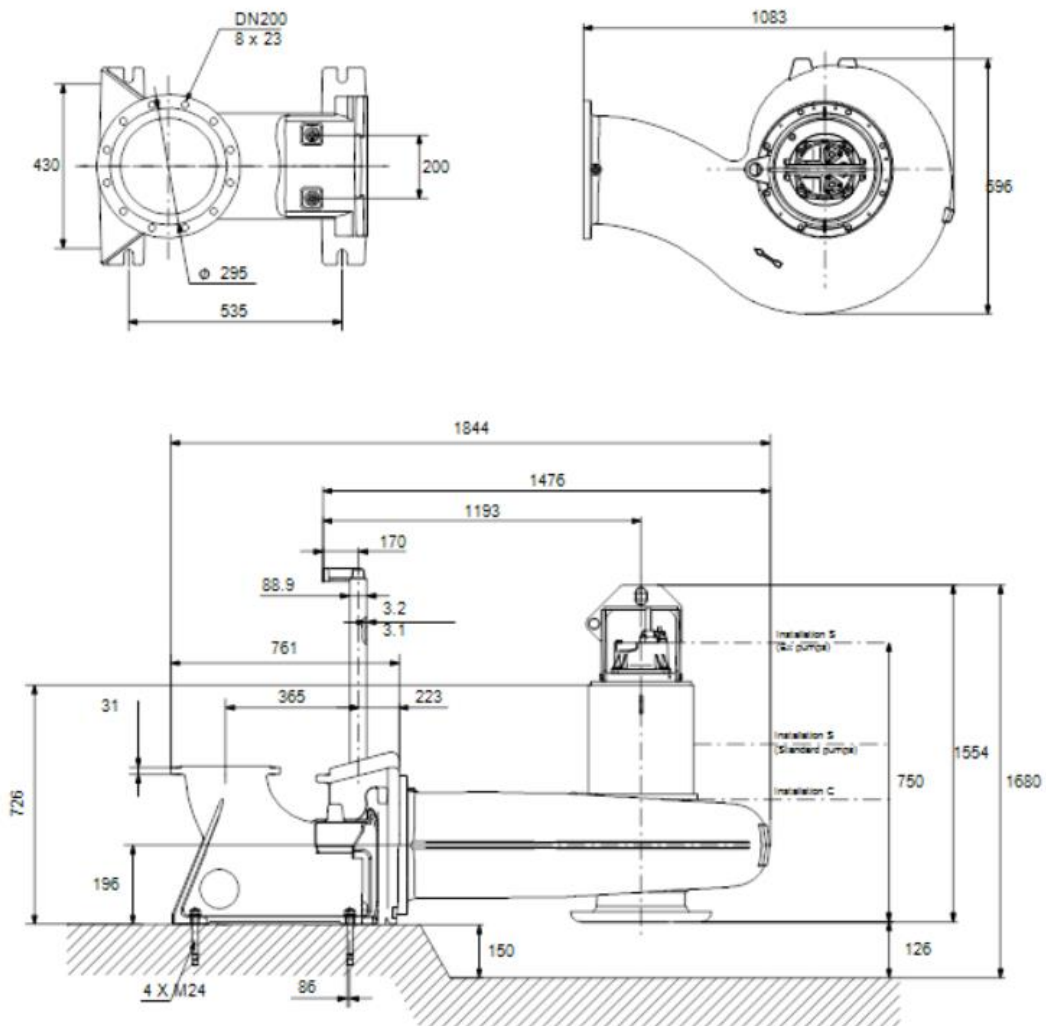


Nota. La figura muestra las distancias recomendadas para instalación de equipos de bombeo. Fuente: Manual de bombeo de aguas residuales Grundfos

Donde se hace referencia a las medidas que debe tener la cámara para albergar dos bombas, todas las dimensiones propuestas están referidas al diámetro del equipo de bombeo. Conforme a estos parámetros y la selección de la bomba mencionados en capítulos anteriores, cuyas dimensiones están especificadas por la misma empresa, el modelo propuesto S1.100.200.730.4.66H.S.358. G.N.D.611 presenta las siguientes dimensiones geométricas.

Figura 45

Dimensiones del equipo de bombeo



Nota. La figura muestra las dimensiones de equipos de bombeo otorgadas por el fabricante. Fuente: Software Grundfos (2022)

Las dimensiones para la cámara húmeda considerando tres bombas, el diámetro del equipo y la separación de las mismas con respecto a las paredes, la base será determinada mediante la siguiente fórmula en función del diámetro.

$$B_{camara} = 2B + 2C$$

$$B_{camara} = 2(1.5 D) + 2(0.8 D)$$

$$B_{camara} = 2(1.5 * 0.596) + 2(0.8(0.596))$$

$$B_{camara} = 2.74 m \approx 2.8 m$$

Este valor determinado anteriormente es para dos bombas en funcionamiento y una reserva, ante la necesidad de implementar un equipo adicional en la estación, las dimensiones previstas para la base de la misma serían:

$$B_{camara} = 3B + 2C$$

$$B_{camara} = 3(1.5 D) + 2(0.8 D)$$

$$B_{camara} = 3(1.5 * 0.596) + 2(0.8(0.596))$$

$$B_{camara} = 3.63 m \approx 3.7 m$$

De acuerdo al período de diseño y los caudales considerados, que a su vez están mayorados, la implementación de un tercer equipo se hace necesario, adicionalmente se debe emplear una cuarta bomba que debe estar en reserva, sin embargo, las dimensiones propuestas en el presente trabajo se justifican con las recomendaciones del proveedor. El volumen del tanque debe ser determinado mediante una curva de variación horaria de caudales, debido al crecimiento poblacional de la zona, que por el momento no presenta datos de entidades estatales para realizar cálculos de proyección poblacional, por lo tanto, se considera un dimensionamiento satisfactorio de la cámara, considerando tres equipos de bombeo y uno adicional en reserva que deben tener las mismas características para que funcionen de forma alternada.

8.3.2 Retención de sólidos

La retención de sólidos debe realizarse en la entrada de la estación de bombeo, por medio de cribados, rejillas o algún mecanismo que retenga sólidos mayores al diámetro del impulsor. Para el modelo seleccionado de bomba, se permite el paso de sólidos hasta de 100 mm, por lo tanto, debemos garantizar que la dimensión de estos no

sea superior a dicho valor, para asegurar el correcto funcionamiento de los equipos se admitirán el paso de sólidos de hasta 80 mm, el mecanismo adoptado será el cribado por medio de canastilla. El mantenimiento para el manejo de los desechos, debe realizarse de manera periódica y evitar acumulación de los mismos dentro de las canastillas. Adicionalmente se debe minimizar el tiempo de retención para evitar la descomposición de la materia orgánica y la proliferación de malos olores.

Tabla 37

Canastilla para retención de sólidos

Dimensiones de canastilla	
Largo	0.80 m
Ancho	0.80 m
Profundidad	0.80 m
Separación de malla	80 mm x 80 mm

Nota. en el cuadro se presentan las dimensiones de la canastilla. Elaborado por: los autores.

Para la acumulación de sólidos más pequeños que el diámetro de la rejilla, se prevé un pozo de decantación, que a su vez funcionará como colchón de agua, para disipar energía y una longitud de transición, de forma que la altura de la caída dentro del pozo no genere turbulencias y el fluido no tenga un alto porcentaje de aire atrapado en su acercamiento a la bomba.

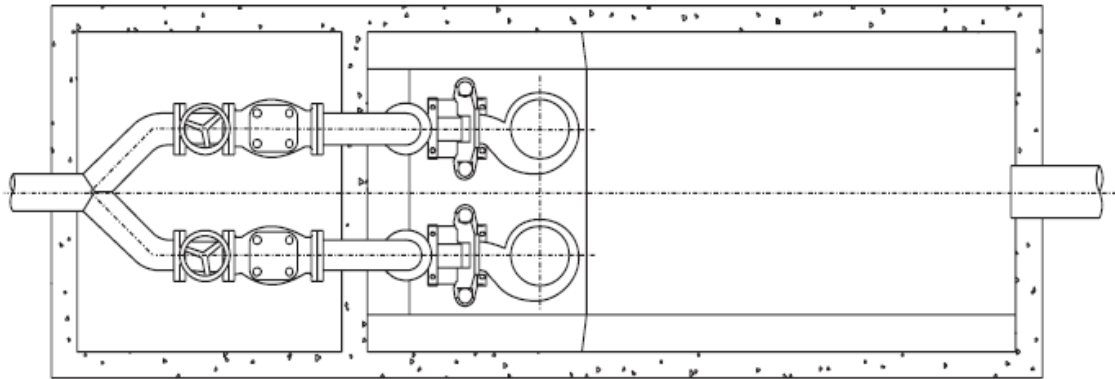
8.3.3 Dimensiones de la cámara de bombeo

Para determinar las dimensiones, solo resta encontrar el valor de la longitud de la cámara, considerando que para estaciones medianas y grandes con manejos de caudal entre 50 lt/s a 2000 lt/s el fabricante recomienda que la forma de la misma sea alargada, las velocidades de entrada deben oscilar entre 0.1 a 0.3 m/s cuando el líquido este en nivel

de parada, para evitar la sedimentación de lodos. Para el caso asumiremos una longitud de dos veces la base, que deberá ser comprobada con las dimensiones ya calculadas de la canastilla y los equipos de bombeo.

Figura 46

Disposición de equipos de bombeo en planta



Nota. Se presenta la forma sugerida de la cámara húmeda sugerida por el fabricante.

Fuente: Manual de bombeo de aguas residuales Grundfos (s.f).

$$L_{camara} = 2 * B_{camara}$$

$$L_{camara} = 2 * (3.7)$$

$$L_{camara} = 7.4 m$$

∴ La longitud recomendada para la cámara será de 7.8 m

Donde

L_{camara} : longitud de la cámara

B_{camara} : base de la cámara

Si bien las recomendaciones del fabricante son aceptadas, para un funcionamiento correcto de los equipos dentro de la estación, estas no contemplan la variación horaria del caudal que ingresa a la cámara húmeda, por lo tanto, podemos adoptar las dimensiones en cuanto a longitud y base antes determinadas de la estación de bombeo, pero para

encontrar la altura de la misma, debemos considerar los picos de consumo que se producen durante un día normal de consumo de agua. El método básicamente consiste en acumular el volumen que generan los caudales de ingreso y compararlos con los volúmenes que las bombas son capaces de desalojar en un tiempo determinado. El procedimiento se detalla a continuación, considerando el caudal de diseño 78.42 lt/s

Columna [1]

Corresponde a las horas del día de medición

Columna [2]

Corresponde al porcentaje del caudal que retorna hacia la red

Columna [3]

Corresponde al caudal parcial, que es el producto del porcentaje de consumo por el caudal de diseño, para las 3:00 AM se determina con la siguiente fórmula

$$Q_i = \% \text{ consumo} * Q_{\text{diseño}}$$

$$Q_i = 0.2 * 78.42 \text{ lt/s}$$

$$Q_i = 15.68 \text{ lt/s}$$

Columna [4]

Corresponde al volumen parcial que ingresa en el tranque, expresado en metros cúbicos por cada hora, para las 3:00 AM, se determina multiplicando en caudal de ingreso por un factor de conversión para obtener las unidades de trabajo.

$$V_i = \frac{\text{columna [3]} * 3600}{1000}$$

$$V_i = \frac{15.68 * 3600}{1000}$$

$$V_i = 56.46 \text{ m}^3/\text{h}$$

Columna [5]

Corresponde al volumen de ingreso acumulado en el tanque, es la suma del volumen que ingresa en la hora considerada, más el de la hora anterior.

$$\Sigma V_i = V_{i(n)} + V_{i(n+1)}$$

$$\Sigma V_i = 56.46 \text{ m}^3/h + 56.46 \text{ m}^3/h$$

$$\Sigma V_i = 112.92 \text{ m}^3/h$$

Columna [6]

Corresponde al número de bombas que van a operar para vaciar el tanque. Este valor se asume y puede variar, considerando el caudal máximo que puede bombear el equipo en el punto de trabajo.

$$N_{bombas} = 2$$

Columna [7]

Corresponde al tiempo de bombeo, expresado en minutos de trabajo por hora, se debe considerar que el tiempo de bombeo continuo en una bomba, no puede superar los cuarenta minutos. Este valor es asumido, considerando el número de bombas que trabajan en simultáneo.

$$t_{min} = 12 \text{ min}$$

Columna [8]

Corresponde al volumen parcial de bombeo, expresado en metros cúbicos por hora, es el producto del caudal de la bomba, multiplicado por el número de bombas y por el tiempo de bombeo expresado en fracción de hora, para las 3:00 AM se determina de la siguiente manera.

$$V_{bo} = Q_{bomba} \left(\frac{3600}{1000} \right) * columna [6] * \left(\frac{columna [7]}{60 \text{ min}} \right)$$

$$V_{bo} = 81 \text{ lt/s} \left(\frac{3600}{1000} \right) * 2 * \left(\frac{12 \text{ min}}{60 \text{ min}} \right)$$

$$V_{bo} = 116.64 \text{ m}^3/\text{h}$$

Columna [9]

Corresponde al volumen acumulado de bombeo expresado en metros cúbicos por hora y es la suma del volumen considerado en la hora actual más el de la hora anterior. Para el ejemplo, a las 3 AM se determina de la siguiente manera.

$$\Sigma V_{bo} = V_{bo(n)} + V_{bo(n+1)}$$

$$\Sigma V_{bo} = 0 + 116.64 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\Sigma V_{bo} = 116.64 \text{ m}^3/\text{h}$$

Columna [10]

Corresponde a la resta entre los volúmenes acumulados de ingreso y de bombeo, para el ejemplo a las 3 AM se tiene:

$$V_{tanque} = \Sigma V_{i(n)} - \Sigma V_{bo(n)}$$

$$V_{tanque} = 112.92 \text{ m}^3 - 116.64 \text{ m}^3$$

$$V_{tanque} = -3.72 \text{ m}^3$$

Este resultado indica que la capacidad de las bombas para impulsar el fluido es mayor que el volumen de ingreso, por tanto, se registra un superávit en el volumen acumulado de la curva de régimen de bombeo. Los resultados completos del cálculo realizado y el resumen se adjuntan en la siguiente figura.

Figura 47

Cálculo para volumen efectivo del tanque de almacenamiento.

T(horas)	% consumo	Qi (lt/s)	Vi (m3/h)	ΣVi (m3)	N bombas	t (min/h)	Vbo (m3/h)	ΣVbo (m3/h)	Vtanque (m3)	n (m)
0				0				0	0	0
1	0,1	7,84	28,23	28,23	0,00	0,00	0	0,00	28,23	0,98
2	0,1	7,84	28,23	56,46	0,00	0,00	0	0,00	56,46	1,96
3	0,2	15,68	56,46	112,92	2,00	12,00	116,64	116,64	-3,72	-0,13
4	0,3	23,53	84,69	197,62	2,00	10,00	97,2	213,84	-16,22	-0,56
5	0,9	70,58	254,08	451,70	2,00	20,00	194,4	408,24	43,46	1,51
6	1,4	109,79	395,24	846,94	3,00	25,00	364,5	772,74	74,20	2,57
7	1,2	94,10	338,77	1185,71	3,00	25,00	364,5	1137,24	48,47	1,68
8	1	78,42	282,31	1468,02	2,00	25,00	243	1380,24	87,78	3,04
9	0,8	62,74	225,85	1693,87	2,00	20,00	194,4	1574,64	119,23	4,13
10	0,7	54,89	197,62	1891,49	2,00	20,00	194,4	1769,04	122,45	4,24
11	1	78,42	282,31	2173,80	2,00	30,00	291,6	2060,64	113,16	3,92
12	1,5	117,63	423,47	2597,27	3,00	30,00	437,4	2498,04	99,23	3,44
13	1,7	133,31	479,93	3077,20	3,00	35,00	510,3	3008,34	68,86	2,39
14	1,5	117,63	423,47	3500,67	3,00	30,00	437,4	3445,74	54,93	1,90
15	1,3	101,95	367,01	3867,67	3,00	30,00	437,4	3883,14	-15,47	-0,54
16	1	78,42	282,31	4149,99	2,00	25,00	243	4126,14	23,85	0,83
17	0,7	54,89	197,62	4347,60	2,00	25,00	243	4369,14	-21,54	-0,75
18	0,9	70,58	254,08	4601,69	2,00	25,00	243	4612,14	-10,45	-0,36
19	1,2	94,10	338,77	4940,46	3,00	20,00	291,6	4903,74	36,72	1,27
20	1,3	101,95	367,01	5307,47	3,00	20,00	291,6	5195,34	112,13	3,89
21	1	78,42	282,31	5589,78	2,00	35,00	340,2	5535,54	54,24	1,88
22	0,6	47,05	169,39	5759,16	1,00	25,00	121,5	5657,04	102,12	3,54
23	0,2	15,68	56,46	5815,63	1,00	20,00	97,2	5754,24	61,39	2,13
24	0,1	7,84	28,23	5843,86	2,00	10,00	97,2	5851,44	-7,58	-0,26

Nota. la figura muestra resumen de cálculos para volumen efectivo del tanque de almacenamiento. Elaborado por: los autores.

El volumen del tanque queda determinado por procedimientos convencionales para dimensionamientos similares, se considera la suma de los valores máximos absolutos entre el déficit y superávit en el tanque.

$$V_{diseño} = |V_{tanque(10)}| + |V_{tanque(17)}|$$

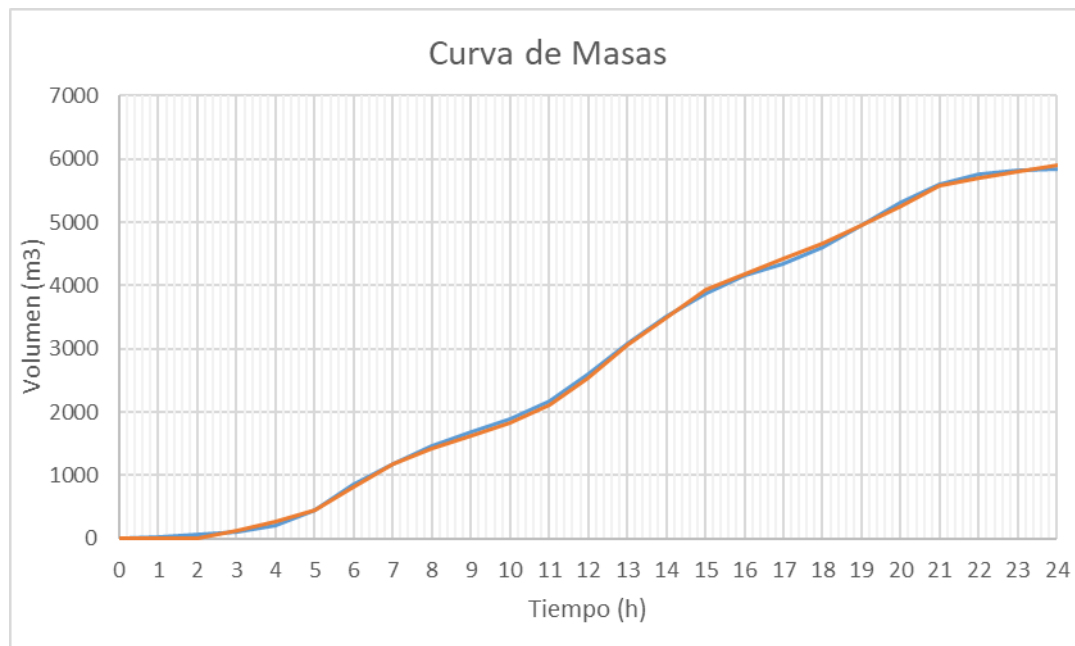
$$V_{diseño} = |122.45 \text{ m}^3| + |21.54 \text{ m}^3|$$

$$V_{diseño} = 143.99 \text{ m}^3$$

La curva de masas con respecto a la variación de caudales y de bombeo se presenta en la siguiente figura, donde el régimen de bombeo se representa por la curva de color rojo y el volumen de ingreso por la curva azul.

Figura 48

Curva de masas



Nota. la figura muestra la curva de masas con respecto a la variación de caudales y de bombeo. Elaborado por: los autores.

Para completar el dimensionamiento, determinamos la altura correspondiente de la cámara húmeda, sin considerar la sumergencia del equipo de bombeo, que se deberá realizar siguiendo recomendaciones del fabricante para asegurar el correcto funcionamiento de las bombas. Los datos disponibles para determinar la altura efectiva del tanque de bombeo se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 38*Dimensiones preliminares de estación de bombeo*

Datos del Tanque de Almacenamiento	
Volumen efectivo	143.98 m ³
Base de la cámara	3.7 m
Longitud de la cámara	7.8 m

Nota. en el cuadro se presentan las dimensiones preliminares de la estación de bombeo.

Elaborado por: los autores.

La altura se determina mediante una formulación sencilla, que relaciona el volumen efectivo del tanque y el producto de la base por la longitud de la cámara.

$$V_{tanque} = B_{cámara} * L_{cámara} * H_{cámara}$$

$$H_{cámara} = \frac{V_{tanque}}{B_{cámara} * L_{cámara}}$$

$$H_{cámara} = \frac{143.98 \text{ m}^3}{3.7 \text{ m} * 7.8 \text{ m}}$$

$$H_{cámara} = 4.98 \text{ m} \approx 5 \text{ m}$$

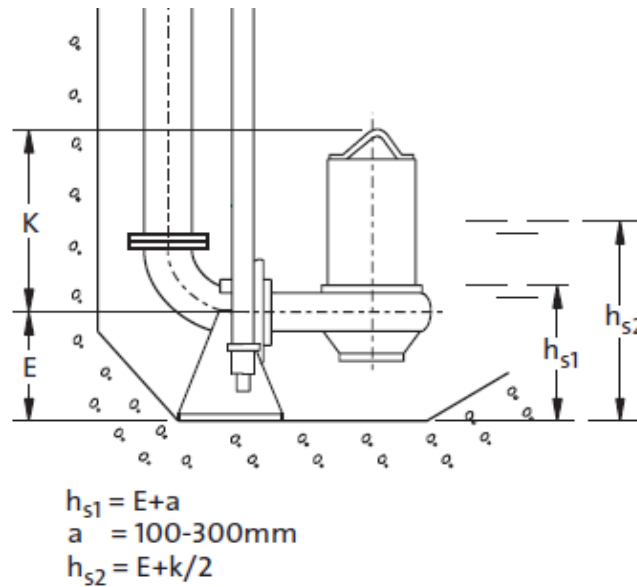
8.3.3.1 Niveles de Operación Recomendados por el fabricante

Los niveles de arranque y parada, para el correcto desempeño de los equipos son sugeridos por el fabricante. En fase de diseño, deben ser sometidos a pruebas con la finalidad de garantizar un correcto funcionamiento y pueden cambiar durante la puesta en marcha de los equipos. Dentro de los parámetros importantes a considerar, está la profundidad de sumergencia, que se encarga de la refrigeración del equipo de bombeo, por lo que, el nivel de parada debe permanecer lo más bajo posible, además esto hace que la velocidad en del fluido aumente al final del ciclo de trabajo. Adicionalmente deben ser

considerados, los niveles registrados de altura provenientes de la curva de masas, obtenidos en el cálculo.

Figura 49

Niveles de parada sugeridos por fabricante



Nota. la figura muestra los niveles de parada recomendados en la fase de diseño. Fuente Manual de bombeo de aguas residuales Grundfos (s.f).

En estaciones de bombeo con dos bombas sumergibles de las mismas características, configuradas en standby, el nivel de parada puede ajustarse por debajo del motor, principalmente si el motor es refrigerado por inmersión. En la figura 50 se presentan los niveles recomendados, que son determinados con fórmulas sugeridas por el fabricante, donde se consideran las dimensiones de la bomba, presentados anteriormente.

$$E = 196 \text{ mm} + 126 \text{ mm}$$

$$E = 322 \text{ mm}$$

$$h_{s2} = E + \frac{k}{2}$$

$$h_{s2} = 322 \text{ mm} + \frac{1554 \text{ mm}}{2}$$

$$h_{s2} = 800 \text{ mm} = 0.8 \text{ m}$$

$$h_{s1} = E + a$$

$$h_{s1} = 322 + 200$$

$$h_{s1} = 522 \approx 500 \text{ mm}$$

Donde:

E: distancia medida desde el fondo de la cámara hasta el eje de la tubería de impulsión

h_{s1} : nivel de parada de bombas con motores refrigerados por inmersión

h_{s2} : nivel de parada de bombas con motores refrigerados sin inmersión

k: altura medida desde el eje de la tubería de impulsión hasta la altura total del equipo

a: distancia de sumersión asumida según el fabricante oscila entre 100 y 300 mm

El nivel de parada de las bombas no puede ser menor a 500 milímetros o 0.5 metros, puesto que niveles más bajos a este valor generan vórtices al final del ciclo de bombeo poniendo en peligro los equipos.

Con respecto al nivel de arranque de la bomba, el manual del fabricante sugiere que sea de 1 metro por encima del nivel de parada. Los niveles pueden ser comprobados para determinar el volumen efectivo de bombeo a través de diagramas diseñados por el fabricante. Donde se consideran dos datos, el caudal a bombear y la frecuencia de arranques. En el presente diseño no aplican dichos datos respecto de los niveles de arranque, pero el nivel mínimo adoptado debe considerar los valores negativos de altura presentados durante los ciclos de bombeo, que no son más que los niveles de déficit presentados dentro de la cámara húmeda y se determinan mediante la siguiente ecuación,

tomando como ejemplo el caso más crítico presentado en el día, que a su vez coincide con el valor más alto de bombeo registrado y cuyos datos fueron empleados para la determinación del volumen del tanque.

$$n = \frac{V_{tanque}}{B_{cámara} * L_{cámara}}$$

$$n = \frac{143.98 \text{ m}^3}{3.7 \text{ m} * 7.8 \text{ m}}$$

$$n = -0.75 \text{ m}$$

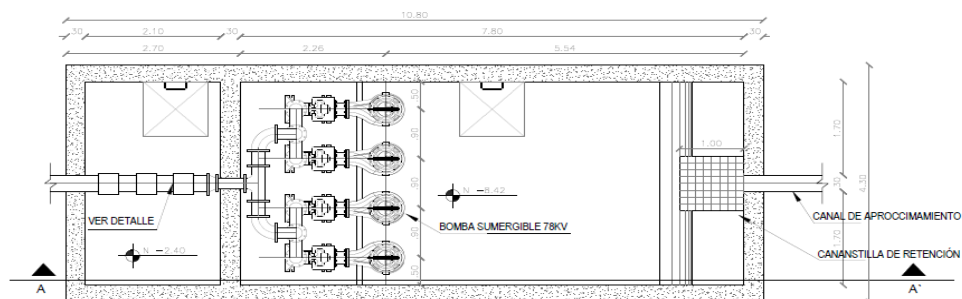
Por tanto, considerando las especificaciones proporcionadas en manuales y el nivel de déficit máximo presentado, se debe asegurar un volumen muerto dentro de la cámara para asegurar la sumergencia de los equipos y evitar un medio de refrigeración externo, evitando incurrir en gastos adicionales durante el tiempo de operación de las bombas. Por lo que se debe sumar este nivel a la altura máxima de la estación de bombeo determinada en anteriores procedimientos.

$$H_{total} = 5 \text{ m} + 0.75 \text{ m}$$

$$H_{total} = 5.75 \text{ m}$$

Figura 50

Planta Estación de Bombeo.

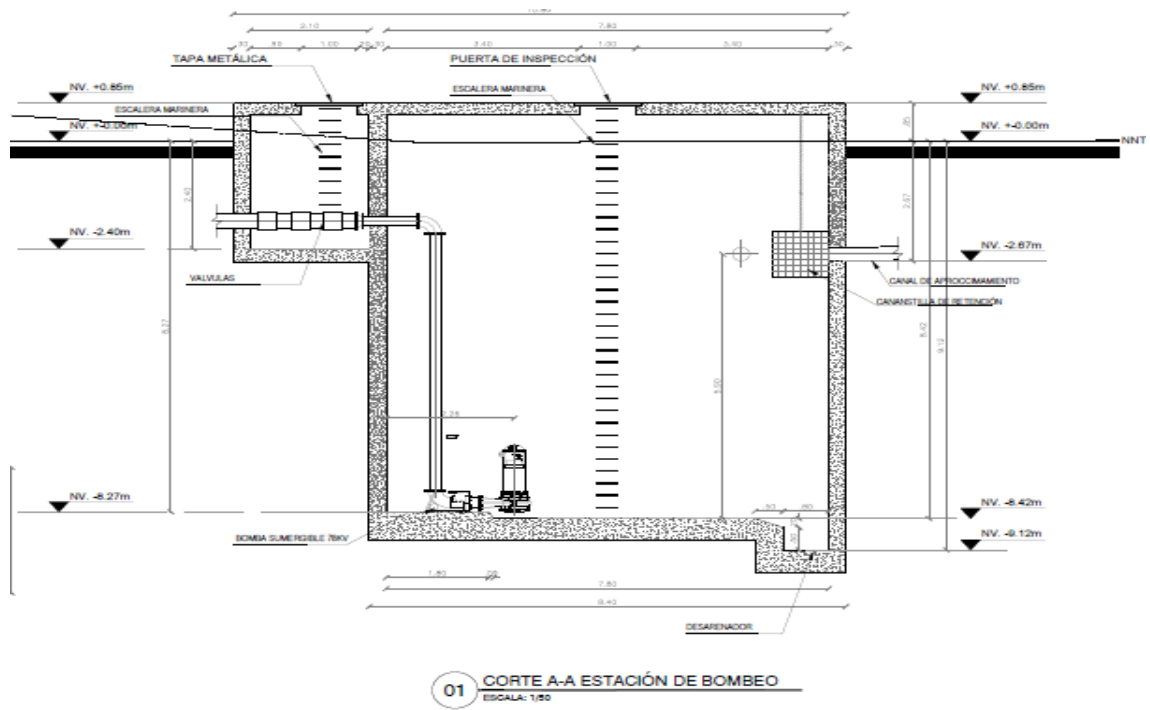


01 PLANTA ESTACIÓN DE BOMBEO
ESCALA: 1/50

Nota. Se presenta vista en planta de la estación de bombeo. Elaborado por: Los Autores.

Figura 51

Corte Estación de Bombeo.



Nota. Se presenta corte A-A de la estación de bombeo. Elaborado por: Los Autores.

CAPÍTULO IX

IMPACTO AMBIENTAL

Todo proyecto de construcción tiene repercusiones directas e indirectas en la zona donde se ejecuta. El estudio de impacto ambiental se encarga de evaluar las interacciones que se generan durante la ejecución, operación, mantenimiento y cierre del proyecto; buscando minimizar los efectos negativos que se puedan producir en contra del medio ambiente y la población.

9.1 Descripción del proyecto

Actualmente la población del barrio Chaupi Molino etapa 1, no posee un sistema de alcantarillado para la evacuación de las excretas producidas por la población. Las descargas, en muchos casos, se realizan en pozos sépticos, letrinas y alcantarillados construidos por los mismos pobladores de manera artesanal, que descargan directamente en la quebrada cercana. El presente proyecto prevé el diseño de elementos de transporte, separación y descarga de los caudales producidos por la población del sector, con la finalidad de elevar la calidad de vida de los pobladores y cuidado del medio ambiente. Los elementos que contiene el proyecto se describen a continuación:

- Sistema de alcantarillado combinado
- Separador de caudales
- Estructuras de descarga
- Estación de bombeo

9.2 Diagnóstico ambiental del sector

9.2.1 Componente Físico

9.2.1.1 Aire

No existen estudios actualizados sobre la calidad del aire en el barrio, es una zona donde no existe tráfico intenso y no acceden líneas de transporte pesado, por lo que del aire debe presentar índices bajos de contaminación.

9.2.1.2 Suelo

Según la clasificación de Plan de Uso y Ocupación del suelo, la zona está dividida entre las categorías residencial rural (RR1) y residencial urbano (RU2), con presencia de zonas de cultivo a pequeña escala, donde se prevé un asentamiento residencial de estructuras unifamiliares.

9.2.1.3 Agua

En cuanto a la quebrada el Progreso, que será el cuerpo receptor, cabe mencionar que debido a las descargas directas que realiza todo el barrio hacia el afluente, presenta una elevada contaminación que incluso es visual y olfativa.

9.2.2 Componente Biótico

9.2.2.1 Flora

En su mayor parte está compuesta por arbustos pequeños y medianos que se utilizan para cercar los terrenos y hierba común. No existen especies exóticas ni características en la quebrada donde se prevé realizar la descarga. La zona del proyecto tampoco pertenece a ninguna zona protegida o reserva ecológica.

9.2.2.2 Fauna

No existen especies en peligro de extinción o protegidas, aunque cabe destacar la presencia y el crecimiento descontrolado de la población de perros en toda la zona. En la zona de la quebrada, existe una gran variedad de insectos.

9.2.3 Componente socio económico

Los pobladores de la zona se desempeñan en varios trabajos, la mayoría se emplean en el sector de la construcción como albañiles, plomeros y carpinteros. Un grupo minoritario se dedica al cultivo de huertos en sus propios terrenos y obtienen sustento del comercio de productos que provienen de las actividades agrícolas a pequeña escala. Y un grupo pequeño que se emplea en el sector privado bajo relación de dependencia, pero en ciudades y poblaciones cercanas como Quito, Cumbayá y Tababela.

Todo el barrio tiene acceso al agua potable y alumbrado público, el primero lo gestiona la Junta de Agua Chaupi Molino y la luz por parte de la Empresa eléctrica Quito. Tienen acceso a líneas telefónicas convencionales e internet por medio de empresas privadas como Claro, Movistar y CNT.

Hacia el barrio solo ingresan buses Inter parroquiales, pero en la entrada es posible tomar medios de transporte diversos como buses inter provinciales, taxis, camionetas y furgonetas en menor medida. En la entrada del barrio se encuentra la vía troncal de la sierra E35 que es una vía de primer orden con cuatro carriles por lado y capa de rodadura en pavimento flexible. La vía de Ingreso al barrio es la calle Manuel Burbano que está adoquinada y los pasajes de la etapa 1 son vías de tercer orden con capa de rodadura de empedrado y en algunos casos solo de tierra.

9.3 Identificación de componentes ambientales y acciones

Se realizará por medio de la matriz de Leopold, que considera todas las repercusiones que pueden alterar el medio ambiente durante la ejecución, operación,

mantenimiento y cierre del proyecto, con respecto a todos los componentes sean físicos, bióticos o socio económicos. A continuación, se presentan los componentes ambientales del barrio.

Tabla 39

Componentes ambientales del barrio Chaupi Molino.

Medio	Componente	Elemento	Variable
Físicos	Suelo	Calidad del suelo	A1
		Agua superficial	A2
	Agua	Cuerpo Receptor	A3
		Calidad del aire	A4
		Aire	Ruido
Bióticos	Flora	Vegetación	A6
	Fauna	Terrestre - aérea	A7
Socio - Económicos	Económico	Generación de empleos	A8
		Servicios básicos	A9
	Sociales	Calidad de vida	A10
		Salubridad	A11
		Comunicación	Tránsito vehicular
	Estético	Tránsito peatonal	A13
		Paisaje	A14

Nota: en el cuadro se presentan los componentes ambientales del barrio Chaupi Molino.

Elaborado por: los autores.

Tabla 40*Actividades representativas del proyecto*

Etapa de Construcción	Variable
Instalaciones Provisionales	B1
Trabajos topográficos	B2
Limpieza del terreno	B3
Excavación de zanjas y relleno	B4
Depósito de materiales	B5
Instalación de tubería	B6
Preparación de materiales	B7
Construcción de pozos de revisión	B8
Construcción de estructuras (separadores, estación y descarga)	B9
Presencia de maquinaria pesada	B10
Presencia de personal de obra	B11
Mantenimiento de maquinaria	B12
Etapa de Operación y Mantenimiento	Variable
Mantenimiento de la red de alcantarillado	B13
Mantenimiento de los separadores de caudal	B14
Mantenimiento de la estructura de descarga	B15
Mantenimiento de la estación de bombeo y equipos	B16
Manejo de desechos y sedimentos de la estación de bombeo	B17
Manejo de desechos de los separadores de caudal	B18
Etapa de Cierre	Variable
Retiro de equipos de la estación	B19
Limpieza del área de las instalaciones	B20

Nota. en el cuadro se presentan las actividades representativas del proyecto. Elaborado por: los autores.

9.4 Evaluación de impacto ambiental

Para el análisis de interacción entre los diferentes componentes ambientales y las actividades previstas a realizarse del proyecto en sus diferentes etapas, el resumen de la evaluación se presenta en las siguientes figuras.

Figura 52

Matriz de Interacción de componentes ambientales y actividades

Componentes ambientales	Variables	Construcción											Op. y Mnt.					Cierre				
		B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14	B15	B16	B17	B18	B19	B20	B21
Físico	A1	x		x	x	x	x	x	x	x	x		x	x	x	x		x	x		x	x
	A2			x	x	x	x	x		x			x	x	x	x			x		x	x
	A3	x			x					x				x	x	x	x	x	x	x	x	x
	A4			x	x	x		x	x	x	x		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	A5	x		x	x		x	x	x	x	x		x				x	x	x	x	x	x
Biótico	A6		x	x	x		x	x	x						x				x	x	x	
	A7			x	x		x	x	x	x					x				x	x	x	
Socioeconómico	A8	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x		x	x	x	
	A9				x		x	x	x	x	x			x	x	x	x	x	x	x	x	
	A10				x			x	x	x	x			x	x	x	x	x	x	x	x	
	A11				x		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
	A12			x	x	x	x	x		x	x	x	x		x	x			x	x	x	x
	A13	x	x	x	x	x	x		x	x	x	x		x	x				x	x	x	x
	A14	x		x	x	x	x	x	x	x	x	x		x	x	x	x	x	x	x	x	x

Nota. la figura muestra la matriz de Interacción de componentes ambientales y actividades. Elaborado por: los autores.

A partir de la relación que existe entre componentes ambientales y actividades a realizarse, se debe valorar todos los aspectos que inciden en el desarrollo del proyecto, para esto se otorga un valor de 1 a todas las actividades que afectan de manera positiva a los componentes ambientales y de manera similar se otorga un valor de -1 a todas las

actividades que repercuten de manera negativa a los componentes. El resumen se presenta en la figura.

Figura 53

Evaluación de impactos considerados para el proyecto causa - efecto

Componentes ambientales	Variables	Construcción										Op. y Mnt.					Cierre		P(+)	P(-)			
		B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14	B15	B16	B17			B18	B19	B20
Físico	A1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	1	2	15	
	A2		-1	-1	-1	-1	-1		-1		-1	-1	-1	-1		-1		1	1	2	11		
	A3	-1		-1					-1		-1	1	1	1	1	1	1	-1	-1	-1	5	7	
	A4		-1	-1	-1		-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	1	1	2	12	
	A5	-1	-1	-1		-1	-1	-1	-1	-1	-1					-1	-1	-1	1	1	1	3	12
Biótico	A6		-1	-1	-1		-1	-1	-1					-1			1	1	1	3	7		
	A7			-1	-1		-1	-1	-1	-1				-1			1	1	1	3	7		
Socioeconómico	A8	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-1	-1	-1	17	3	
	A9			1	1	1	1	1	1	1	1		1	1	1	1	1	1	-1	-1	-1	13	3
	A10				-1		1	1	1	1			1	1	1	1	1	1	-1	-1	-1	10	4
	A11				-1		1	1	1	1	-1	1	1	1	1	1	1	1	-1	-1	-1	12	5
	A12		-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	1	1		-1	1	1	1	6	11	
	A13	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1				-1	1	1	1	3	13	
	A14	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	1	2	17	
Positivos (+)		1	1	1	2	1	3	4	4	4	4	2	2	4	6	6	6	5	4	6	9	9	83
Negativos (-)		5	3	9	12	6	6	7	6	10	8	5	5	6	5	6	3	4	7	6	5	5	127

Nota. la figura muestra la evaluación de impactos (causa – efecto). Elaborado por: los autores.

Lo resultados de la evaluación ambiental, indican que las actividades a realizarse en la ejecución, operación, mantenimiento y cierre del proyecto afectan a los componentes ambientales de forma negativa un 60% y de manera positiva un 40%. Los porcentajes de repercusión se determinan de la siguiente manera:

$$I_{totales} = I_{positivos} + I_{negativos}$$

$$I_{totales} = 83 + 127$$

$$I_{totales} = 210$$

$$I_{positivos(\%)} = \frac{I_{positivos}}{I_{totales}} * 100\%$$

$$I_{positivos(\%)} = \frac{83}{210} * 100\% = 39.5\%$$

$$I_{negativos(\%)} = \frac{I_{negativos}}{I_{totales}} * 100\%$$

$$I_{negativos(\%)} = \frac{127}{210} * 100\% = 60.5\%$$

9.5 Valoración del Impacto Ambiental

Para realizar la valoración del impacto que genera el proyecto, se utiliza la metodología de criterios relevantes integrados (CRI). El método sirve para obtener un valor numérico ponderado para cada impacto, utilizando indicadores de carácter cualitativo que representan la relevancia del impacto global. El método para determinar la magnitud considera las variables presentadas a continuación.

9.5.1 Intensidad

Es la cuantificación de la fuerza con que se manifiesta el impacto y los efectos generados por el desarrollo del proyecto. La valoración se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 41

Coefficientes de intensidad, escala de valoración

Intensidad	Descripción	Valor
Baja	La alteración es pequeña y la condición del componente se mantiene	1
Media	La alteración genera cambios notorios con respecto a la condición original	5
Alta	La alteración es significativa respecto a la condición original.	10

Nota. En el cuadro se presentan los coeficientes de intensidad. Elaborado por: Los autores con información tomada de (Buroz, 1994).

9.5.2 Extensión

Es la medida espacial o superficial donde se realizan las actividades que contempla el desarrollo del proyecto. La valoración se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 42

Coefficientes de extensión, escala de valoración.

Extensión	Descripción	Valor
Puntual	El efecto se verifica dentro del área donde se localiza la fuente de impacto	1
Local	El efecto se produce fuera del área en que se ubica la fuente de impacto, pero dentro del territorio del proyecto	5
Extenso	El efecto abarca el territorio que se encuentra fuera de la propiedad del proyecto	10

Nota. En el cuadro se presentan los coeficientes de extensión. Elaborado por: Los autores con información tomada de (Buroz, 1994).

9.5.3 Duración

Es el período de tiempo durante el cual se siente la afectación sobre el componente, generalmente se mide en años donde se y su valoración se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 43

Coefficientes de duración, escala de valoración.

Duración	Plazo	Valor
> 10 años	Largo	1
5 a 10 años	mediano	5
< 5 años	corto	10

Nota. En el cuadro se presentan los coeficientes de duración. Elaborado por: Los autores con información tomada de (Buroz, 1994).

Con los datos antes presentados se puede determinar la magnitud que cada actividad genera sobre los componentes ambientales por medio de la siguiente fórmula tomada de Buroz (1994)

$$Ma = C * [(I * Wi) + (E * We) + (D * Wd)]$$

Donde

C: carácter

I: intensidad

E: extensión

Wi: coeficiente de peso referente a la intensidad (0.4)

We: coeficiente de peso referente a la extensión (0.4)

Wd: coeficiente de peso referente a la duración (0.2)

Los coeficientes de peso de cada uno de los factores, incluyen un valor de probabilidad que deben ser menor que la unidad de forma independiente, pero sumados deben ser igual a 1. Los criterios de selección de los coeficientes obedecen a las características del proyecto y las actividades contempladas a realizarse.

9.5.4 Reversibilidad

Es la capacidad del componente para retornar a una condición similar a la original una vez terminen las actividades que genera el proyecto, se puede expresar la condición de reversibilidad cuando las medidas correctivas son efectivas y económicamente viables, e irreversible cuando las medidas de mitigación no contrarrestan, no son efectivas o económicamente viables para regresar los componentes a su estado original. Los valores se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 44*Coefficientes de reversibilidad, escala de valoración.*

Reversibilidad	Descripción	Valor
Baja	Irrecuperable	10
Media	Impacto reversible a largo y mediano plazo	5
Alta	Impacto reversible inmediato o a corto plazo	1

Nota. En el cuadro se presentan los coeficientes de reversibilidad. Elaborado por: Los autores con información tomada de (Buroz, 1994).

9.5.5 *Riesgo*

Es la probabilidad de ocurrencia del efecto, que genera la actividad sobre el componente ambiental considerado. Los valores se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 45*Coefficientes de riesgo, escala de valoración.*

Riesgo	Probabilidad	Valor
> 50%	Alta	1
10% y 50%	Media	5
< 10%	Baja	10

Nota. En el cuadro se presentan los coeficientes de riesgo. Elaborado por: Los autores con información tomada de (Buroz, 1994).

9.5.6 *Valor del índice ambiental*

Relaciona la magnitud la reversibilidad y el riesgo, por medio de siguiente ecuación

$$VIA = R^{Wr} * Ri^{Wri} | Ma |^{Wm}$$

Donde

R: reversibilidad

Ri: riesgo

Ma: magnitud

Wr: coeficiente de peso de reversibilidad (0.3)

Wri: coeficiente de peso del riesgo (0.2)

Wm: coeficiente de peso de magnitud (0.5)

De acuerdo al valor del impacto ambiental, podemos asignar categorías en función de las cuales se debe contemplar las medidas correctivas o de mitigación individualmente en cada uno de los casos.

Tabla 46

Coefficientes de valoración de índice ambiental.

VIA	Categoría del Impacto
< 2.0	No significativo
2.0 – 4.0	Poco significativo
4.0 – 6.0	Medianamente significativo
6.0 - 8.0	Significativo
> 8.0	Muy significativo

Nota. en el cuadro se presentan la escala de valoración de índice ambiental. Elaborado por: Los autores con información tomada de (Buroz, 1994).

Con las herramientas antes descritas podemos realizar la cuantificación de la magnitud y el valor de importancia ambiental de cada uno de los componentes de acuerdo

a la actividad que repercute directamente sobre ellos. Los resultados se presentan en el anexo.

9.6 Medidas de Mitigación Ambiental

El plan de manejo ambiental está relacionado directamente con la metodología de evaluación aplicada para el proyecto. En cuanto a los Criterios Relevantes Integrados (CRI) podemos describir una serie de ventajas y desventajas que tiene el método, y que son presentados en la tabla 47.

Los puntajes más altos obtenidos con respecto al valor de impacto ambiental, y con una alta probabilidad de ocurrencia requieren medidas preventivas para evitar que se manifiesten, en cuanto los que tienen poca probabilidad de ocurrencia deberán aplicarse medidas correctivas o mitigantes y deben permanecer siempre bajo monitoreo para que su ejecución sea rápida ante su manifestación.

Tabla 47

Ventajas y desventajas del CRI

Criterios Relevantes Integrados	
Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> • Las variables que se analizan en la cuantificación de impactos son los más relevantes del proyecto • Los criterios de evaluación finales son claros con respecto al tipo de medidas ambientales que se deben considerar para el proyecto. 	<ul style="list-style-type: none"> • La probabilidad es una variable que dificulta la evaluación sobre todo si no se tiene datos estadísticos • Al aplicar el Valor de Importancia Ambiental (VIA) se debe tener en cuenta el número de actividades que se prevé realizar, puesto que un número elevado de las mismas

dificulta la identificación de categorías y de las interacciones que se generan con respecto a los componentes.

Nota. en el cuadro se presentan criterios relevantes integrados. Fuente: Elaborado por autores.

9.6.1 Medidas preventivas

Socializar el proyecto con los moradores del barrio donde se va a construir el proyecto, con la participación activa de los representantes del GAD de Pifo, para determinar los alcances de la ejecución del proyecto y las áreas de afectación del mismo.

Se debe destinar un área con suficiente espacio para el almacenamiento de materiales, herramienta y maquinaria. Con esto se evita contaminación al realizar mantenimiento y trabajos fuera de las áreas destinadas para los mismos.

Los trabajos de ejecución de las obras deben ser presentados y explicados mediante cronograma de actividades a ejecutarse con la finalidad de evitar inconvenientes a la población.

El período de ejecución de las obras debe ser planificado, se debe considerar la presencia de los dirigentes barriales para evitar tiempos de cosecha y de lluvias intensas.

Programación de mingas con los habitantes del sector, para capacitar a la población sobre los mantenimientos y cuidados preventivos que se deberán realizar, para que el proyecto cumpla con su tiempo de vida útil en óptimas condiciones.

Durante la ejecución del proyecto, específicamente en las excavaciones, se deberá contemplar el uso de señalética adecuada para evitar la generación de tráfico vehicular,

además se debe mantener una adecuada coordinación entre los constructores y el personal de fiscalización de la EMAAP.

Las zanjas deberán ser cubiertas con cinta para evitar accidentes, adicionalmente se deberán colocar letreros para información sobre los trabajos que se están realizando.

La zona de excavación debe ser protegida cuando se contemplen profundidades mayores a los 2 metros, mediante el entibado de los taludes para evitar accidentes laborales.

Los operadores de maquinaria deben tener licencia y contar con la experiencia suficiente para la ejecución de los trabajos. Además, toda la maquinaria debe estar en óptimas condiciones para evitar contratiempos.

Todos los trabajadores deben contar con el equipo de protección personal (EPP) estos son: guates, gafas, orejeras, botas, casco, ropa adecuada y chalecos reflectivos para evitar accidentes laborales.

Se debe contemplar el uso de baños portátiles y basureros para evitar contaminación del suelo.

Cuando se realicen mantenimientos en las estructuras especiales como pozos y separadores, se debe esperar un tiempo mínimo de 20 minutos antes de ingresar a las cámaras, para garantizar la evaporación de gases nocivos para los trabajadores.

En la etapa de construcción de la estructura de descarga, se debe reemplazar la vegetación afectada con la siembra de plantas nativas del lugar para evitar la erosión de los taludes de soporte.

CAPÍTULO X

PRESUPUESTO REFERENCIAL

El presupuesto referencial es la estimación del costo total de la obra, por medio del análisis de precios unitarios de cada rubro o actividad prevista a ejecutarse, donde también intervienen los volúmenes de obra contemplados en los planos de construcción de todo el sistema de alcantarillado y de cada estructura especial.

Para el desarrollo del presente capítulo se tiene como herramientas disponibles los precios actualizados por rubros de la EPMAPS.

Una vez determinado el costo referencial de la obra, es necesario realizar un cronograma estimado de inversión del proyecto, donde se considera el monto total de la obra y el tiempo de ejecución de los trabajos. El tiempo estimado para el desarrollo completo del proyecto será de siete meses. En el anexo correspondiente se resume el cronograma de inversión estimado que se debe realizar cada mes en la ejecución de los trabajos.

Tabla 48

Presupuesto referencial

Sistema de Alcantarillado Combinado e Interceptor Chaupi Molino		
Sistema de Alcantarillado		
Rubro	Descripción	Costo \$
A1	Obras preliminares	15 823.22
A2	Movimiento de tierras	70 224.67
A3	Suministro e Instalación de tuberías	353 135.31
A4	Pozos de revisión	51 372.45
A5	Pozos de Salto	21 903.45
Estructuras Complementarias		

A6	Separadores de caudal PS 93	6 260.84
A7	Separadores de caudal PS 91	4385.62
A8	Pozo de bandejas POZ 4 VARGAS	7897.65
A9	Pozo de bandejas POZ 3 CLEMENTE	14563.11
A10	Pozo de pantalla PP 93	2973.50
A11	Pozo de pantalla PP 91	3797.23
A12	Cámara de caída con pozo de disipación	4771.52
A13	Pozo de bandejas en descarga	8521.66
A14	Túneles en descarga	22840.95
Estación de Bombeo		
A8	Rejilla y canal de acercamiento	1 234.82
A9	Cámara Húmeda	25 783.71
A10	Equipo de bombeo, tubería de impulsión y accesorios	164 235.52
A11	Seguridad e impacto Ambiental	2 452.56
Costo total		765 136.07
Costo total de la obra (incluido IVA)		856 952.39

Nota. En la tabla, se presenta un presupuesto referencial. Elaborado por: los autores.

10.1 Análisis Financiero

El análisis financiero, es un estudio que sirve para determinar si la ejecución de un proyecto es viable y sustentable económicamente, mientras esté en condiciones de operatividad. Para determinar si un proyecto es económicamente factible de ejecutarse, se necesitan evaluar los indicadores de bondad financiera, mientras que para determinar si un proyecto es sustentable, se requiere analizar el flujo de fondos.

10.1.1 Flujo de fondos

El flujo de fondos o caja, considera los ingresos y los egresos que se presentan durante el tiempo de vida de un proyecto, por lo general se determina en períodos de tiempo mensuales, trimestrales o anuales. Para realizar el flujo de caja es necesario determinar los costos de operatividad y mantenimiento, el tiempo para determinar los mismos, será de un año. A continuación, se presentan los costos estimados de mano de obra, materiales y equipos de protección personal en las siguientes tablas.

Tabla 49

Costos Personal Técnico y Mano de Obra

Personal Técnico y Mano de Obra			
Descripción	Cantidad	Salario	Costo Anual
Supervisor Sanitario General	1	493.34	8 051.05
Residente de obra	1	494.61	8 070.68
Maestro Mayor Especializado	1	492.49	8 037.91
Peón	2	436.05	14 330.92
Costo total (mano de obra anual)			38490.56

Nota. Se presentan los costos del personal técnico y mano de obra. Elaborado por: los autores.

Tabla 50

Costos materiales y EPP.

Materiales y Equipo de protección personal			
Descripción	Cantidad	P. unitario	Total
Herramienta menor (5% mano de obra)			1924.53
Escalera telescópica	0.5	85.50	42.75

Carretilla	0.5	52.00	26.00
Linternas Manuales	2	8.50	17.00
Linternas para casco (recargable)	4	4.99	19.96
Casco para construcción	5	4.50	22.50
Chalecos reflectivos	7	3.50	24.50
Mascarillas con filtro	4	4.99	19.96
Botas punta de acero	5	25.99	129.95
Botas de caucho (seguridad)	3	21.60	64.80
Gafas protectoras	4	4.99	19.96
Guantes largos de caucho	6	11.50	69.00
Orejas industriales	4	1.80	7.20
Traje protector	2	17.50	35.00
Costo total anual de materiales y equipo de protección personal			2 423.11

Nota. Se presentan los costos de materiales y equipos de protección. Elaborado por: los autores.

El costo operativo anual es de \$ 40 913.67 dólares, este valor se mantiene como base del cálculo y debe ser proyectado para los años que se mantenga operativas las instalaciones, para este caso serán 30 años, asumiendo un incremento anual del 2%, debido al aumento del costo por año de todos los insumos. Adicionalmente se debe determinar el valor de la depreciación que relaciona los costos totales de operación y mantenimiento para los años de vida del proyecto, que en este caso ascienden a \$ 1367.79 dólares. La proyección del costo de operación y mantenimiento se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 51*Costos operativos por año*

Año	Costo de Operativos	Costo total anual
2022	0,00	0,00
2023	40913,67	43095,73
2024	41731,94	43930,37
2025	42566,58	44781,70
2026	43417,91	45650,06
2027	44286,27	46535,78
2028	45172,00	47439,22
2029	46075,44	48360,73
2030	46996,94	49300,67
2031	47936,88	50259,41
2032	48895,62	51237,32
2033	49873,53	52234,79
2034	50871,00	53252,21
2035	51888,42	54289,98
2036	52926,19	55348,50
2037	53984,72	56428,20
2038	55064,41	57529,49
2039	56165,70	58652,80
2040	57289,01	59798,58
2041	58434,79	60967,28
2042	59603,49	62159,35
2043	60795,56	63375,26
2044	62011,47	64615,49
2045	63251,70	65880,52
2046	64516,73	67170,86
2047	65807,07	68487,00
2048	67123,21	69829,46

2049	68465,67	71198,78
2050	69834,99	72595,48
2051	71231,69	74020,11
2052	72656,32	75473,24

Nota. Se presenta la proyección del costo de operación y mantenimiento. Elaborado por: los autores.

10.1.2 Generación de Ingresos

La generación de ingresos proviene del cobro de los servicios de agua potable y alcantarillado, que sirven a la población, siendo precisamente, este último factor el que repercute directamente en los ingresos. Para determinar la población del sector dentro del periodo estimado de diseño, se consideran los datos proporcionados por el último censo realizado en el año 2010 que dieron como resultado, un total de 16 645 habitantes en la parroquia, con una tasa de crecimiento de 3.4% en relación con el censo realizado en el 2001, la más alta en comparación con las otras parroquias rurales. Considerando que las proyecciones realizadas por la SENPLADES para el 2020, registra una población de 20667 habitantes en la zona, con una tasa de crecimiento que se reduce a 2.18 %; se determina la población futura de toda la zona por medio del método geométrico que es el más apto para poblaciones medianas en dinámica de crecimiento demográfico y desarrollo.

$$P_{futura} = P_{actual}(1 + r)^n$$

$$P_{futura} = 16645 * (1 + 0.0218)^{42}$$

$$P_{futura} = 41\ 177\ hab.$$

Trabajando con las proyecciones realizadas por la SENPLADES se determinan los siguientes resultados.

$$P_{futura} = P_{actual}(1 + r)^n$$

$$P_{futura} = 20667 * (1 + 0.0218)^{32}$$

$$P_{futura} = 41\ 209\ hab.$$

Ambas metodologías presentan resultados muy similares, los cálculos posteriores consideran la proyección realizada por la SENPLADES.

Una vez definida la población futura del sector, se determina el cobro por consumo de agua potable. El barrio Chaupi Molino obtiene este recurso por medio de una junta de agua que gestiona el recurso hídrico para sus habitantes, y el pago que se realiza por sus servicios, se establece por rangos de consumo que se presentan en la siguiente tabla proporcionada por la administración.

Tabla 52

Consumo de agua potable y precios referenciales.

Pago por servicio de agua potable según consumo	
Consumo	Valor
De 1 a 3 m ³	4.00
De 3 a 6 m ³	6.50
De 6 a 9 m ³	10.00
Más de 9 m ³	15.00

Nota. Se presentan los pagos por servicio de agua potable. Elaborado por: los autores.

El 90% de los medidores registran un consumo que no supera los 3 m³ mensuales, con este dato y asumiendo que una familia promedio está compuesta por 4 habitantes, es determina el consumo promedio por habitante y el costo del metro cúbico por habitante de la parroquia, por medio de formulaciones sencillas, que se describen a continuación.

$$C_{habitante} = \frac{\text{Consumo máximo}}{\text{numero de integrantes por familia}}$$

$$C_{habitante} = \frac{3 \text{ m}^3}{4}$$

$$C_{habitante} = 0.75 \text{ m}^3/\text{hab} * \text{mes}$$

$$C_{habitante/año} = 0.75 * 12$$

$$C_{habitante/año} = 9 \text{ m}^3/\text{hab} * \text{año}$$

El valor antes obtenido, al multiplicarlo por el número de habitantes se obtiene el consumo de agua por año de toda la población, y el costo de consumo se obtiene multiplicando la cantidad del consumo por un dólar. En cuanto al valor por el servicio de alcantarillado, se considera el pliego tarifario de la EPMAPS actualizado donde se establece un porcentaje de 38.6% del valor facturado por el servicio de agua potable. El resumen de los ingresos a lo largo del período proyectado y el flujo de caja correspondiente se presentan en las siguientes tablas de resumen.

Tabla 53

Evaluación de ingresos anuales.

Año	Población	consumo agua potable (m3/año)	Costo agua potable	Costo servicio de alcantarillado	Ingresos anuales
2020	20667	0,00	0,00	0,00	0,00
2021	21118	0,00	0,00	0,00	0,00
2022	21578	0,00	0,00	0,00	0,00
2023	22048	198434,71	198434,71	76595,80	275030,51
2024	22529	202760,59	202760,59	78265,59	281026,18
2025	23020	207180,77	207180,77	79971,78	287152,55
2026	23522	211697,31	211697,31	81715,16	293412,47
2027	24035	216312,31	216312,31	83496,55	299808,86

2028	24559	221027,92	221027,92	85316,78	306344,70
2029	25094	225846,33	225846,33	87176,68	313023,01
2030	25641	230769,78	230769,78	89077,13	319846,91
2031	26200	235800,56	235800,56	91019,02	326819,58
2032	26771	240941,01	240941,01	93003,23	333944,24
2033	27355	246193,53	246193,53	95030,70	341224,23
2034	27951	251560,54	251560,54	97102,37	348662,91
2035	28561	257044,56	257044,56	99219,20	356263,77
2036	29183	262648,14	262648,14	101382,18	364030,32
2037	29819	268373,87	268373,87	103592,31	371966,18
2038	30469	274224,42	274224,42	105850,62	380075,04
2039	31134	280202,51	280202,51	108158,17	388360,68
2040	31812	286310,92	286310,92	110516,02	396826,94
2041	32506	292552,50	292552,50	112925,27	405477,77
2042	33214	298930,14	298930,14	115387,04	414317,18
2043	33939	305446,82	305446,82	117902,47	423349,30
2044	34678	312105,56	312105,56	120472,75	432578,31
2045	35434	318909,46	318909,46	123099,05	442008,52
2046	36207	325861,69	325861,69	125782,61	451644,30
2047	36996	332965,48	332965,48	128524,67	461490,15
2048	37803	340224,12	340224,12	131326,51	471550,63
2049	38627	347641,01	347641,01	134189,43	481830,44
2050	39469	355219,58	355219,58	137114,76	492334,34
2051	40329	362963,37	362963,37	140103,86	503067,23
2052	41208	370875,97	370875,97	143158,12	514034,10

Nota. Se presentan la evaluación de ingresos anuales. Elaborado por: los autores.

Tabla 54*Comparación de ingresos, egresos y flujo de caja por año.*

Año	Ingresos por cobro de servicios	Egresos por costo Operativo y Mnt	Flujo de caja
2020	0,00	0,00	0,00
2021	0,00	0,00	0,00
2022	0,00	0,00	0,00
2023	275030,51	43095,73	231934,78
2024	281026,18	43930,37	237095,81
2025	287152,55	44781,70	242370,85
2026	293412,47	45650,06	247762,41
2027	299808,86	46535,78	253273,08
2028	306344,70	47439,22	258905,47
2029	313023,01	48360,73	264662,28
2030	319846,91	49300,67	270546,24
2031	326819,58	50259,41	276560,17
2032	333944,24	51237,32	282706,92
2033	341224,23	52234,79	288989,43
2034	348662,91	53252,21	295410,70
2035	356263,77	54289,98	301973,78
2036	364030,32	55348,50	308681,81
2037	371966,18	56428,20	315537,98
2038	380075,04	57529,49	322545,55
2039	388360,68	58652,80	329707,87
2040	396826,94	59798,58	337028,36
2041	405477,77	60967,28	344510,49
2042	414317,18	62159,35	352157,83
2043	423349,30	63375,26	359974,04
2044	432578,31	64615,49	367962,82
2045	442008,52	65880,52	376128,00
2046	451644,30	67170,86	384473,45

2047	461490,15	68487,00	393003,15
2048	471550,63	69829,46	401721,17
2049	481830,44	71198,78	410631,66
2050	492334,34	72595,48	419738,87
2051	503067,23	74020,11	429047,12
2052	514034,10	75473,24	438560,86

Nota. Se presentan la comparación de ingresos, egresos y flujos de caja por año.

Elaborado por: los autores.

10.1.3 Indicadores de bondad financiera

Son parámetros que permiten realizar una evaluación de carácter financiero a los proyectos de inversión y tiene como finalidad facilitar la toma de decisiones sobre la viabilidad de los mismos.

10.1.3.1 Valor Actual Neto (VAN)

Es el valor medido de todos los ingresos y egresos estimados que tendrá un proyecto durante su tiempo de vida, depende directamente de la tasa de descuento y del valor de los flujos de caja que se presentan cada periodo de tiempo, se determina a partir de la siguiente ecuación

$$VAN = \frac{f_1}{(1+i)^1} + \frac{f_2}{(1+i)^2} + \frac{f_3}{(1+i)^3} + \dots + \frac{f_n}{(1+i)^n} - I_{inicial}$$

Donde

VAN: valor actual neto

f_n : flujo de caja estimados para cada período

i : tasa de descuento

n : número de períodos

I_0 : inversión inicial

El valor considerado para la tasa de interés es del 12% y el monto de la inversión inicial asciende a 856 952.39 dólares americanos, según el presupuesto estimado de la obra. El valor actual neto es un indicativo para la ejecución del proyecto, por las siguientes consideraciones:

VAN > 0 el proyecto es viable y presenta ganancias

VAN = 0 el proyecto no presenta ganancias, pero tampoco pérdidas

VAN < 0 el proyecto presentará pérdidas y se desecha

10.1.3.2 Tasa Interna de Retorno (TIR)

Es la tasa de interés que transforma el valor actual neto a cero, corresponde al interés generado por el dinero mientras está invertido en el proyecto. Y es comparado con la tasa de inversión a plazo fijo, utilizada en el VAN. Indica el porcentaje de rentabilidad que se obtiene a futuro con la inversión del proyecto.

Los resultados obtenidos mediante cálculo en Excel son presentados en la siguiente tabla de resumen:

Tabla 55

Indicadores de Bondad Financiera

Indicadores	
Valor actual neto (VAN)	1 124 401.40 USD
Tasa interna de retorno (TIR)	29 %

Nota. Se presentan indicadores de bondad financiera. Elaborado por: los autores.

En conclusión, el proyecto es viable para su ejecución, según la proyección de flujos netos de caja considerados para el periodo de diseño de la obra.

CONCLUSIONES

El trazado de áreas de aportación fue complementado con información obtenida de Google Earth, considerando el concepto de línea de cumbre o divisoria de aguas, para lo cual fue indispensable compensar la información topográfica con información obtenida a través del software Google Earth para determinar el sentido correcto de la escorrentía pluvial.

Para la estimación de la población futura, tomando en cuenta que el segundo método debe mantener constantes algunas variables como la tasa de crecimiento poblacional y la relación porcentual de habitante y considerando que en la realidad el crecimiento poblacional se comporta como un modelo exponencial. Concluimos que el primer método, aplicando una encuesta socioeconómica en el sector, será el utilizado para el diseño tanto para el alcantarillado combinado como para el interceptor, ya que refleja la realidad de la población actual y el escenario más crítico en el futuro, así garantizamos un diseño conservador.

La selección de los coeficientes de escorrentía es de vital importancia, debido a que valores altos producen caudales de diseño grandes, lo que implica mayores diámetros y un costo elevado de presupuesto referencial. Para determinarlos de manera óptima se deben considerar aspectos como la clasificación del uso del suelo, según el plan de ordenamiento territorial, con el objetivo de determinar el coeficiente de ocupación de cada zona, el diseño de la red hidráulica, así como todos los coeficientes que influyen en el cálculo de la misma, fueron revisados y aprobados por el personal técnico de la EPMAPS ya que los resultados están supeditados a dicha institución.

El paso de la línea de alcantarillado por la vía E35 se realizará con tubería liner, que es una tubería de hierro capaz de soportar altas presiones de relleno, debido a que la altura sobrepasa los 11.5 metros y es una vía de primer orden con 3 carriles en cada

sentido. Esta tubería suprime el diseño de túnel de hormigón, que encarece la obra debido al tiempo que implica la construcción del mismo. En el diseño se consideró el cambio de rugosidad para determinar los parámetros hidráulicos de forma adecuada.

La diferencia entre los resultados obtenidos en el trabajo, mediante hojas de cálculo programadas en Excel y la comprobación en software realizados en FlowMaster, presentan una variación del 5% en los cálculos hidráulicos, por lo tanto, los productos obtenidos para el diseño son confiables.

El cuerpo receptor, es una quebrada activa que ya presenta alta contaminación debido a las descargas que se producen a lo largo de la trayectoria del interceptor que se va a implantar, la quebrada tiene una pendiente alta en toda la trayectoria coincidiendo el punto más bajo de la línea del interceptor con la menor altura para realizar la descarga, se debe considerar y garantizar la estabilidad de las estructuras presentes en dicho punto por lo cual, está previsto realizarla aguas abajo, con una distancia de seguridad, después de las mismas.

En el desarrollo de este trabajo, no se realiza el dimensionamiento de una planta de tratamiento de aguas residuales, puesto que, el presente proyecto forma parte de un plan macro, previsto por la EPMAPS, donde se contempla a futuro captar los caudales de diseño contemplados para la estación de bombeo, junto con otros provenientes de comunidades cercanas y cuyo emplazamiento se realizará en la localidad de Puenbo para los próximos años.

Los caudales sanitarios obtenidos por cada lado del interceptor 8 lt/s y 33.89 lt/s respectivamente, representan el 1.5% del caudal de diseño combinado, por lo tanto, se puede verificar que la zona presenta lluvias de carácter intenso, y que la mayor parte del caudal receptado será agua de escorrentía pluvial, el diseño de la estación está

contemplado para que reciba caudales en condiciones normales operación de carácter sanitario, por lo que, la mayor parte de las descargas serán de agua lluvia.

En cuanto al impacto ambiental se refiere, la ejecución del proyecto prevé un número mayor de impactos negativos que positivos, en la fase de construcción y operación debido al ruido generado por los equipos de bombeo, por lo tanto, el diseño considera tiempos mínimos de operación de los equipos, en la madrugada para evitar inconvenientes a los pobladores del sector.

El dimensionamiento de la estación de bombeo, considera caudales que provienen de tres barrios, Chaupi Molino, La Florida del Chantag y La Isla. El diseño geométrico y la capacidad de almacenamiento, contempla caudales máximos mayorados con relación de dilución, para el tiempo de vida útil del proyecto. Contrastando dos métodos, el sugerido por el fabricante de los equipos de bombeo y la curva de masas. Este último, considera la interacción entre el tiempo de llenado del tanque y el tiempo de vaciado que las bombas tardan en evacuar las aguas negras de la estación, como resultado se tiene periodos de bombeo sugeridos, con un número de bombas operativas determinado.

La línea de impulsión tiene prevista cuatro cámaras de mantenimiento y monitoreo, donde se ubican las válvulas de control de flujo, el diseño comprende tramos paralelos de bypass en cada una de ellas, con la finalidad de evitar cierres de operación por mantenimiento o cambio de equipos.

El sitio de implantación de la estación de bombeo, está ubicado al final del Pasaje Simbaña, tiene acceso vehicular y servicios básicos, adicionalmente permite el ingreso de maquinaria para realizar los mantenimientos requeridos dentro de la misma.

RECOMENDACIONES

En cuanto al estudio y análisis financiero del proyecto, se deberá realizar tomando en cuenta la población del censo que está previsto para el mes de noviembre del año en curso, con la finalidad de orientar y ajustar el estudio, hacia un criterio más acertado sobre los indicadores de bondad financiera y generación de recursos del proyecto. Puesto que el presente trabajo considera estimaciones y extrapolaciones de censos anteriores, por falta de datos confiables de instituciones gubernamentales.

Para la construcción de los colectores, se recomienda excavaciones manuales a cielo abierto, puesto que la mayoría de los pasajes no tiene el espacio suficiente para el ingreso de maquinaria pesada, lo cual conlleva mayores tiempos en la ejecución de los trabajos. Por lo tanto, se deben realizar socializaciones y cronogramas de trabajo especiales para cada pasaje para evitar mayores inconvenientes en cuanto a la movilidad y contaminación a los moradores del sector

El dimensionamiento de las estructuras de disipación, denominados pozos de bandejas, son de carácter geométrico, siguiendo las recomendaciones y formulaciones sugeridas en la normativa vigente y los modelos matemáticos consultados en las tesis realizadas por la Escuela Politécnica Nacional y la Universidad Central. Sin embargo, estos resultados deben ser sometidos a estudios adicionales sobre el comportamiento hidráulico y todos los parámetros característicos para asegurar su adecuado funcionamiento.

Los trabajos de ejecución del interceptor, que comprende el tramo desde calle Guambi hasta el pozo de inspección P 92, deben realizarse con precaución, tratando de no alterar el paisaje de manera considerable, con la finalidad de precautelar la integridad de la ciclo ruta, que es considerada un sitio de atracción turística del sector.

Se recomienda realizar los mantenimientos de las estructuras especiales como cámaras de disipación con pantallas de impacto, separadores de caudales, estación de bombeo y pozos de bandejas de manera periódica, con la finalidad de remover el material depositado por arrastre o por acumulación de sedimentos en los lechos de las mismas, que pueden alterar su adecuado funcionamiento hidráulico.

REFERENCIAS

- Butler, D y Davies, J. (2004). *Urban Drainage*. Taylor & Francis Group. New York, USA.
- Chow, P.D. (2004). *Hidráulica de canales abiertos*. Santa Fé de Bogotá: McGRAW HILL.
- Domínguez, F. (1999). *Hidráulica (6a ed)*. Editorial Universitaria. Santiago de Chile, Chile.
- Empresa Metropolitana de Alcantarillado y Agua Potable. (2009). *Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado para la EMAAP-Q*. Quito: V&M Gráficas.
- Empresas Públicas de Medellín. E.S.P (2013), *Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado de las Empresas Públicas de Medellín*. E.S.P. Medellín, Colombia.
- Ex IEOS. (1992). *Normas técnicas de diseño para los sistemas de alcantarillado y Plantas de Tratamiento*. Quito: Secretaría del Agua.
- Gaona, S. y Plazarte, L. (2020). *Diseño de alcantarillado combinado, estructuras de pre-tratamiento y estructuras de descarga para el barrio San Vicente de Calderón-DMQ*. [Tesis de pregrado, Universidad Politécnica Salesiana]. Repositorio Institucional – Universidad Politécnica Salesiana.

Granados, M. (1987). *Técnicas de proyección de población de áreas menores,*

Aplicación y evaluación. Extraído de:

https://repositorio.cepal.org/bitstream/handle/11362/32594/D-13118.00_es.pdf?sequence=1

GRUNDFOS España S.A. [Grundfos] (2013). *Manual de bombeo de Aguas*

residuales. Extraído de:

[https://www.academia.edu/23002670/GRUNDFOS_AGUAS_RESIDUALES
MANUAL DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES](https://www.academia.edu/23002670/GRUNDFOS_AGUAS_RESIDUALES_MANUAL_DE_BOMBEO_DE_AGUAS_RESIDUALES)

Guerrero, J. y Rivadeneira, G. (2021). *Rediseño del sistema de alcantarillado del barrio*

Valle Hermoso, ubicado en la parroquia Tambillo, cantón Mejía, provincia de

Pichincha, considerando los componentes pluvial y sanitario. [Tesis de

pregrado, Universidad Politécnica Salesiana]. Repositorio Institucional –

Universidad Politécnica Salesiana.

Instituto Ecuatoriano de Normalización [INEN] (1992). *Normas para estudio y diseño*

de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones

mayores a 1000 habitantes. Quito, Ecuador.

Jiménez, M. (2013). *Manual para el diseño de sistemas de agua potable y alcantarillado*

sanitario. Universidad Veracruzana.

López, R. (2000). *Diseños de acueductos y alcantarillados.* Editorial Alfaomega

Llive, V. (2020). *Diseño del sistema de alcantarillado combinado y estructuras especiales para los barrios altos de La Argelia etapa tres y cuatro, parroquia La Argelia, cantón Quito, provincia de Pichincha*. [Tesis de pregrado, Universidad Politécnica Salesiana]. Repositorio Institucional – Universidad Politécnica Salesiana.

Materón, H. (1997). *Obras hidráulicas rurales*. Editorial Universidad del Valle. Santiago de Cali, Colombia.

METCALF & EDDY, INC. (1995). *Ingeniería de aguas residuales, tratamiento, vertido y reutilización*. Editorial McGraw-Hill

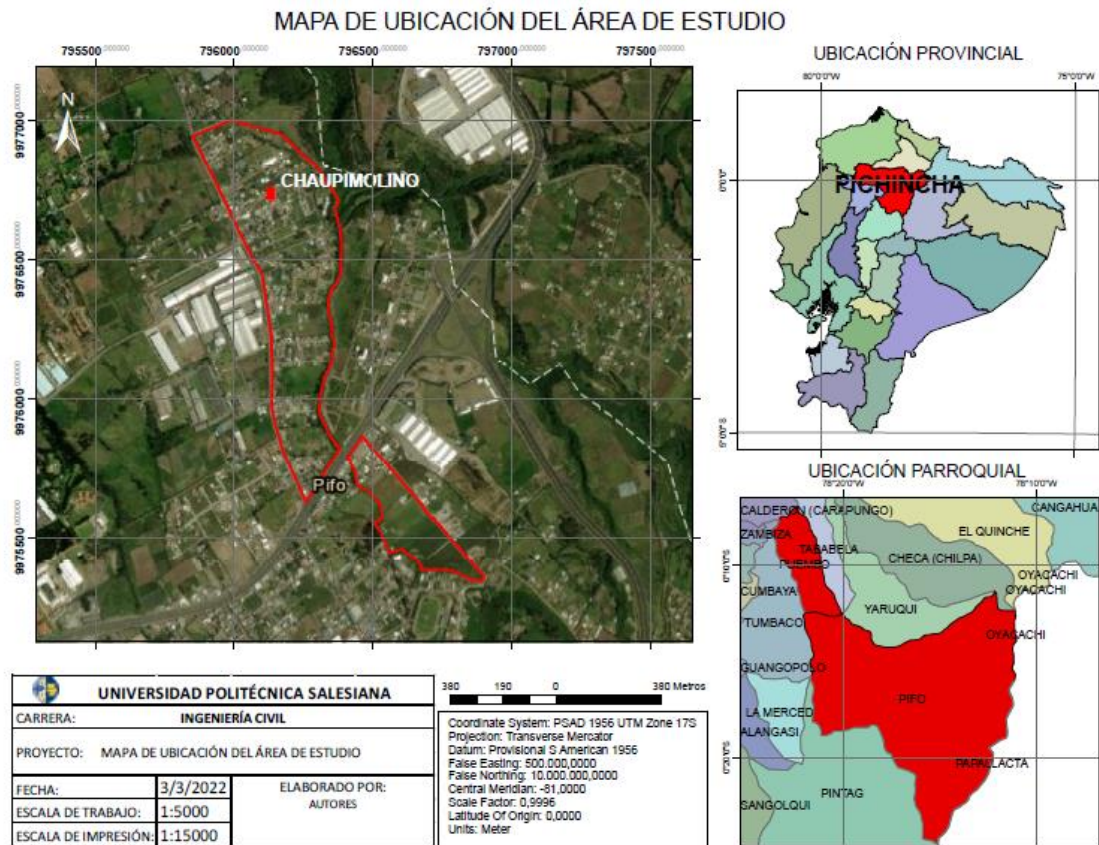
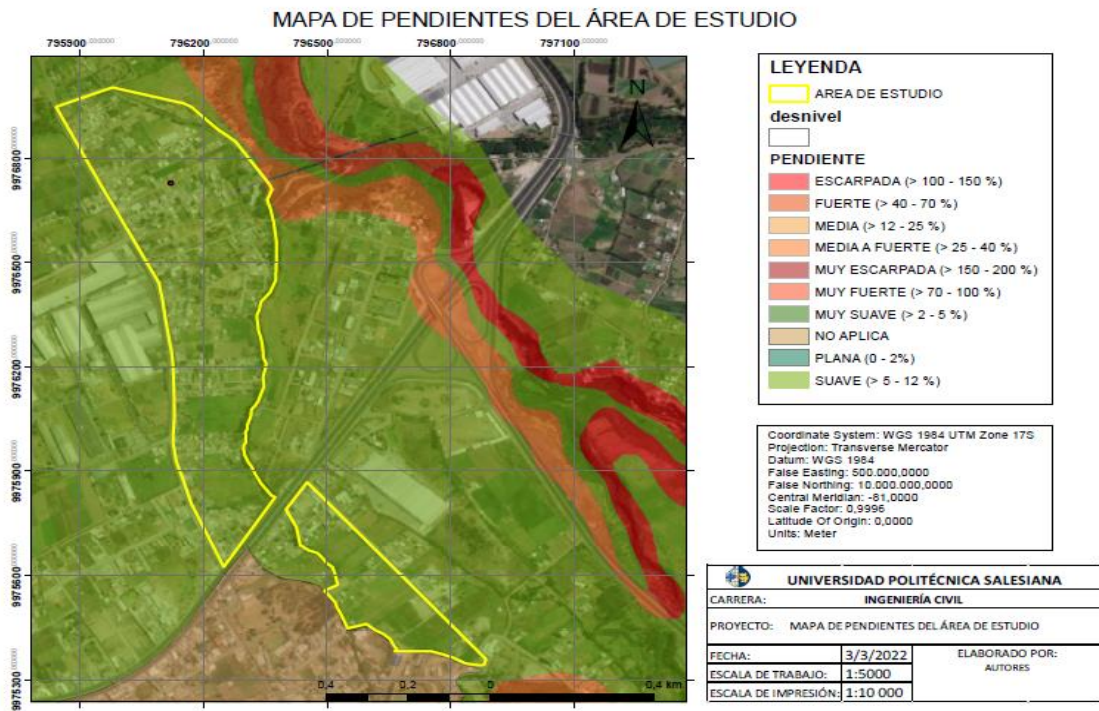
METCALF & EDDY, INC. (1995). *Ingeniería de aguas residuales, redes de alcantarillado y bombeo*. Editorial McGraw-Hill

Ministerio de energía y minas, instituto nacional de meteorología e hidrología. INAMHI (1999). *Estudio de Lluvias intensas*. Quito, Ecuador.

Paucar, A. (2020). *Diseño Hidráulico del alcantarillado pluvial del barrio San Francisco de la parroquia Cutuglagua*. [Tesis de pregrado, Universidad Politécnica Salesiana]. Repositorio Institucional – Universidad Politécnica Salesiana.

- Pérez, C.R. (2013) *Diseño y construcción de alcantarillados sanitarios, pluvial y drenaje en carreteras*. Ecoe Ediciones.
- Pérez, C.R. (2010). *Instalaciones Hidrosanitarias y de gas para edificaciones*. Ecoe Ediciones.
- Romero, J. (2008). *Tratamiento de aguas residuales, teoría y principios de diseño*. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Secretaría del Agua. (1992). *Norma para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes*.
- SIAPA. (2014). *Criterios y Lineamientos técnicos para factibilidades en la A.M.G.* Extraído de:
<https://www.siapa.gob.mx/transparencia/criterios-y-lineamientos-tecnicos-para-factibilidades-en-la-zmg>
- Sotelo, G. (1997). *Hidráulica General. Vol. 1*. Editorial Limusa, S.A. México, D.F.
- Vierendel, S.d. (2009). *Abastecimiento de Agua y Alcantarillado*. Peru.

Anexo1: Mapa de Pendientes y Mapa de Ubicación del proyecto



Anexo 2. Cronograma de Inversión del proyecto

Cronograma de inversión

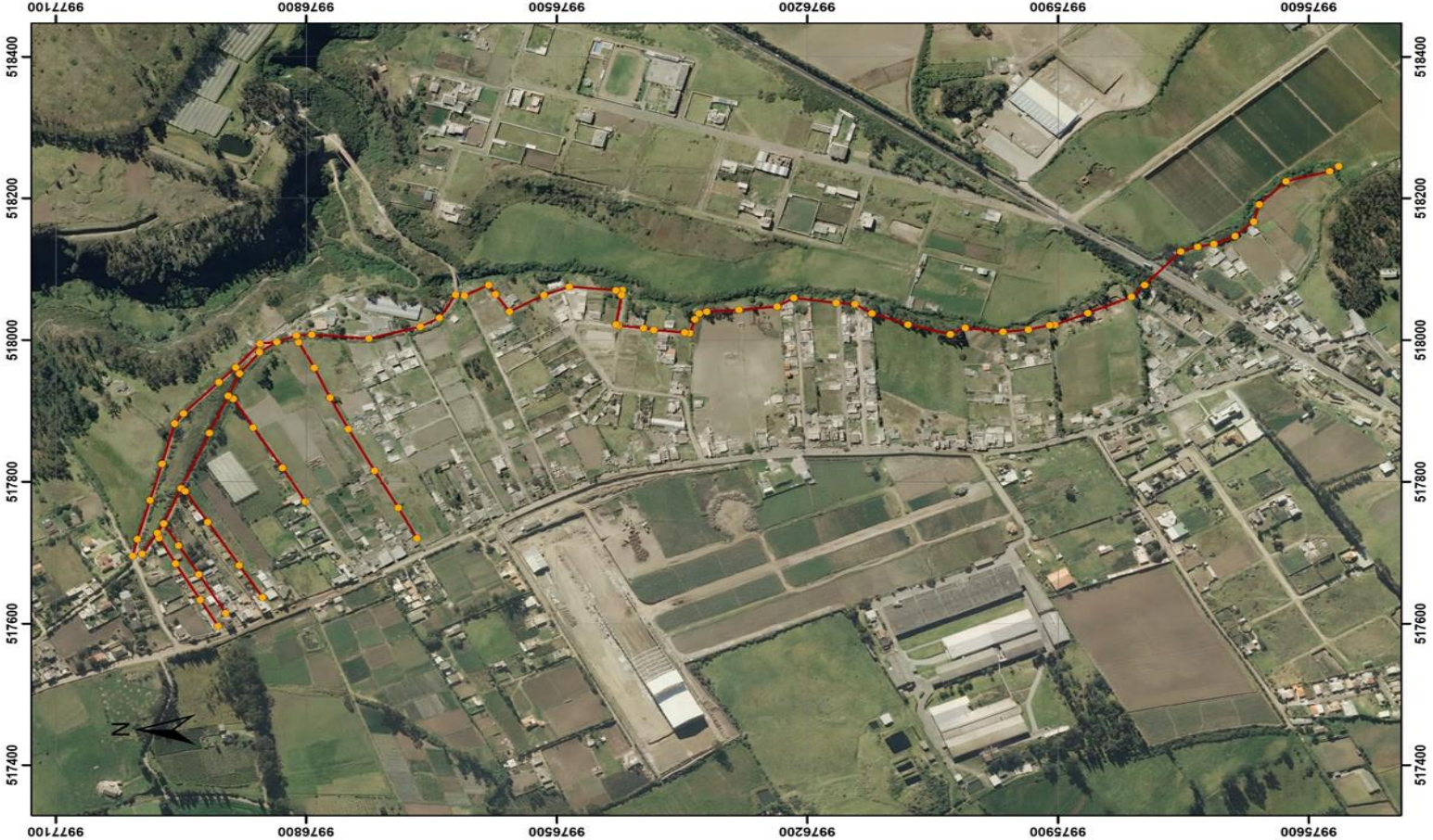
CRONOGRAMA DE INVERSION PARA EL PROYECTO DE ALCANTARILLADO COMBINADO BARRIO CHAUPI MOLINO										
CODIGO	DESCRIPCION	COSTO TOTAL	TIEMPO EJECUCIÓN	1	2	3	4	5	6	7
A1	Obras peliminales	15823,2231	7	2260,46	2260,46	2260,46	2260,46	2260,46	2260,46	2260,46
A2	Movimiento de tierras	70224,67	7	10032,10	10032,10	10032,10	10032,10	10032,10	10032,10	10032,10
A3	Suministro e instalación de tuberías	337044,63	4	84261,16	84261,16	84261,16	84261,16			
A4	Pozos de revisión	51372,45	4	12843,11	12843,11	12843,11	12843,11			
A5	Pozos de salto	21903,45	4	5475,86	5475,86	5475,86	5475,86			
A6	Separadores de caudal PS93	3547,98	2					1773,99	1773,99	
A7	Separadores de caudal PS91	4385,62	2					2192,81	2192,81	
A8	Pozo de bandejas POZ 4 VARGAS	7897,65	2					3948,83	3948,83	
A9	Pozo de bandejas POZ 3 CLEMENTE	14563,11	2					7281,55	7281,55	
A10	Pozo de pantalla PP93	2973,00	2					1486,50	1486,50	
A11	Pozo de pantalla PP91	3797,23	2					1898,62	1898,62	
A12	Cámara de caída con pozo de disipación	4771,52	2					2385,76	2385,76	
A13	Pozo de bandejas en descarga	8521,66	2					4260,83	4260,83	
A14	Túneles en descarga	22840,95	2						11420,48	11420,48
A15	Rejilla y canal de acercamiento	1234,816	1					1234,82		
A16	Cámara húmeda	27546,0284	2					13773,0142	13773,0142	
A17	Equipo de bombeo tubería de impulsión y accesorios	164235,52	2					82117,76	82117,76	
A18	Seguridad e impacto ambiental	2452,56	7	350,37	350,37	350,37	350,37	350,37	350,37	350,37
	TOTAL	765136,07								
	COSTO PARCIAL			115223,05	115223,05	115223,05	115223,05	134997,40	145183,06	24063,40
	PORCENTAJE PARCIAL DE INVERSION			15,06	15,06	15,06	15,06	17,64	18,97	3,14
	COSTO ACUMULADO			115223,05	230446,11	345669,16	460892,21	595889,61	741072,67	765136,07
	PORCENTAJE ACUMULADO DE INVERSION			15,06	30,12	45,18	60,24	77,88	96,86	100,00

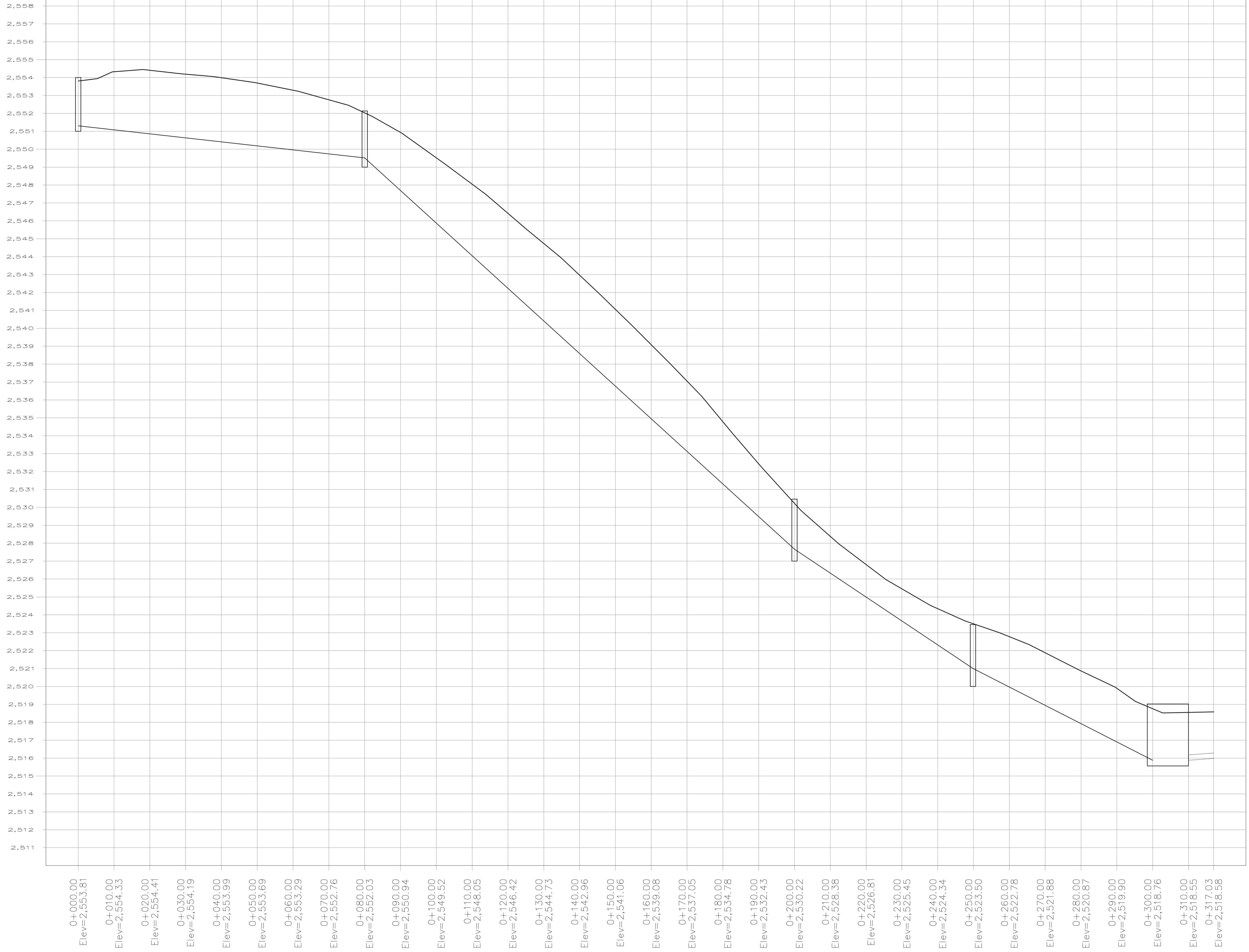
Anexo 3. Valoración de Impactos Ambientales

Magnitud	VIA
Valoracion Impacto Ambiental	VIA

Componentes ambientales	Designación	Construcción											Operación y Mantenimiento							Cierre										
		B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14	B15	B16	B17	B18	B19	B20	B21								
Físico	A1	-3			-6	-6	-3	-3	-6	-6	-6	-6	-3			-4	-3	-3	-3			-6	-4			4	3			
			4			4	4	4	4	4	4	4	4	3			3	3	3	3	-3				4	3			3	3
	A2				-3	-3	-3	-3	-3			-4				-4	-3	-4	-3					-3			3	3		
					4	4	3	3	4			3				3	3	3	3	3					3	3		3	3	
	A3	-3				-3							-6				-3	6	6	6	4	4	4	4	3	4	4	-6	-6	-4
		3				3					4					3	4	4	4	4	3	4	4	3	4	4	4	4	3	
A4				-4	-4	-4			-4	-4	-3	-4			-3	-3	-3	-3	-3	-4	-4	-3	4	4	3	3	3	4	3	
					3	4	3		3	3	3	3	3		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
A5	-3			-4	-4			-3	-6	-3	-6	8	-4	-6							-3	-3	-3	4	4	4	4	4		
		3			3	3		3	4	3	4	4	3	4							3	3	3	3	3	3	3	3	3	
Biótico	A6			-3	-6	-3						-3	-3													4	4	4		
				4	4	3						3	3													3	3	3	3	
A7				-3	-3						-3	-4													3	3	3	3		
					3	3					3	3												3	3	3	3	3		
Socio - Económico	A8	4	3	4	8	6	6	6	6	8	6	4	3	6	4	6	6	4	6	6	4	6	6	-8	8	8	-8	-8		
			3	3	6	4	4	4	4	4	4	4	3	3	4	4	3	4	4	4	3	4	4	4	4	4	4	4		
	A9				6		6	6	4	6	4	4	3	3	8	4	4	4	3	3	6	6	4	4	-8	-8	-6	-6		
					4		4	4	4	3	3	3	3											3	3	3	3	3		
	A10				-3			6	4	4	3	3		4	6	6	6	6	6	4	6	6	4	6	-6	-6	-6	-6		
						3			4	3	3	3	3											3	3	3	3	3		
	A11				-6		8	4	6	4	3	-4		4	4	4	6	6	6	4	4	4	4	6	-6	-6	-4	-4		
					8		4	4	4	3	3	3				3	3	3	4	4	4	4	3	4	4	4	3			
A12			-3	-3	-8	-6	-6		-4	-3	-6	-4			-3									-3	4	4	4			
				3	3	4	4	4	3	3	3	3			3									3	3	3	3	3		
A13	-3		-4	-3	-6	-4	-6		-3	-4	-4	-3			-4	-3								-4	3	3	4	4		
		3	3	4	4	3	4		3	3	3	3			3	3	3							3	3	3	3	3		
A14	-3			-4	-8	-6	-8	-6	-3	-4	-6	-3	-4			-6	-3	-3	-3	-3	-4	-3	-3	-3	8	8	8			
		3			3	4	6	4	4	3	3	4	3	3			4	3	3	3	3	3	3	3	3	4	4	4		

Anexo 4. Implantación de Sistema de Alcantarillado





PERFIL PSAJE SIMBAÑA
 ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
 ESCALA VERTICAL 1 : 100



GERENCIA TÉCNICA DE INFRAESTRUCTURA
 INGENIERÍA DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE PROYECTOS

ING. VICTOR USHINA (E)
 JEFE DE INGENIERÍA DE PROYECTOS
 APROBADO

ING. SHIBERT ROSERO (E)
 JEFE VISTO BUENO

ING. MARIA EUGENIA MANCERO
 SUPERVISOR
 REVISÓ

ESTE PLANO ES PROPIEDAD DE EPMAPS. TODA REPRODUCCIÓN, FOTOCOPIA, O CUALQUIER USO SIN AUTORIZACIÓN EXPRESA DE LA EMPRESA.

PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO
 E INTERCEPTORES PARA LA QUEBRADA EL PROGRESO,
 SECTOR CHAUPIMOLINO, PARROQUIA PIFO

CONTENIDO: TUBERÍA DE IMPULSIÓN

NOTAS GENERALES:
 1) SE DEBE VERIFICAR LAS MEDIDAS Y DIMENSIONES EN EL CAMPO.
 2) SE DEBE VERIFICAR EN CAMPO LAS DIMENSIONES Y/O ESPESORES.
 3) SISTEMA DE ENTUBACIÓN ESPECIAL: RESCINDO.
 4) TODA MODIFICACIÓN DE CUALQUIER TIPO DE REPRODUCTIONES CON FIRMA DE RESPONSABILIDAD.

OBSERVACIONES	REGISTRO / DISEÑO	FECHA:
	DISEÑO: Pablo Aguiñiga	AÑO / MES
	Supervisor: Marcos Vidales	CONTRATO N.º:
	SUPERVISOR DEL DISEÑO: Ing. María Eugenia Mancero	ARCHIVO C.A.D. DETALLES CONSTRUCTIVOS PISO BANCARILLA
	DIBUJÓ: POP	ESCALA: INDICADAS
		NÚMERO: 1 DE 1



- ① CÁMARA CON PANTALLA DE IMPACTO 93
- ② SEPARADOR DE CAUDAL 93
- ③ CÁMARA CON PANTALLA DE IMPACTO 91
- ④ SEPARADOR DE CAUDAL 91
- ⑤ CÁMARA CON POZO DE DISIPACIÓN
- ⑥ TÚNEL DE TRANSICIÓN
- ⑦ POZO DE BANDEJAS
- ⑧ TUNEL DE DESCARGA
- ⑨ MURO DE ALA
- ⑩ ENROCADO EN LECHO DE RÍO
- ⑪ ESTACIÓN DE BOMBEO

EPMAPS
AGUA DE QUITO

GERENCIA TÉCNICA DE INFRAESTRUCTURA DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE PROYECTOS

ING. VICTOR LUSHISA (E) JEFE DE PROYECTOS APROBADO

ING. SHUBERT REBERO (E) JEFE DE EQUIPO VISTO BUENO

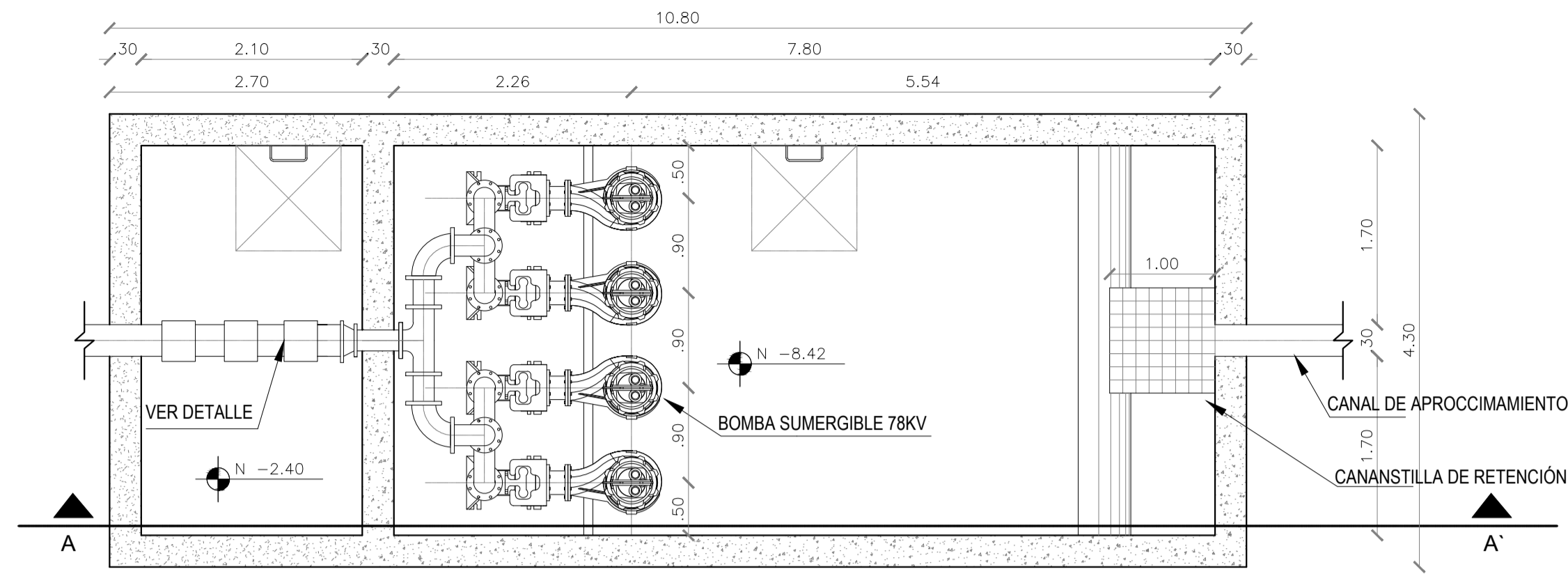
ING. MARIA EUGENIA MANCERO SUPERVISOR REVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO E INTERCEPTORES PARA LA QUEBRADA EL PROGRESO, SECTOR CHAUPIMOLINO, PARROQUIA PIFO

CONTENIDO: IMPLANTACIÓN ESTRUCTURAS ESPECIALES

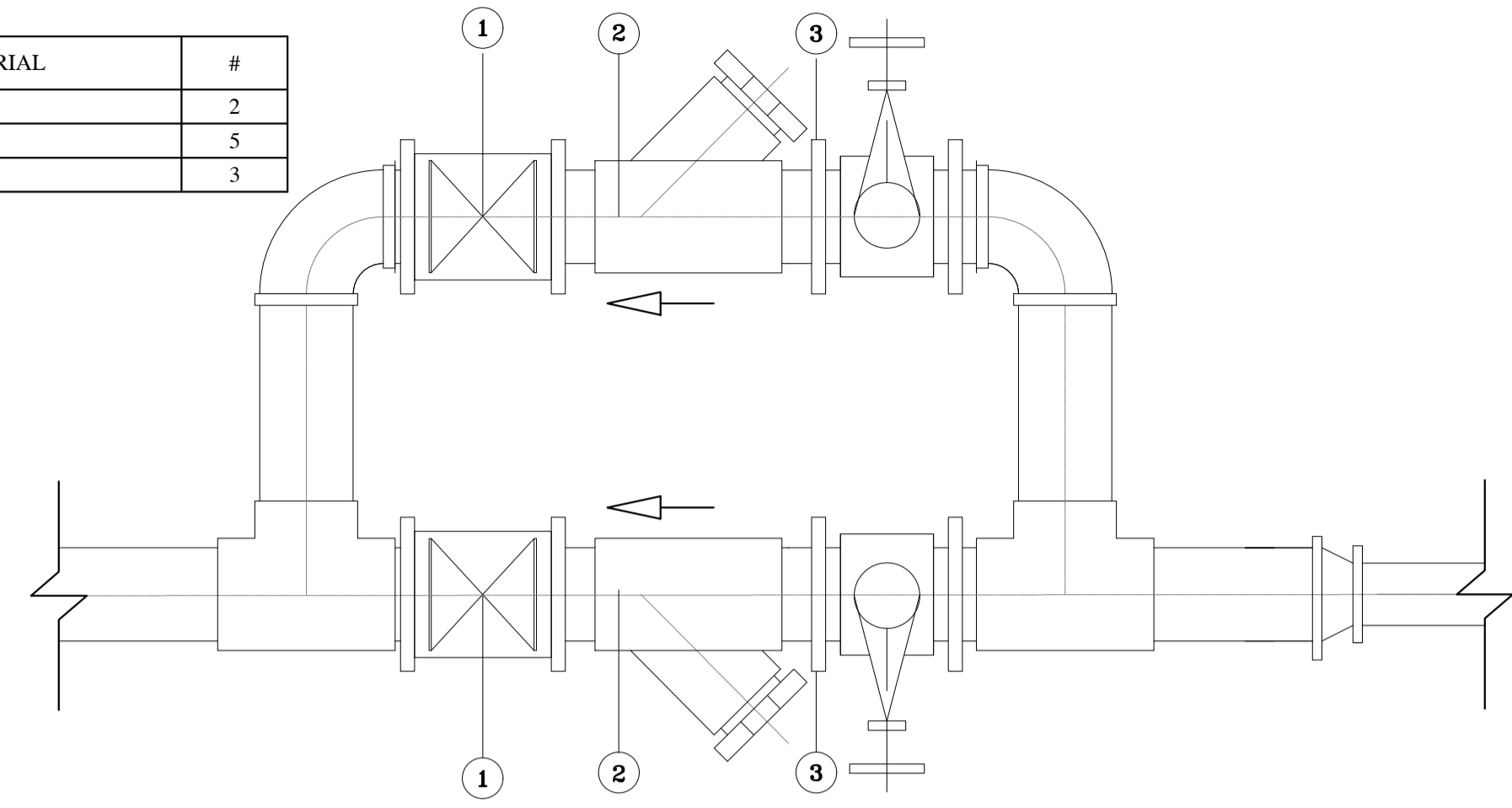
NOTAS GENERALES:
 1. SE DEBE VERIFICAR LA UBICACIÓN DE LAS OBRAS EN EL TERRENO.
 2. SE DEBE VERIFICAR LA UBICACIÓN DE LAS OBRAS EN EL TERRENO.
 3. SE DEBE VERIFICAR LA UBICACIÓN DE LAS OBRAS EN EL TERRENO.
 4. SE DEBE VERIFICAR LA UBICACIÓN DE LAS OBRAS EN EL TERRENO.

REGISTRO / DISEÑO	FECHA: JULIO 2022
CONTRATO N.º	
PROYECTO	PROYECTO DE ALCANTARILLADO COMBINADO
ESCALA	INDICADAS
SUPERVISOR DEL DISEÑO	ING. MARIA EUGENIA MANCERO
DIBUJANTE	ING. VICTOR LUSHISA
PROYECTO	INDICADAS
NUMERO	1 DE 1

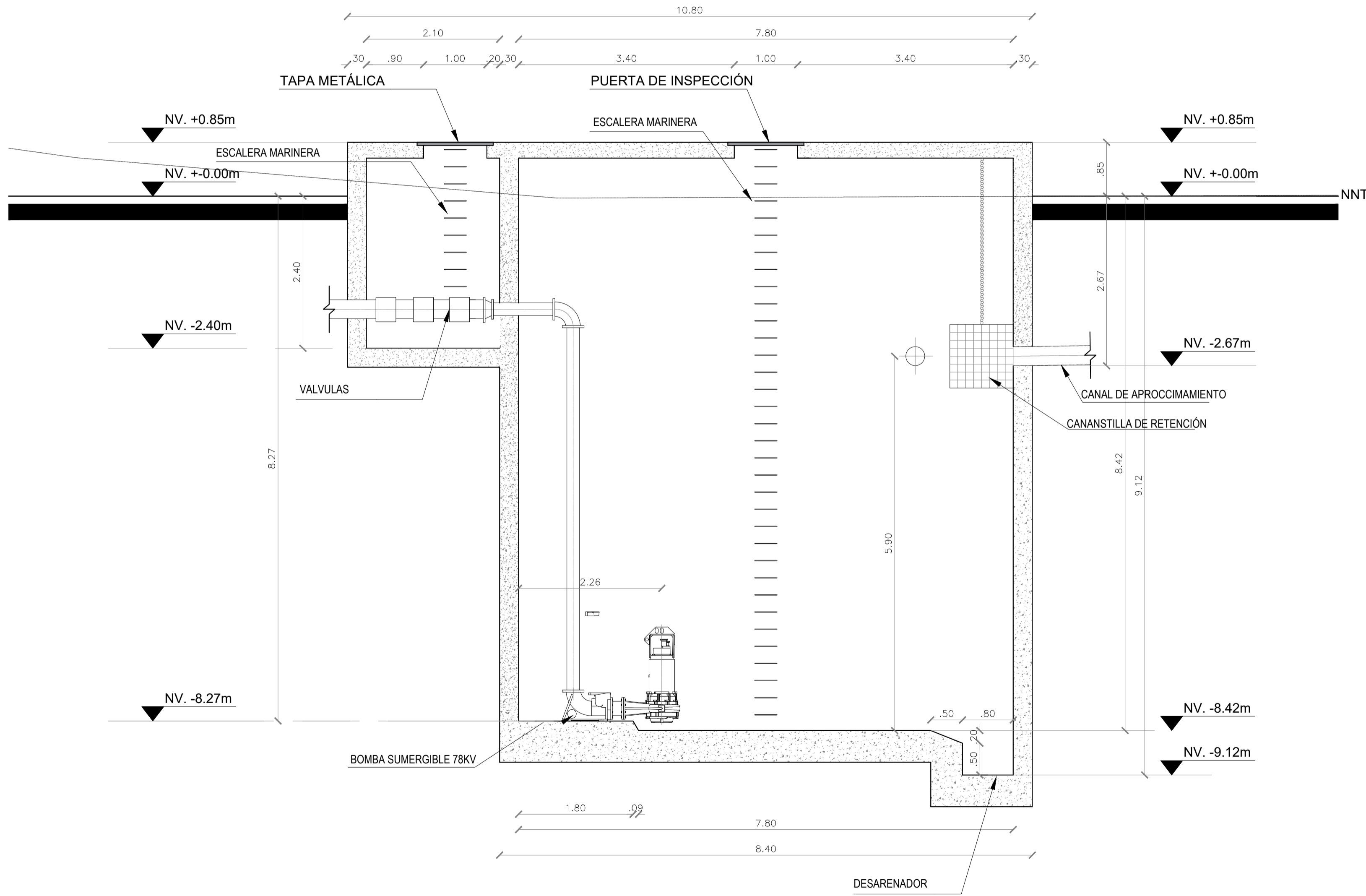


01 PLANTA ESTACIÓN DE BOMBEO
ESCALA: 1/50

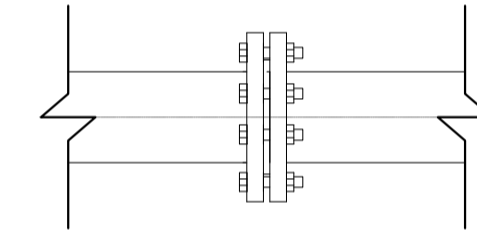
ITEM Nº	LISTA DE MATERIAL	#
1	Válvula de cierre	2
2	Válvula check	5
3	Válvula de aire	3



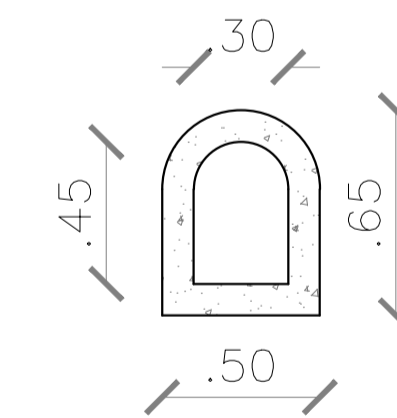
01 DETALLE DE VALVULAS
ESCALA: S/E



01 CORTE A-A ESTACIÓN DE BOMBEO
ESCALA: 1/50

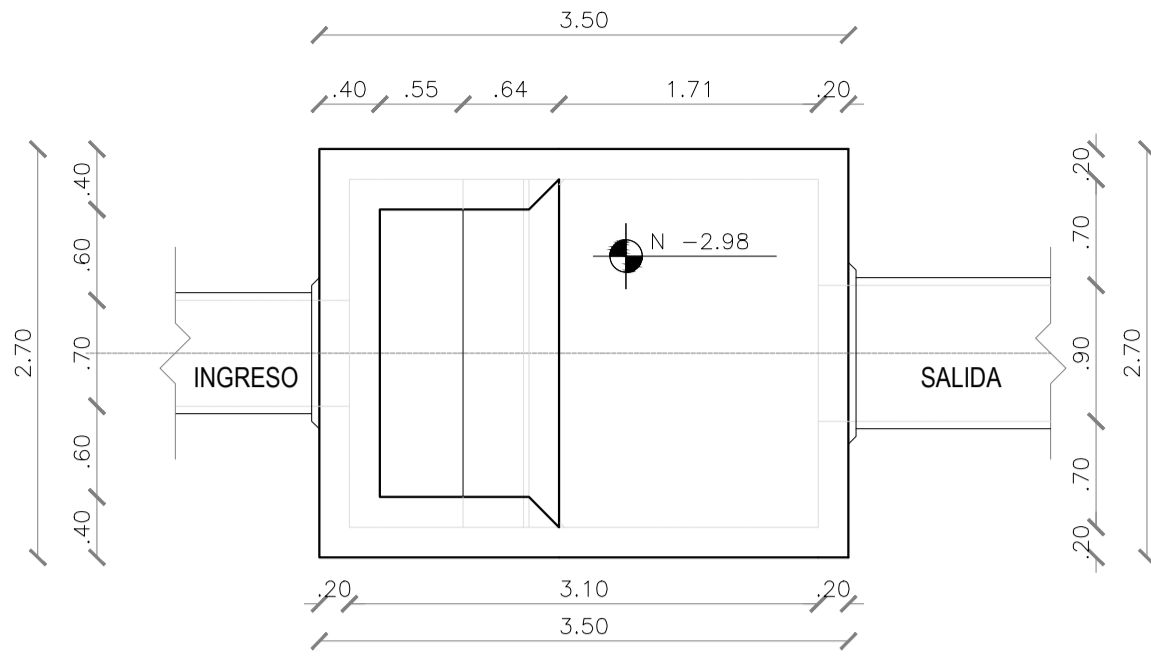


01 DETALLE DE JUNTAS
ESCALA: S/E

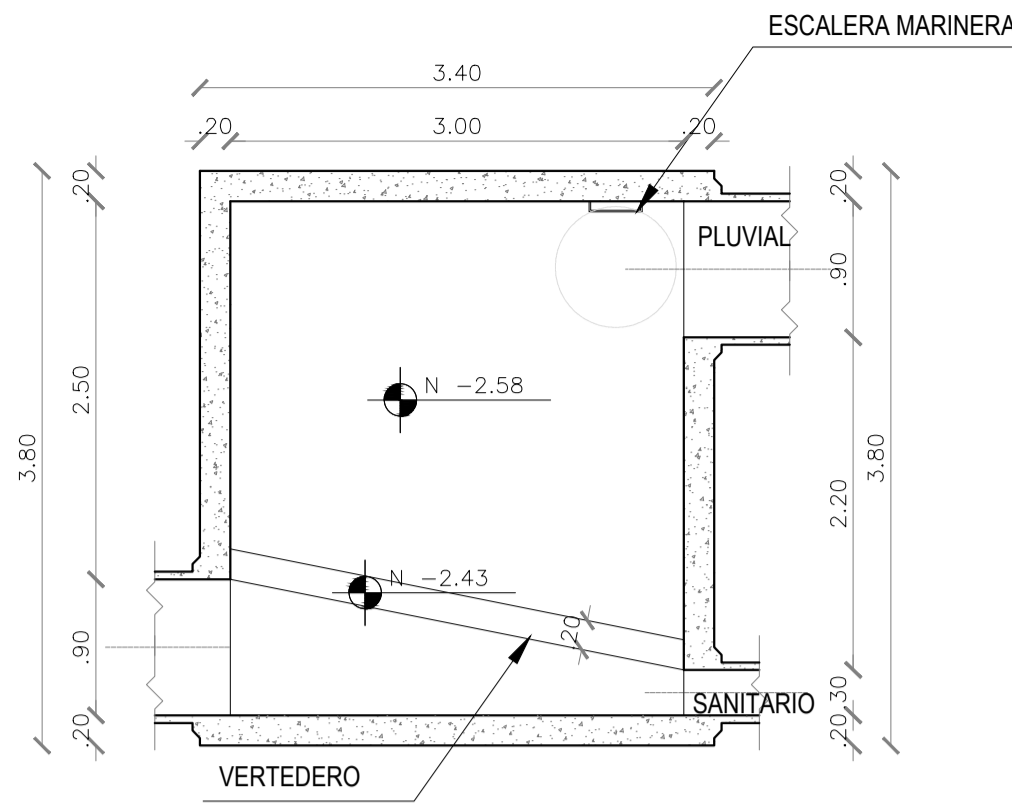


01 CANÁL DE ACERCAMIENTO
ESCALA: 1/50

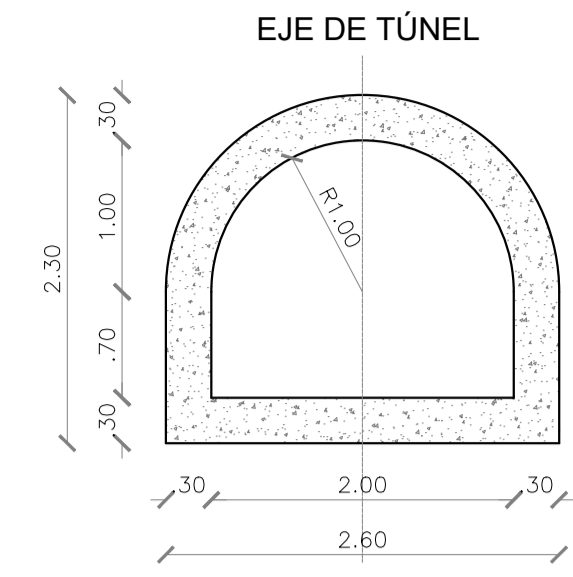
REGISTRO / DISEÑO DISEÑO: Pablo Aguirre Marco Valdiviazo SUPERVISOR DEL DISEÑO: Ing. María Eugenia Manero DIBUJO: PGP	FECHA: 2022/07/02 CONTRATO N.º: ARCHIVO C.A.D.: DETALLES CONSTRUCTIVOS PISO BOMBAS
	OBSERVACIONES: PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO E INTERCEPTORES PARA LA QUEBRADA EL PROGRESO, SECTOR CHAUPIMOLINO, PARROQUIA PIFO CONTENIDO: ESTACIÓN DE BOMBEO – CANÁL DE ACERCAMIENTO
GERENCIA TÉCNICA DE INFRAESTRUCTURA INGENIERÍA DE PROYECTOS DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE PROYECTOS EPMAPS AGUA DE QUITO	INC. VICTOR USHIRIA (E) JEFE DE INGENIERÍA DE PROYECTOS INGENIERO INC. MARIA EUGENIA MANERO SUPERVISOR DE BOMBEO INGENIERO



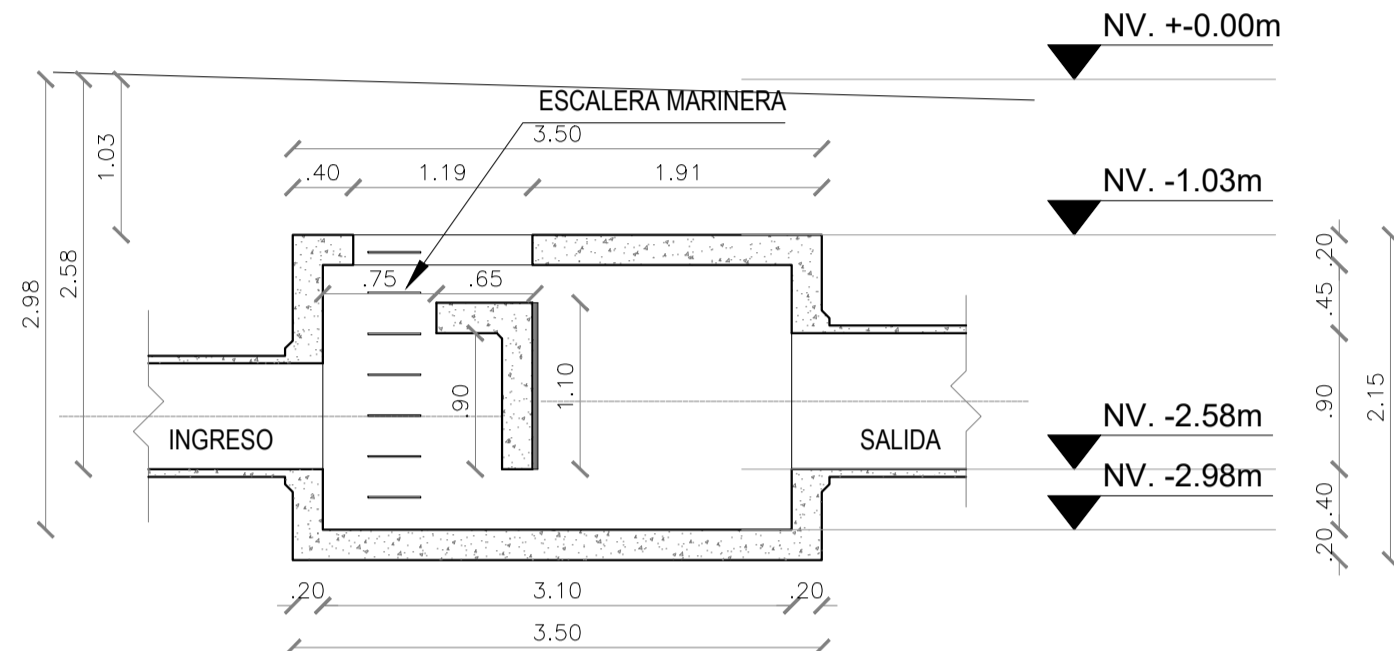
01 CÁMARA CON PANTALLA DE IMPACTO 93
ESCALA: 1/50



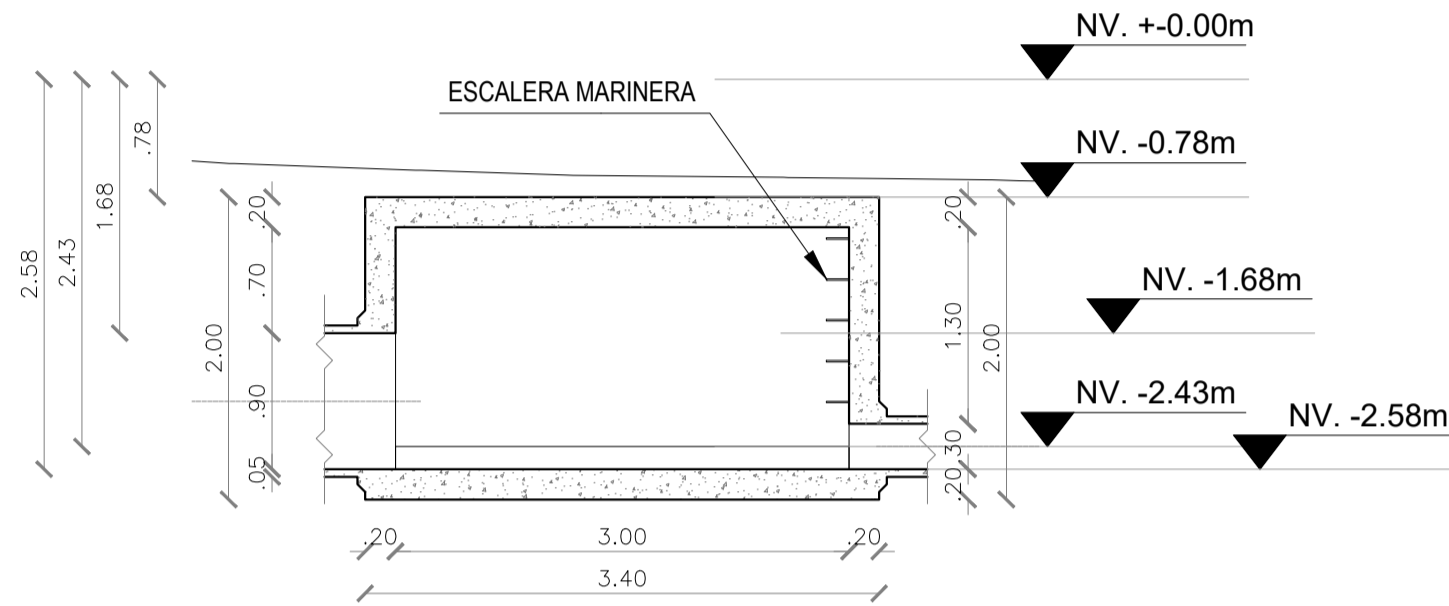
01 SEPARADOR DE CAUDAL 93
ESCALA: 1/50



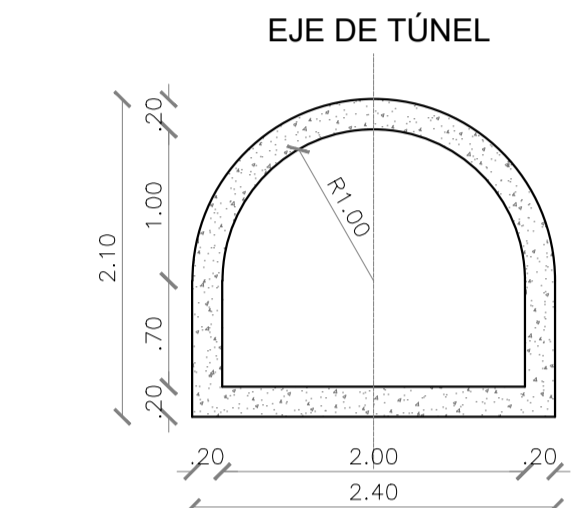
01 TÚNEL DE TRANSICIÓN
ESCALA: 1/50



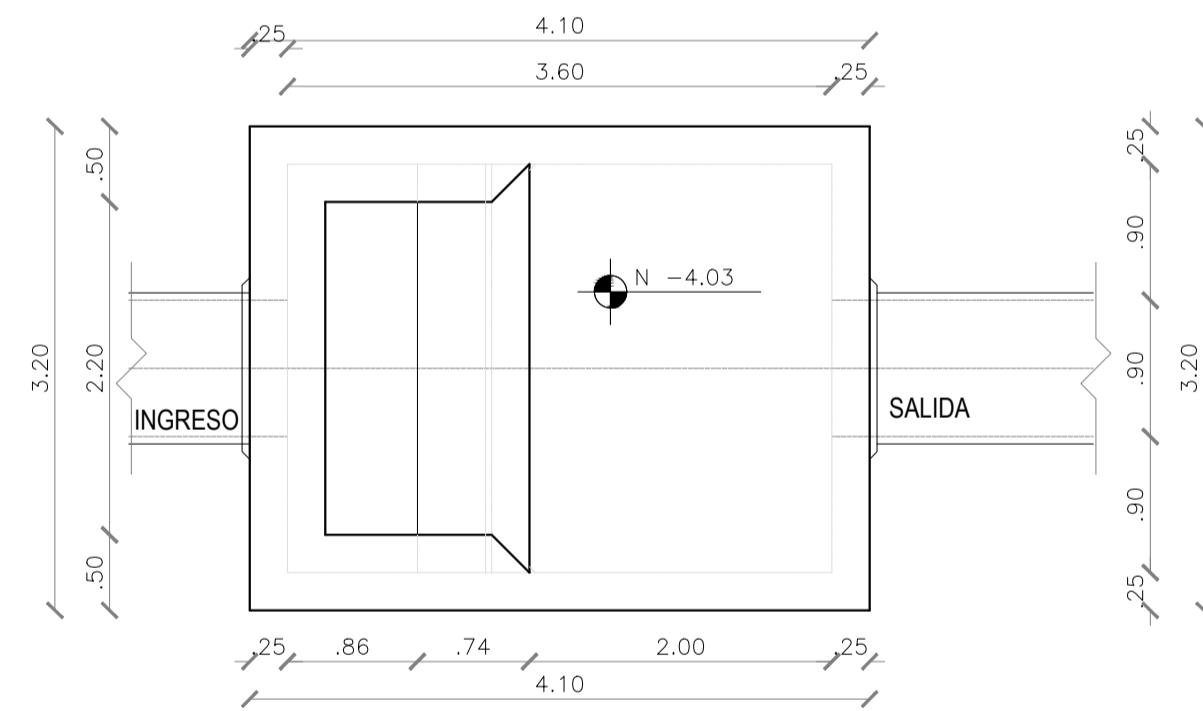
01 CORTE CÁMARA CON PANTALLA DE IMPACTO 93
ESCALA: 1/50



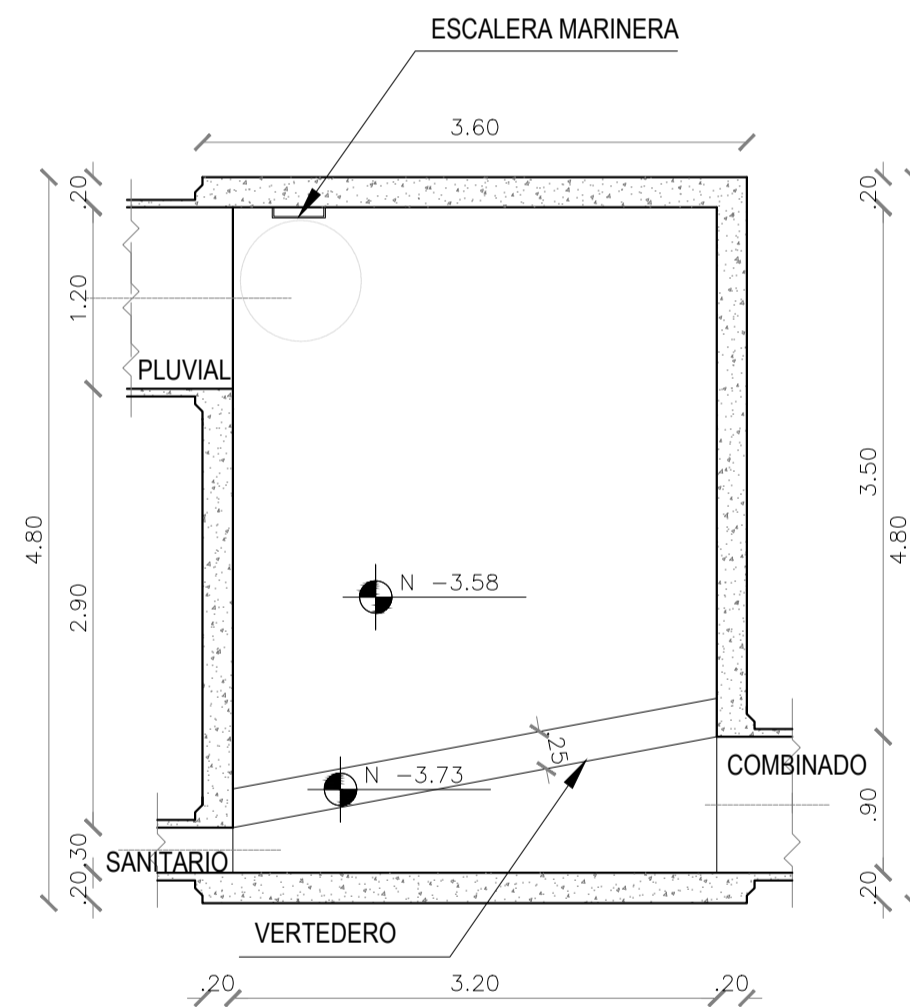
01 CORTE SEPARADOR DE CAUDAL 93
ESCALA: 1/50



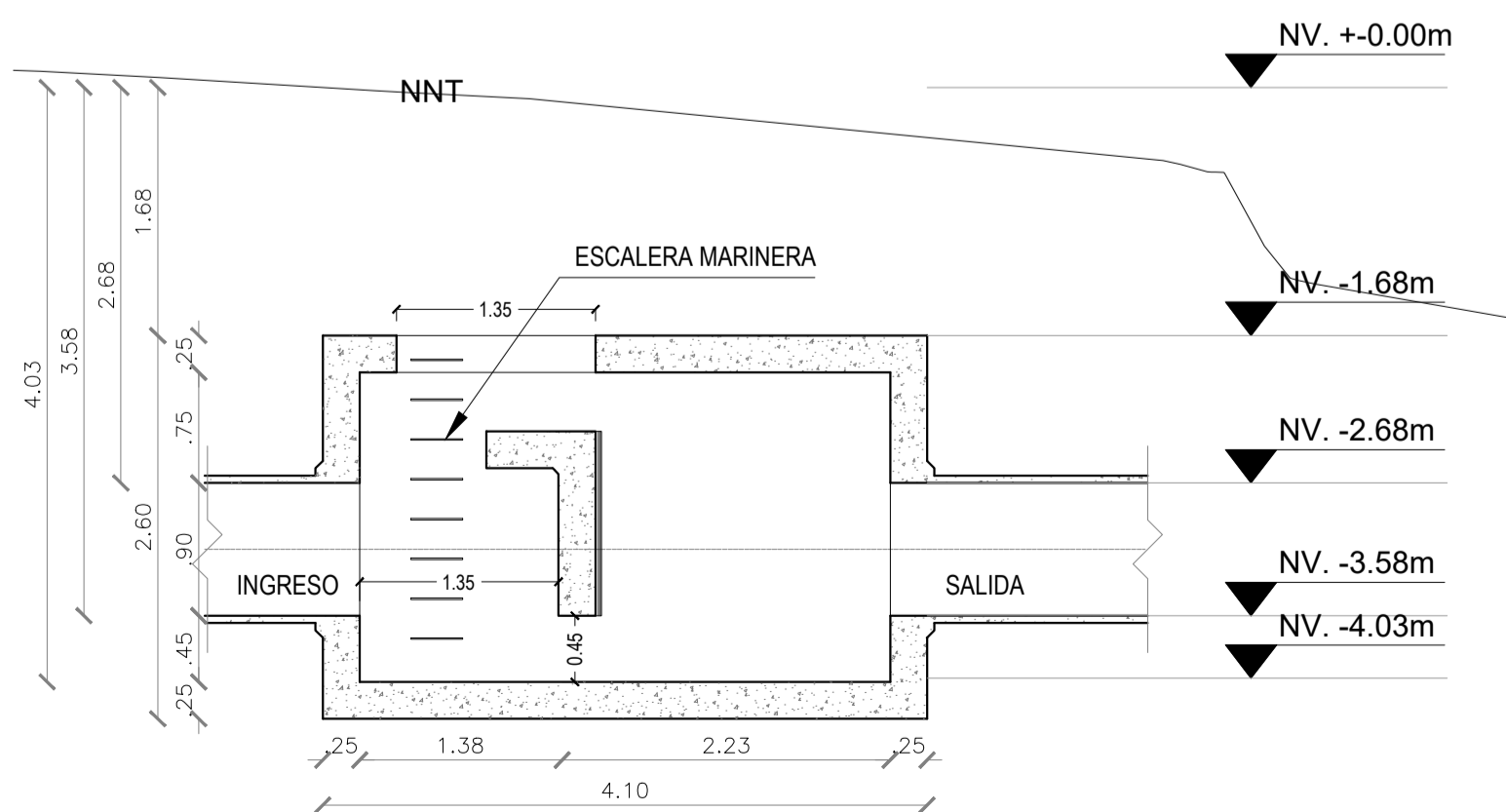
01 TUNEL DE DESCARGA
ESCALA: 1/50



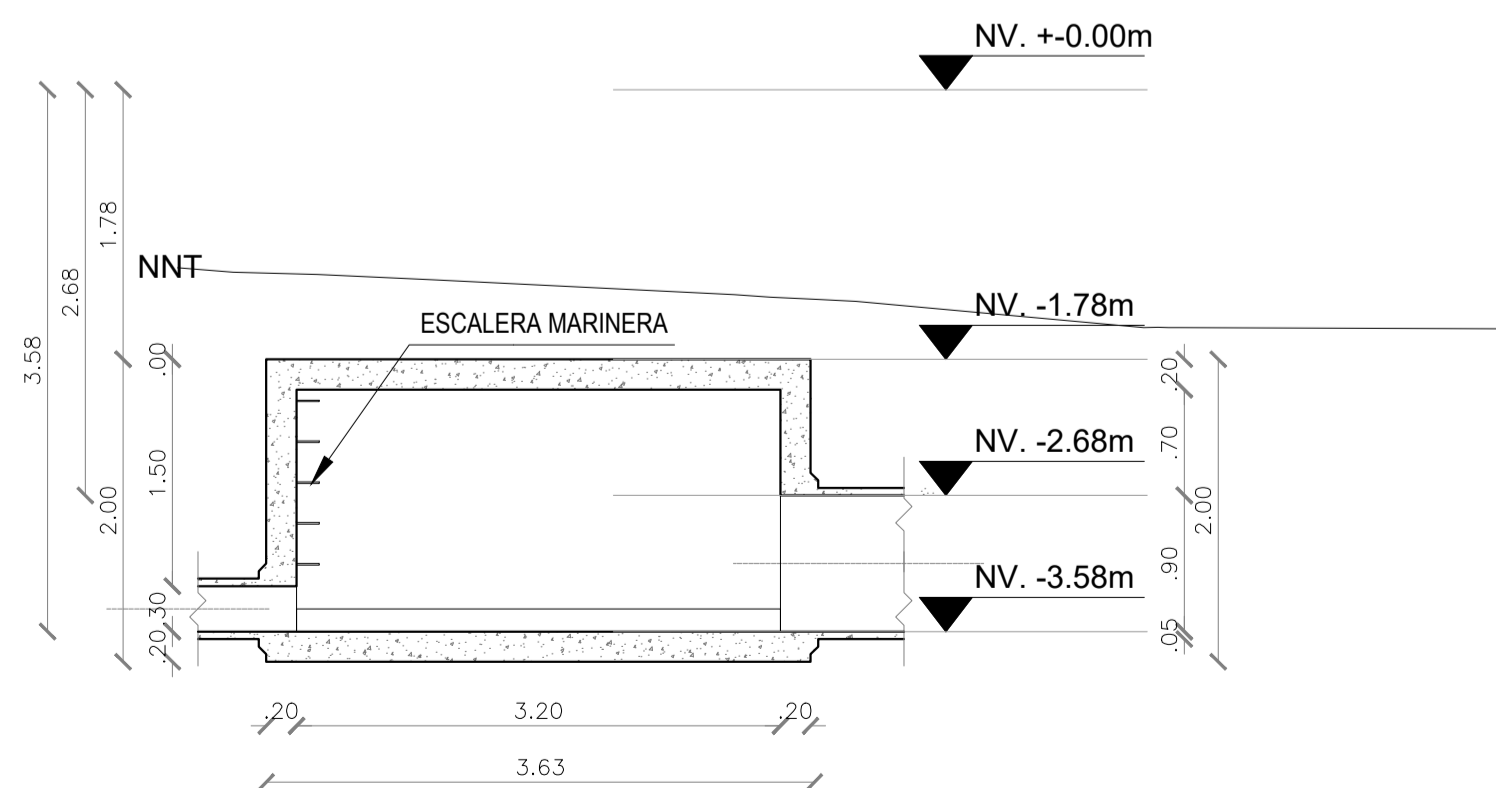
01 CÁMARA CON PANTALLA DE IMPACTO 91
ESCALA: 1/50



01 SEPARADOR DE CAUDAL 91
ESCALA: 1/50



01 CORTE CÁMARA CON PANTALLA DE IMPACTO 91
ESCALA: 1/50



01 CORTE SEPARADOR DE CAUDAL 91
ESCALA: 1/50

REGISTRO / DISEÑO	FECHA:
DISEÑO: Pablo Aguirre	Abr/2022
CONTRATO N.º:	
SUPERVISOR DEL DISEÑO: Marco Yáñez	ARCHIVO C.A.D. DETALLES CONSTRUCTIVOS POZO BANGALAHUA
ING. MARÍA EUGENIA MANCERO	ESCALA: INDICADAS
DIBUJO: POP	NÚMERO: 1 DE 1

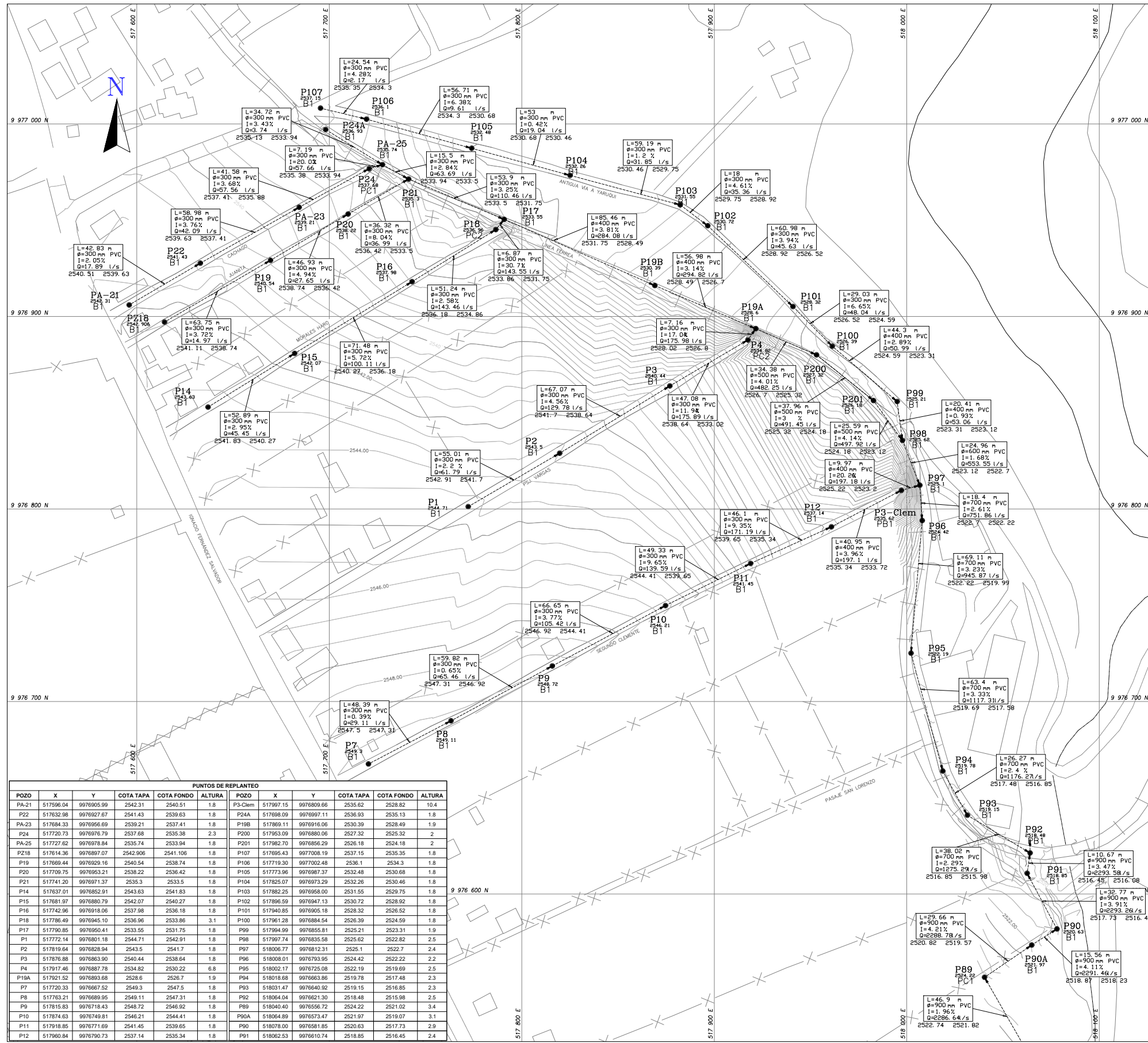
OBSERVACIONES

PROYECTO:	CONTENIDO:
DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO E INTERCEPTORES PARA LA QUEBRADA EL PROGRESO, SECTOR CHAUPIMOLINO, PARROQUIA PIFO	SEPARADORES - POZO CON PANTALLA DE IMPACTO TÚNEL DE DESCARGA

<p>NOTAS GENERALES:</p> <ul style="list-style-type: none"> 1) SE DEBE VERIFICAR LA CANTIDAD DE AGUA EN LOS PUNTOS DE MEDICIÓN Y REGULAR A LA ESCALA 2) SE DEBE VERIFICAR EL TIPO DE SUELO EN LOS PUNTOS DE MEDICIÓN Y REGULAR A LA ESCALA 3) SISTEMA DE RETENCIÓN ESPECIAL: RESC-DME 4) TODA MODIFICACIÓN DE UNIDAD CONTINUA DE REGISTROS DEBE SER FIRMADA POR EL RESPONSABLE 	<p>ING. VICTOR USHIRA (E) JEFE DE INGENIERIA DE PROYECTOS</p> <p>ING. MARIA EUGENIA MANCERO SUPERVISOR DE PROYECTO</p>
---	--

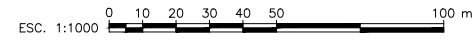
<p>EPMAPS AGUA DE QUITO</p>	<p>GERENCIA TÉCNICA DE INFRAESTRUCTURA INGENIERIA DE PROYECTOS DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE PROYECTOS</p>
---------------------------------	--

ESTE PLANO ES PROPIEDAD DE EPMAPS. CUALQUIER USO NO AUTORIZADO, ESPECIALMENTE PARA REPRODUCCIÓN, COPIA O USO EN OTROS PROYECTOS SIN EL CONSENTIMIENTO DE EPMAPS.



PUNTOS DE REPLANTEO											
POZO	X	Y	COTA TAPA	COTA FONDO	ALTURA	POZO	X	Y	COTA TAPA	COTA FONDO	ALTURA
PA-21	517596.04	9978095.99	2542.31	2540.51	1.8	P3-Clem	517997.15	9978809.66	2535.62	2528.82	10.4
P22	517632.98	9978927.67	2541.43	2539.63	1.8	P24A	517698.09	9978997.11	2536.93	2535.13	1.8
PA-23	517684.33	9978956.69	2539.21	2537.41	1.8	P19B	517889.11	9978916.06	2530.39	2528.49	1.9
P24	517720.73	9978976.79	2537.88	2535.38	2.3	P200	517953.09	9978880.06	2527.32	2525.32	2
PA-25	517727.62	9978978.84	2535.74	2533.94	1.8	P201	517982.70	9978856.29	2526.18	2524.18	2
PZ18	517614.36	9978897.07	2542.906	2541.106	1.8	P107	517695.43	9977008.19	2537.15	2535.35	1.8
P19	517669.44	9978929.16	2540.54	2538.74	1.8	P106	517719.30	9977002.48	2536.1	2534.3	1.8
P20	517709.75	9978953.21	2538.22	2536.42	1.8	P105	517773.96	9978987.37	2532.48	2530.68	1.8
P21	517741.20	9978971.37	2535.3	2533.5	1.8	P104	517825.07	9978973.29	2532.26	2530.46	1.8
P14	517637.01	9978852.91	2543.63	2541.83	1.8	P103	517882.25	9978968.00	2531.55	2529.75	1.8
P15	517681.97	9978880.79	2542.07	2540.27	1.8	P102	517896.59	9978947.13	2530.72	2528.92	1.8
P16	517742.96	9978918.06	2537.98	2536.18	1.8	P101	517940.85	9978905.18	2528.32	2526.52	1.8
P18	517786.49	9978945.10	2536.96	2535.16	1.8	P100	517961.28	9978884.54	2526.39	2524.59	1.8
P17	517790.85	9978950.41	2533.55	2531.75	1.8	P99	517994.99	9978855.81	2525.21	2523.41	1.9
P1	517772.14	9978801.18	2544.71	2542.91	1.8	P98	517997.74	9978835.58	2525.62	2523.82	2.5
P2	517819.64	9978828.94	2543.5	2541.7	1.8	P97	518006.77	9978812.31	2525.1	2523.3	2.4
P3	517876.88	9978863.90	2540.44	2538.64	1.8	P96	518008.01	9978793.95	2524.42	2522.62	2.2
P4	517917.46	9978887.78	2534.82	2533.02	1.8	P95	518002.17	9978725.08	2522.19	2520.39	2.5
P19A	517921.52	9978893.68	2528.6	2526.7	1.9	P94	518018.68	9978663.86	2519.78	2517.98	2.3
P7	517720.33	9978667.52	2549.3	2547.5	1.8	P93	518031.47	9978640.92	2519.15	2517.35	2.3
P8	517763.21	9978689.95	2549.11	2547.31	1.8	P92	518064.04	9978621.30	2518.48	2516.68	2.5
P9	517815.83	9978718.43	2548.72	2546.92	1.8	P89	518040.40	9978556.72	2524.22	2522.42	3.4
P10	517874.63	9978749.81	2546.21	2544.41	1.8	P90A	518064.89	9978573.47	2521.97	2520.17	3.1
P11	517918.85	9978771.69	2541.45	2539.65	1.8	P90	518078.00	9978581.85	2520.63	2518.83	2.9
P12	517960.84	9978790.73	2537.14	2535.34	1.8	P91	518062.53	9978610.74	2518.85	2517.05	2.4

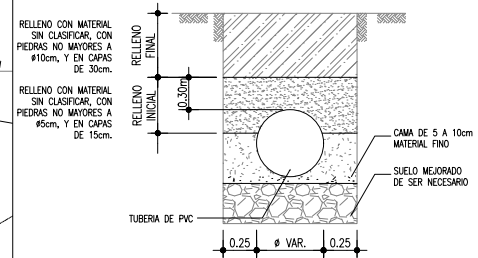
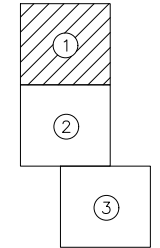
PLANTA GENERAL ALCANTARILLADO



ESCALA 1:1000

SIMBOLOGIA	
	RED DISEÑADA
	RED EXISTENTE
	POZO DISEÑADO
	POZO EXISTENTE
	POZO CABECERA
	NUMERO DE POZO COTA TERRENO DE POZO TIPO DE POZO
	CAJA DOMICILIARIA
	SUMIDERO DISEÑADO
	SUMIDERO EXISTENTE

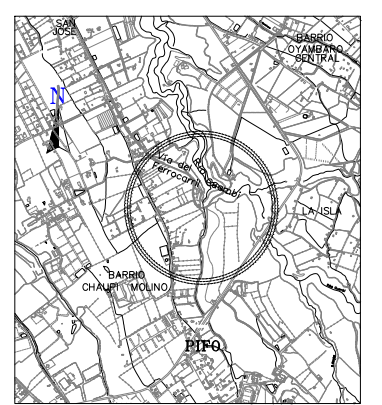
INDICE DE PLANOS



DE SER NECESARIO FISCIALIZACION AUTORIZARA LA EXCAVACION CON TALUD (LA INCLINACION Y APUNTALAMIENTO DE ZANJA, DEBE DEFINIRSE EN EL CAMPO DEPENDIENDO DE LAS CONDICIONES Y TIPO DE SUELO)

SECCION TRANSVERSAL TIPO TUBO PVC
ESCALA: 1/25

ESPECIFICACION: 03.004 SUM/INST TUBERIA PLASTICA UE ALCANTARILLADO TUBOS PVC RIGIDO NTE INEN 2059:2010 CUARTA REVISION
LOS TUBOS DE PVC DEBEN CUMPLIR CON LA RIGIDEZ ANULAR MINIMA DE 1 KN/m2 (METODO DE ENSAYO ISO 9989, DE LA NORMA NTE INEN 2059:2010) CORRESPONDIENTE A LA DENOMINACION POR LA SERIE TUBO 3. EL TIPO DE UNION ENTRE TUBOS O ENTRE TUBOS O ACCESORIOS DEBE SER POR MEDIO DE ELASTOMEROS.



UBICACION DEL PROYECTO

ESCALA 1:25000

REGISTRO / DISEÑO	FECHA:	CONTRATO N.º
DISEÑO:	ABR/2022	
OBSERVACIONES	Paldo Ayupungua	ARCHIVO C.A.B.
	Marco Valdivia	CONTRATO N.º 0044
		SUPERVISOR DEL DISEÑO:
		Ing. María Eugenia Manzano
		ESCALA:
		INDICACIONES:
		NUMERO:
		MCC:
		1 DE 3

PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO E INTERCEPTORES PARA LA QUEBRADA EL PROGRESO, SECTOR CHUPIMOLINO, PARROQUIA PIFO

CONTENIDO: PLANIMETRIA GENERAL IMPLANTACION Y DATOS HIDRAULICOS

NOTAS GENERALES:
1. SE DEBE MANTENER LA CANTIDAD DE TUBERIA EN LOS PLANOS.
2. EN CASO DE CAMBIOS EN LAS MEDIDAS DEBEN SER REVISADOS LOS PLANOS.
3. SE DEBE MANTENER LA CANTIDAD DE TUBERIA EN LOS PLANOS.
4. SE DEBE MANTENER LA CANTIDAD DE TUBERIA EN LOS PLANOS.

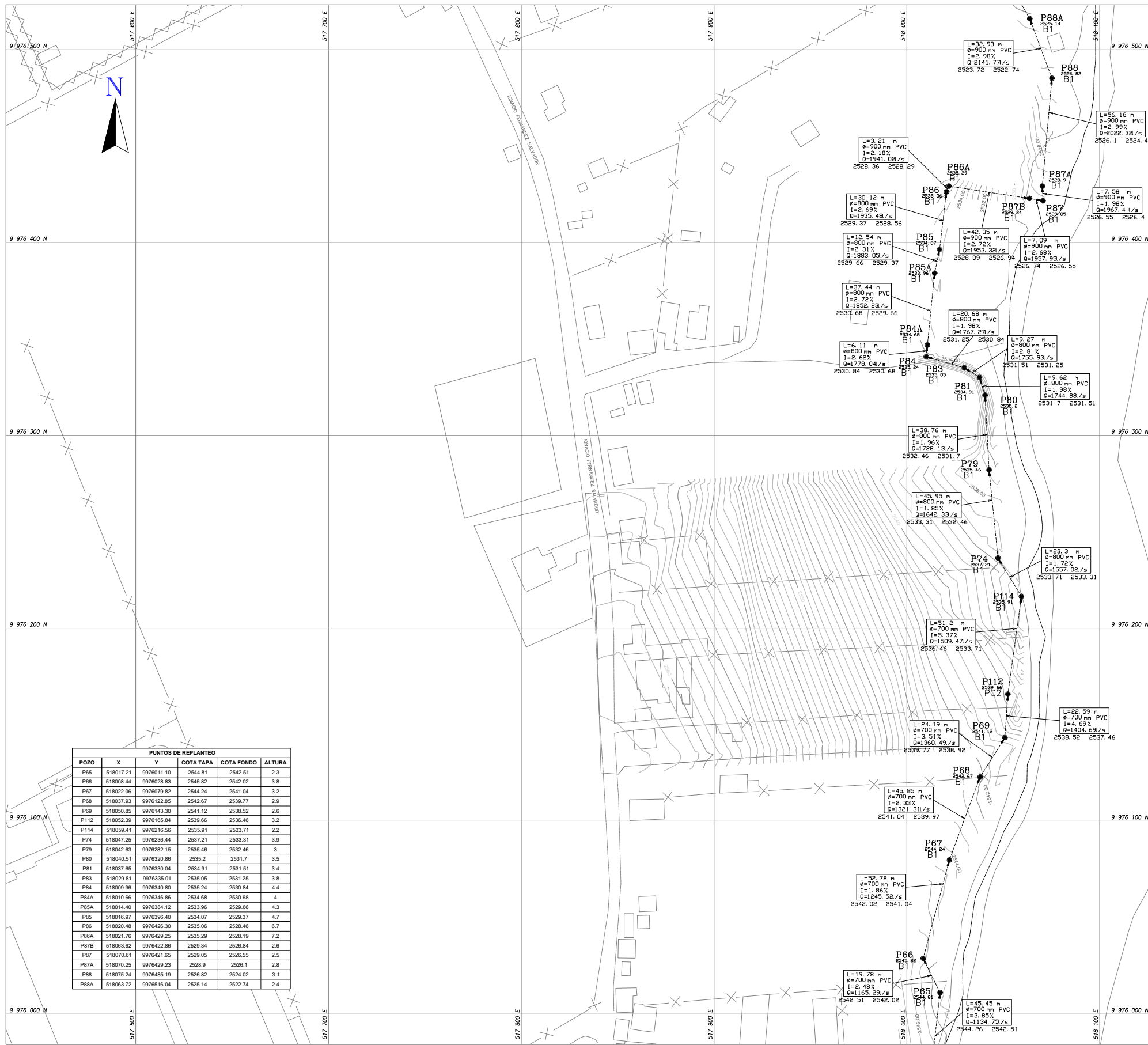
ING. MARIA EUGENIA MANZANO
SUPERVISOR DEL DISEÑO

ING. VICENTE LOPEZ (C)
JEFE DE TUBERIA Y PRODUCTOS
REVISADO

ING. MARIA EUGENIA MANZANO
SUPERVISOR DEL DISEÑO

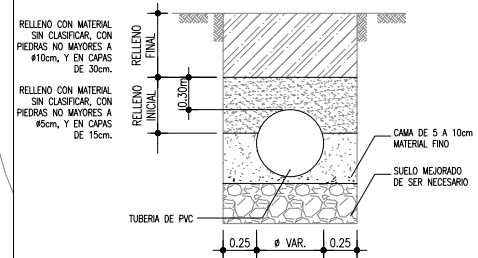
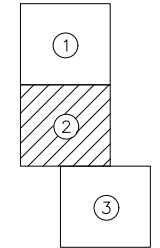
EPMAPS
AGUA DE QUITO

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE PROYECTOS



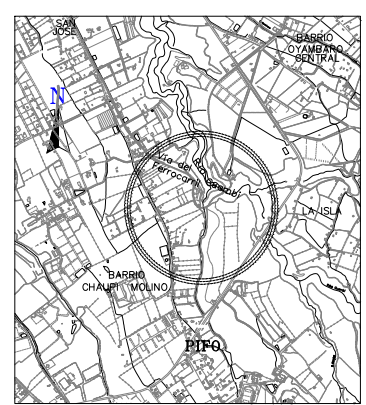
SIMBOLOGIA	
	RED DISEÑADA
	RED EXISTENTE
	POZO DISEÑADO
	POZO EXISTENTE
	POZO CABECERA
	NUMERO DE POZO COTA TERRENO DE POZO
	TIPO DE POZO
	CAJA DOMICILIARIA
	SUMIDERO DISEÑADO
	SUMIDERO EXISTENTE

INDICE DE PLANOS



SECCION TRANSVERSAL TIPO TUBO PVC
ESCALA: 1/25

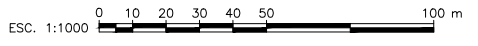
ESPECIFICACIONES: 03.004 SUM/INST TUBERIA PLASTICA UE ALCANTARILLADO
TUBOS PVC RIGIDO
NTE INEN 2059:2010 CUARTA REVISION
LOS TUBOS DE PVC DEBEN CUMPLIR CON LA RIGIDEZ ANULAR MINIMA DE 1 KN/m2 (METODO DE ENSAYO ISO 9989, DE LA NORMA NTE INEN 2059:2010) CORRESPONDIENTE A LA DENOMINACION POR LA SERIE TUBO 3. EL TIPO DE UNION ENTRE TUBOS O ENTRE TUBOS O ACCESORIOS DEBE SER POR MEDIO DE ELASTOMEROS.



UBICACION DEL PROYECTO
ESCALA 1:25000

PUNTOS DE REPLANTEO					
POZO	X	Y	COTA TAPA	COTA FONDO	ALTURA
P65	518017.21	997611.10	2544.81	2542.51	2.3
P66	518028.44	997628.83	2545.82	2542.02	3.8
P67	518022.06	997679.82	2544.24	2541.04	3.2
P68	518037.93	9976122.85	2542.67	2539.77	2.9
P69	518050.85	9976143.30	2541.12	2538.52	2.6
P112	518052.39	9976165.84	2539.66	2536.46	3.2
P114	518059.41	9976216.56	2535.91	2533.71	2.2
P74	518047.25	9976236.44	2537.21	2533.31	3.9
P79	518042.63	9976282.15	2535.46	2532.46	3
P80	518040.51	9976320.86	2535.2	2531.7	3.5
P81	518037.65	9976330.04	2534.91	2531.51	3.4
P83	518029.81	9976335.01	2535.05	2531.25	3.8
P84	518009.96	9976340.80	2535.24	2530.84	4.4
P84A	518010.66	9976346.86	2534.68	2530.68	4
P85A	518014.40	9976384.12	2533.96	2529.66	4.3
P85	518016.97	9976396.40	2534.07	2529.37	4.7
P86	518020.48	9976426.30	2535.06	2528.46	6.7
P86A	518021.76	9976429.25	2535.29	2528.19	7.2
P87B	518063.62	9976422.86	2529.34	2526.84	2.6
P87	518070.61	9976421.65	2529.05	2526.55	2.5
P87A	518070.25	9976429.23	2528.9	2526.1	2.8
P88	518075.24	9976485.19	2526.82	2524.02	3.1
P88A	518063.72	9976516.04	2525.14	2522.74	2.4

PLANTA GENERAL ALCANTARILLADO
ESCALA 1:1000



REGISTRO / DISEÑO	FECHA:	CONTRATO N.º:
DISEÑO:	ABR/2022	
OBSERVACIONES	PAIS: Argentina	ARCHIVO C.A.B:
	Marco Valdivia	CON-160-21-0049
	SUPERVISOR DEL DISEÑO:	INDICACIONES:
		Ing. María Eugenia Manzano
	URBANO:	NUMERO:
		MCC
		2 DE 3

PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO E INTERCEPTORES PARA LA QUEBRADA EL PROGRESO, SECTOR CHAUPIMOLINO, PARROQUIA PIFO

CONTENIDO: PLANIMETRIA GENERAL IMPLANTACION Y DATOS HIDRAULICOS

NOTAS GENERALES:
1. SE DEBE MANTENER LA DISTANCIA ENTRE LOS POZOS Y LAS CAJAS DOMICILIARIAS.
2. SE DEBE MANTENER LA DISTANCIA ENTRE LOS POZOS Y LAS CAJAS DOMICILIARIAS.
3. SE DEBE MANTENER LA DISTANCIA ENTRE LOS POZOS Y LAS CAJAS DOMICILIARIAS.
4. SE DEBE MANTENER LA DISTANCIA ENTRE LOS POZOS Y LAS CAJAS DOMICILIARIAS.

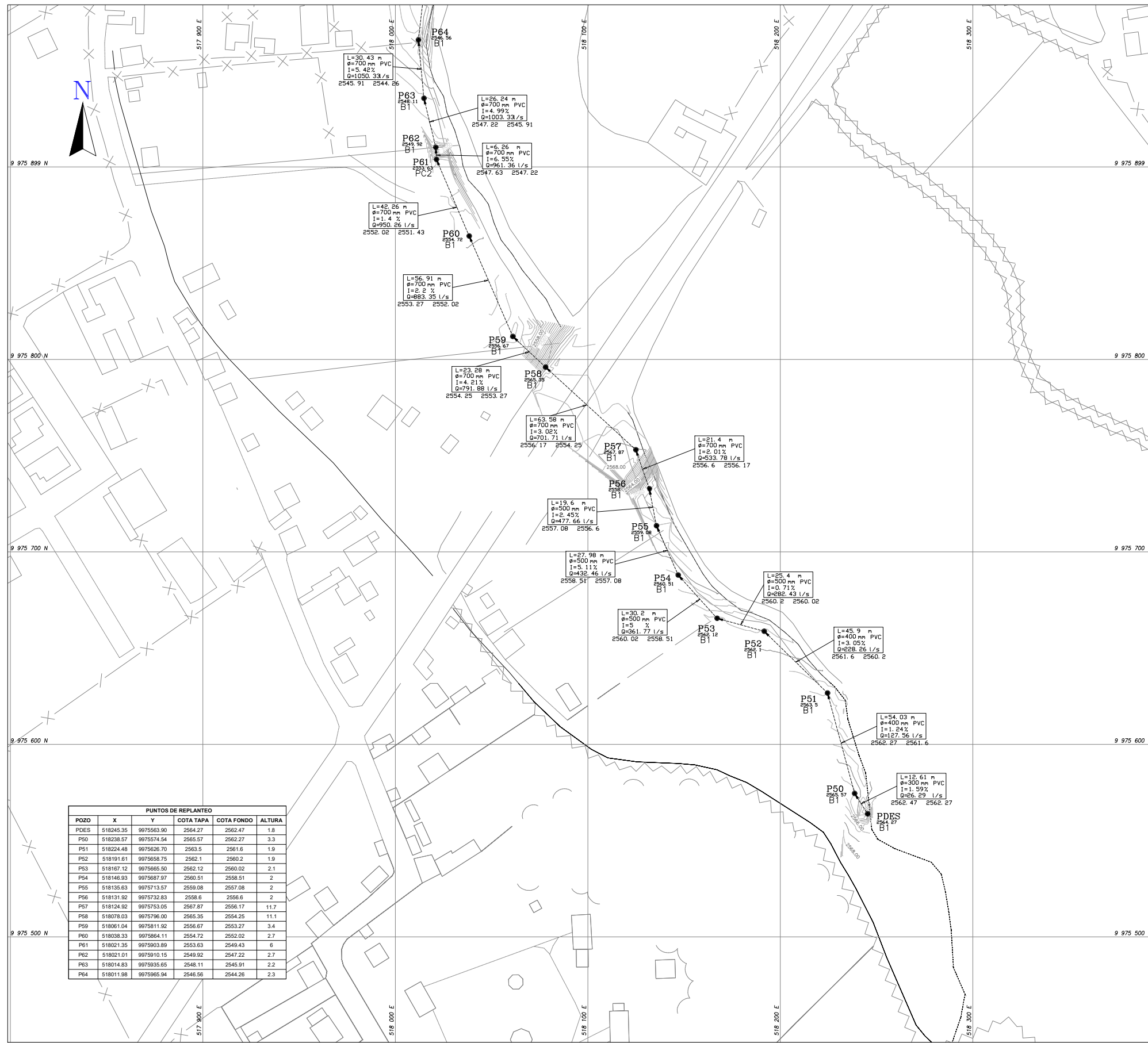
ING. VICTOR URBINA (C)
JEFE DE PROYECTOS DE PRODUCTOS

ING. MARIA EUGENIA MANZANO
SUPERVISOR DE PRODUCTOS

ING. MARIA EUGENIA MANZANO
SUPERVISOR DE PRODUCTOS

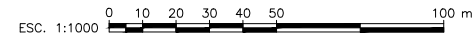
EPMAPS AGUA DE QUITO

GERENCIA TECNICA DE INFRAESTRUCTURA INGENIERIA DE PROYECTOS DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE PROYECTOS



PUNTOS DE REPLANTEO					
POZO	X	Y	COTA TAPA	COTA FONDO	ALTURA
PDES	518245.35	9975663.90	2594.27	2592.47	1.8
P50	518238.57	997574.54	2595.57	2592.27	3.3
P51	518224.48	9975626.70	2593.5	2591.6	1.9
P52	518191.61	9975658.75	2592.1	2590.2	1.9
P53	518167.12	9975665.50	2592.12	2590.02	2.1
P54	518146.93	9975687.97	2590.51	2588.51	2
P55	518135.63	9975713.57	2589.08	2587.08	2
P56	518131.92	9975732.83	2589.6	2586.6	2
P57	518124.92	9975753.05	2587.87	2586.17	11.7
P58	518078.03	9975796.00	2595.35	2584.25	11.1
P59	518061.04	9975811.92	2596.67	2583.27	3.4
P60	518038.33	9975864.11	2584.72	2582.02	2.7
P61	518021.35	9975903.89	2583.63	2549.43	6
P62	518021.01	9975910.15	2549.92	2547.22	2.7
P63	518014.83	9975935.65	2548.11	2545.91	2.2
P64	518011.98	9975965.94	2546.56	2544.26	2.3

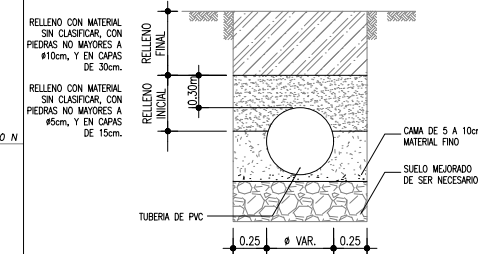
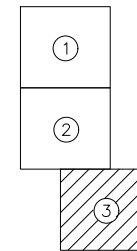
PLANTA GENERAL ALCANTARILLADO



ESCALA 1:1000

SIMBOLOGIA	
	RED DISEÑADA
	RED EXISTENTE
	POZO DISEÑADO
	POZO EXISTENTE
	POZO CABECERA
	NUMERO DE POZO COTA TERRENO DE POZO TIPO DE POZO
	CAJA DOMICILIARIA
	SUMIDERO DISEÑADO
	SUMIDERO EXISTENTE

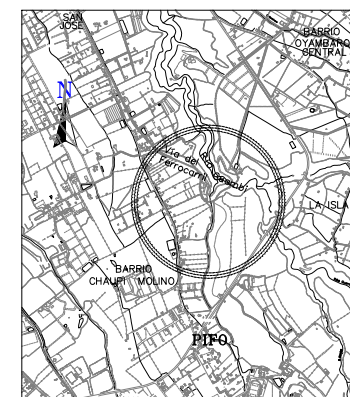
INDICE DE PLANOS



SECCION TRANSVERSAL TIPO TUBO PVC

ESCALA: 1/25

ESPECIFICACION: 03.004 SUM/INST TUBERIA PLASTICA UE ALCANTARILLADO
TUBOS PVC RIGIDO
NTE INEN 2059:2010 CUARTA REVISION
LOS TUBOS DE PVC DEBEN CUMPLIR CON LA RIGIDEZ ANULAR MINIMA DE 1 KN/m² (METODO DE ENSAYO ISO 9989, DE LA NORMA NTE INEN 2059:2010) CORRESPONDIENTE A LA DENOMINACION POR LA SERIE TUBO 3. EL TIPO DE UNION ENTRE TUBOS O ENTRE TUBOS O ACCESORIOS DEBE SER POR MEDIO DE ELASTOMEROS.



UBICACION DEL PROYECTO

ESCALA 1:25000

REGISTRO / DISEÑO	FECHA:	CONTRATO N.º:
DISEÑO:	08/08/2022	
OBSERVACIONES	DISEÑADO POR:	ARCHIVO C.A.B:
	Pablo Ayuga	000-00-00000
	SUPERVISOR DEL DISEÑO:	ESCALA:
	Marcos Valenzuela	
	ING. MARIA ESPERANZA MANCERO	INDICACIONES:
	DIBUJADO:	NUMERO:
	MCC	3 DE 3

PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO E INTERCEPTORES PARA LA QUEBRADA EL PROGRESO, SECTOR CHAUPIMOLINO, PARROQUIA PISO

CONTENIDO: PLANIMETRIA GENERAL IMPLANTACION Y DATOS HIDRAULICOS

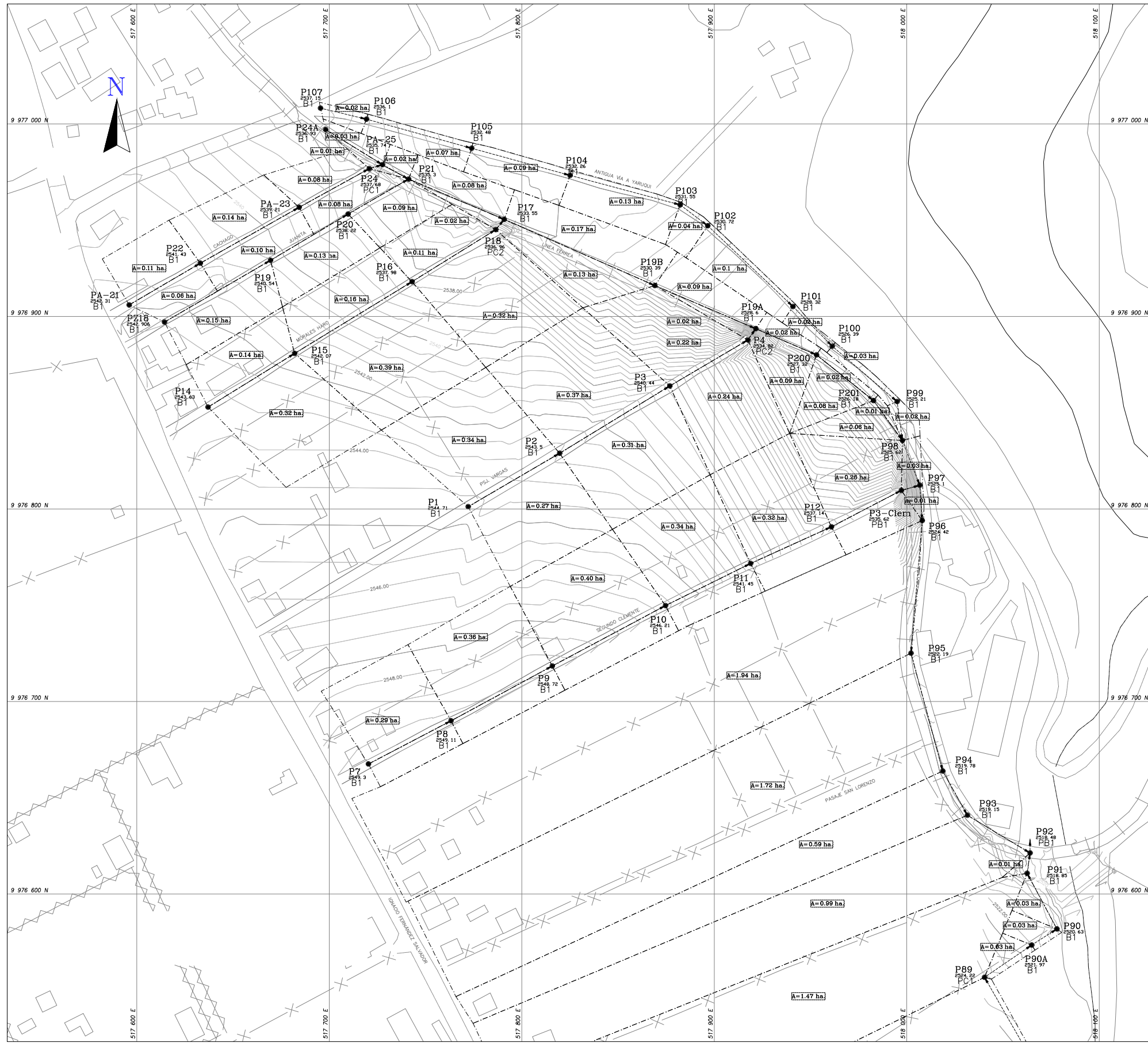
NOTAS GENERALES:
1. SE DEBE MANTENER LA COTA DE LOS PUNTOS DE REPLANTEO EN TODOS LOS ESTADOS.
2. SE DEBE MANTENER LA COTA DE LOS PUNTOS DE REPLANTEO EN TODOS LOS ESTADOS.
3. SE DEBE MANTENER LA COTA DE LOS PUNTOS DE REPLANTEO EN TODOS LOS ESTADOS.

ING. VICTOR UGARRA (C) JEFE DE PROYECTOS DE INFRAESTRUCTURA DE AGUA DE PIPQ

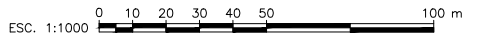
ING. MARIA ESPERANZA MANCERO (C) SUPERVISOR DEL DISEÑO

EPMAPS AGUA DE QUITO

GERENCIA TÉCNICA DE INFRAESTRUCTURA DE AGUA DE PIPQ DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE PROYECTOS

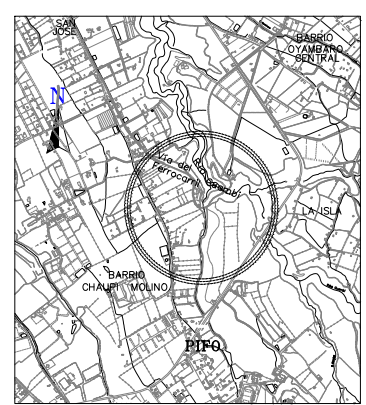
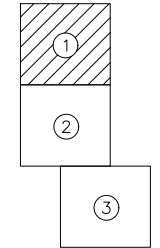


PLANTA GENERAL ALCANTARILLADO
 ESCALA 1:1000



SIMBOLOGIA	
	RED DISEÑADA
	RED EXISTENTE
	POZO DISEÑADO
	POZO EXISTENTE
	POZO CABECERA
	NUMERO DE POZO COTA TERRENO DE POZO TIPO DE POZO
	LIMITE AREA DE APORTACION
	AREA DE APORTACION

INDICE DE PLANOS



UBICACIÓN DEL PROYECTO
 ESCALA 1:25000

OBSERVACIONES	REGISTRO / DISEÑO	FECHA:	1 DE 3
	DISEÑO:	CONTRATO N.º:	
PROYECTO:	DISEÑADO POR:	ARCHIVO C.A.B:	
	DISEÑO DE:		INDICACIONES:
	SUPERVISOR DEL DISEÑO:		ESCALA:
	ING. MARIA ESPERANZA MANCERO		NUMERO:
CONTENIDO:	DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO		
	E INTERCEPTORES PARA LA QUEBRADA EL PROGRESO, SECTOR CHAUPIMOLINO, PARROQUIA PIFO		
NOTAS GENERALES:	PLANIMETRIA GENERAL		
	ÁREAS DE APORTE		
	1. SE DEBE VERIFICAR LA COTA DE LOS POZOS EXISTENTES Y LA COTA DE LOS POZOS DISEÑADOS.		
	2. SE DEBE VERIFICAR LA COTA DE LOS POZOS EXISTENTES Y LA COTA DE LOS POZOS DISEÑADOS.		

EPMAPS
 AGUA DE QUITO

GERENCIA TÉCNICA DE INFRAESTRUCTURA
 INGENIERIA DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE PROYECTOS

ING. VICTOR UGARRA (C)
 JEFE DE PROYECTOS DE INTERCEPTORES

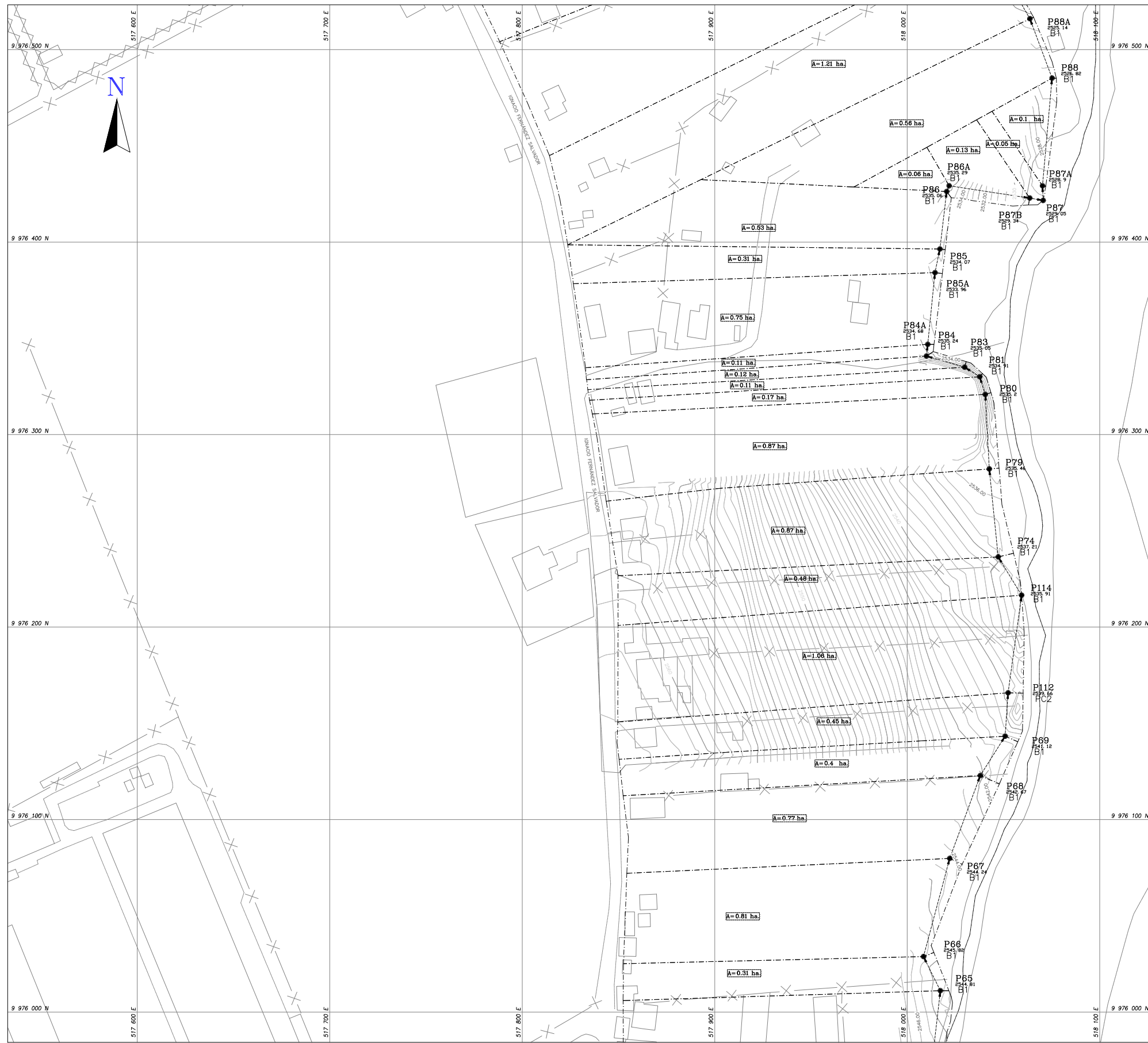
ING. MARIA ESPERANZA MANCERO
 SUPERVISORA
 REVISÓ

ING. JUAN CARLOS VILLALBA
 SUPERVISOR

ING. JUAN CARLOS VILLALBA
 SUPERVISOR

ING. JUAN CARLOS VILLALBA
 SUPERVISOR

ING. JUAN CARLOS VILLALBA
 SUPERVISOR



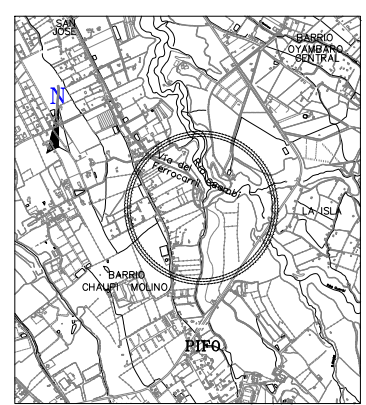
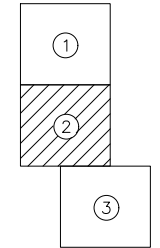
PLANTA GENERAL ALCANTARILLADO

ESC. 1:1000

ESCALA 1:1000

SIMBOLOGIA	
	RED DISEÑADA
	RED EXISTENTE
	POZO DISEÑADO
	POZO EXISTENTE
	POZO CABECERA
	NUMERO DE POZO COTA TERRENO DE POZO TIPO DE POZO
	LIMITE AREA DE APORTACION
	AREA DE APORTACION

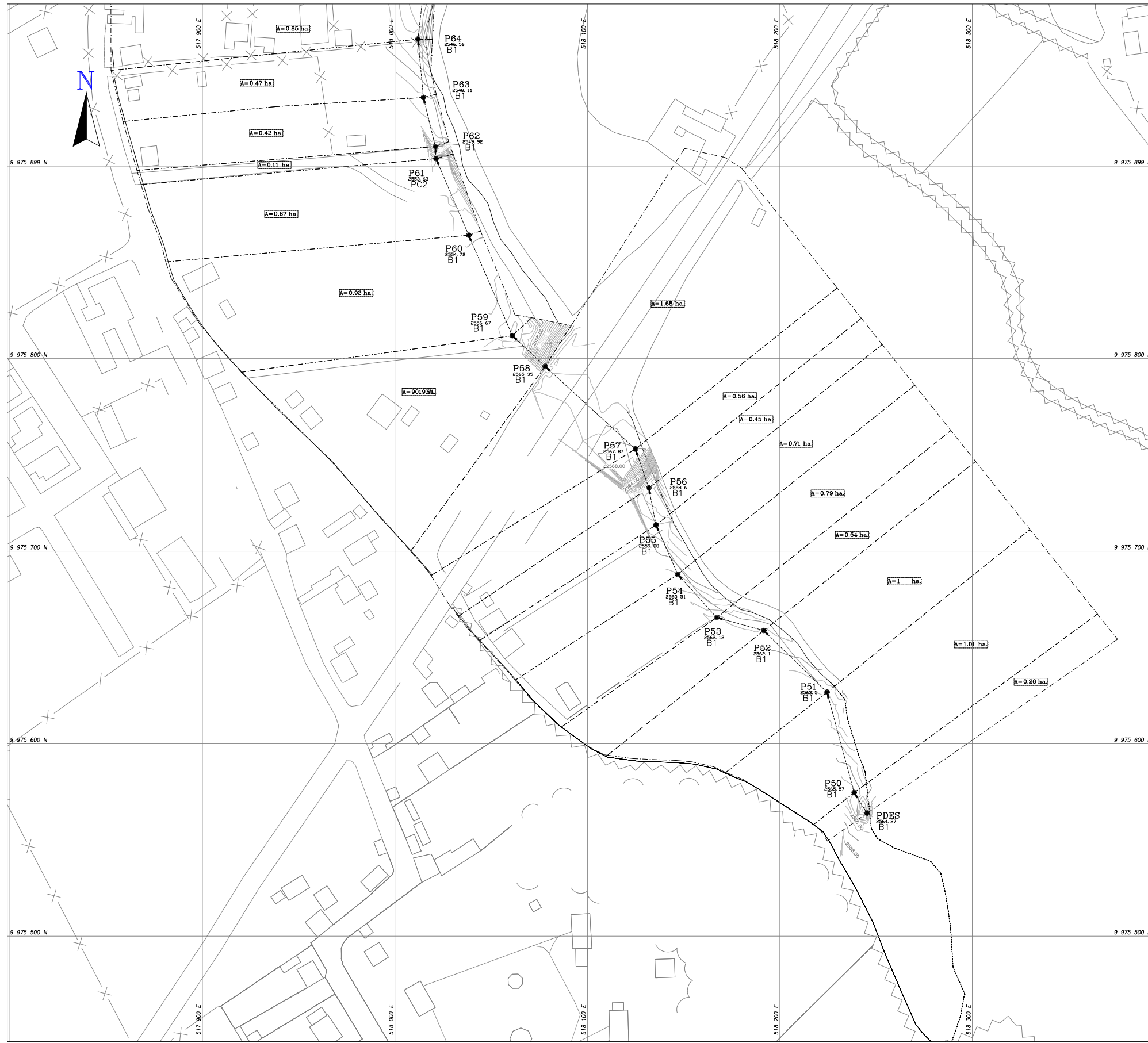
INDICE DE PLANOS



UBICACIÓN DEL PROYECTO

ESCALA 1:25000

OBSERVACIONES	REGISTRO / DISEÑO	FECHA:	2020
	DISEÑO:	CONTRATO N.º:	
PROYECTO:	Palto Ayapungu	ARCHIVO C.A.B.	000-40-01-0044
	Marco Yañez	SUPERVISOR DEL DISEÑO:	
	Ing. María Eugenia Marcano	ESCALA:	
	ING. MARIO ESPINOSA	REVISOR:	
CONTENIDO:	PLANIMETRIA GENERAL	NUMERO:	2 DE 3
	AREAS DE APORTE	MCC:	
<p>NOTAS GENERALES:</p> <p>1. SE DEBE MANTENER LA COTA DE LOS TERRENOS EN LOS DISEÑOS.</p> <p>2. SE DEBE MANTENER LA COTA DE LOS TERRENOS EN LOS DISEÑOS.</p> <p>3. SE DEBE MANTENER LA COTA DE LOS TERRENOS EN LOS DISEÑOS.</p> <p>4. SE DEBE MANTENER LA COTA DE LOS TERRENOS EN LOS DISEÑOS.</p>			
<p>GERENCIA TÉCNICA DE INFRAESTRUCTURA</p> <p>INGENIERIA DE PROYECTOS</p> <p>DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE PROYECTOS</p> <p>AGUA DE QUITO</p>			



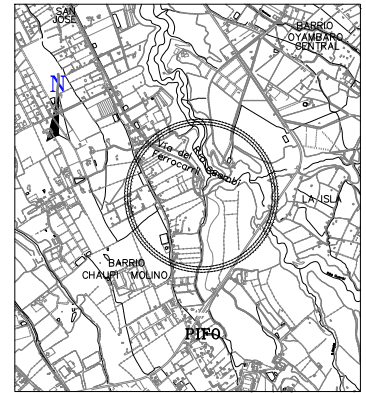
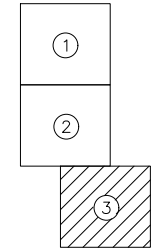
PLANTA GENERAL ALCANTARILLADO

ESC. 1:1000

ESCALA 1:1000

SIMBOLOGIA	
	RED DISEÑADA
	RED EXISTENTE
	POZO DISEÑADO
	POZO EXISTENTE
	POZO CABECERA
	NUMERO DE POZO COTA TERRENO DE POZO TIPO DE POZO
	LIMITE AREA DE APORTACION
	AREA DE APORTACION

INDICE DE PLANOS



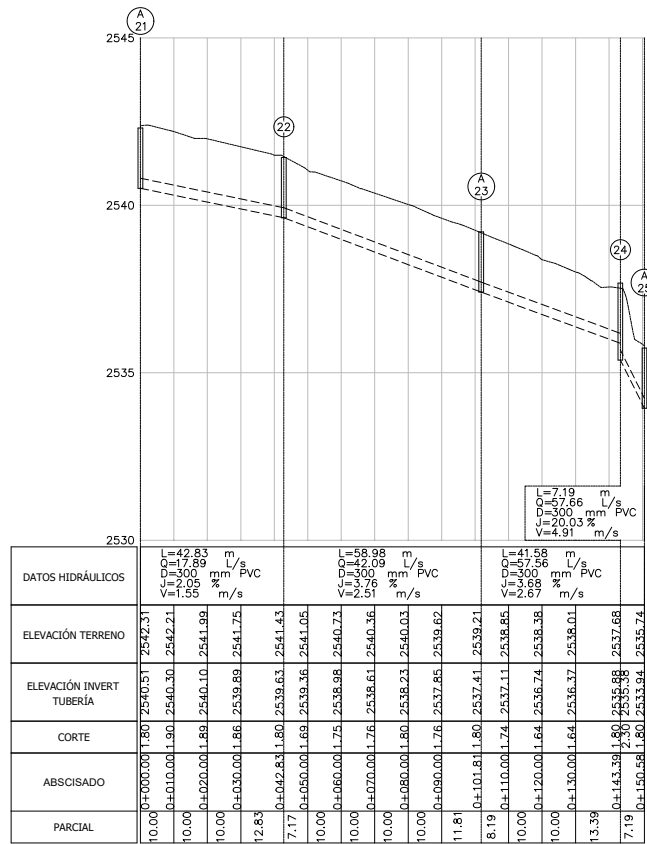
UBICACIÓN DEL PROYECTO

ESCALA 1:25000

OBSERVACIONES	REGISTRO / DISEÑO	FECHA:	JUN / 2022 CONTRATO N.º: Archivo C.A.R. 029-mp-24-0444 ESCALA: INGENIERO: Ing. María Eugenia Marcano DIBUJÓ: MIC
	PROYECTO:	DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO E INTERCEPTORES PARA LA QUEBRADA EL PROGRESO, SECTOR CHUPIMOLINO, PARROQUIA PIFO	
CONTENIDO:	PLANIMETRIA GENERAL AREAS DE APORTE		NOTAS GENERALES: 1) SE HA REALIZADO EL DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO EN BASE A LAS COTAS DE TERRENO Y A LA COTA DE LA QUEBRADA EL PROGRESO. 2) SE HA REALIZADO EL DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO EN BASE A LAS COTAS DE TERRENO Y A LA COTA DE LA QUEBRADA EL PROGRESO. 3) SE HA REALIZADO EL DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO EN BASE A LAS COTAS DE TERRENO Y A LA COTA DE LA QUEBRADA EL PROGRESO. 4) SE HA REALIZADO EL DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO EN BASE A LAS COTAS DE TERRENO Y A LA COTA DE LA QUEBRADA EL PROGRESO.
GERENCIA TÉCNICA DE INFRAESTRUCTURA INGENIERIA DE PROYECTOS DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE PROYECTOS		INC. MANU. URBANA MANCERO SUPERVISOR REVISÓ	
INC. VICTOR URBANA (C) JEFE DE PROYECTOS DISEÑÓ		INC. VICTOR URBANA (C) JEFE DE PROYECTOS REVISÓ	

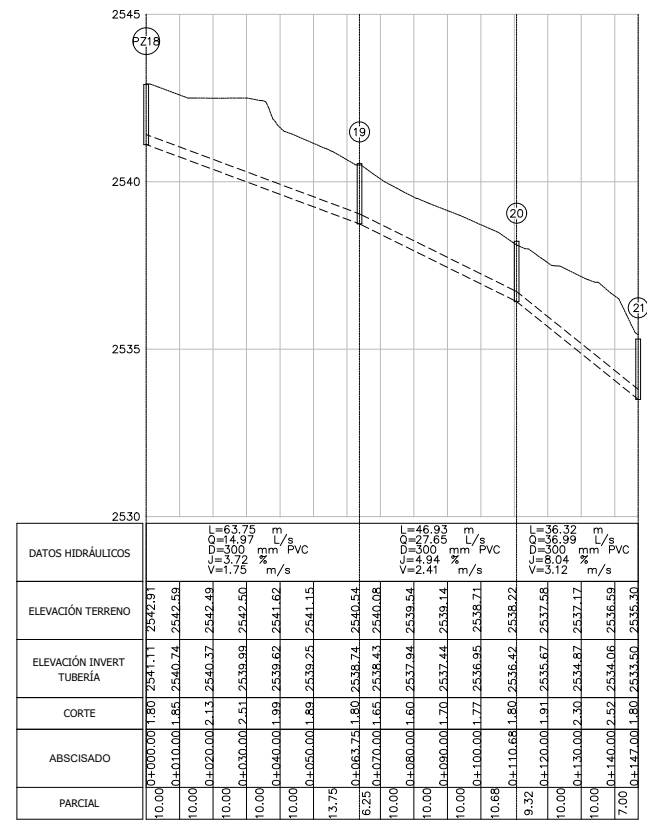


Este plano es propiedad de EPMAPS. Toda reproducción, parcial o total, sin autorización expresa de la empresa.



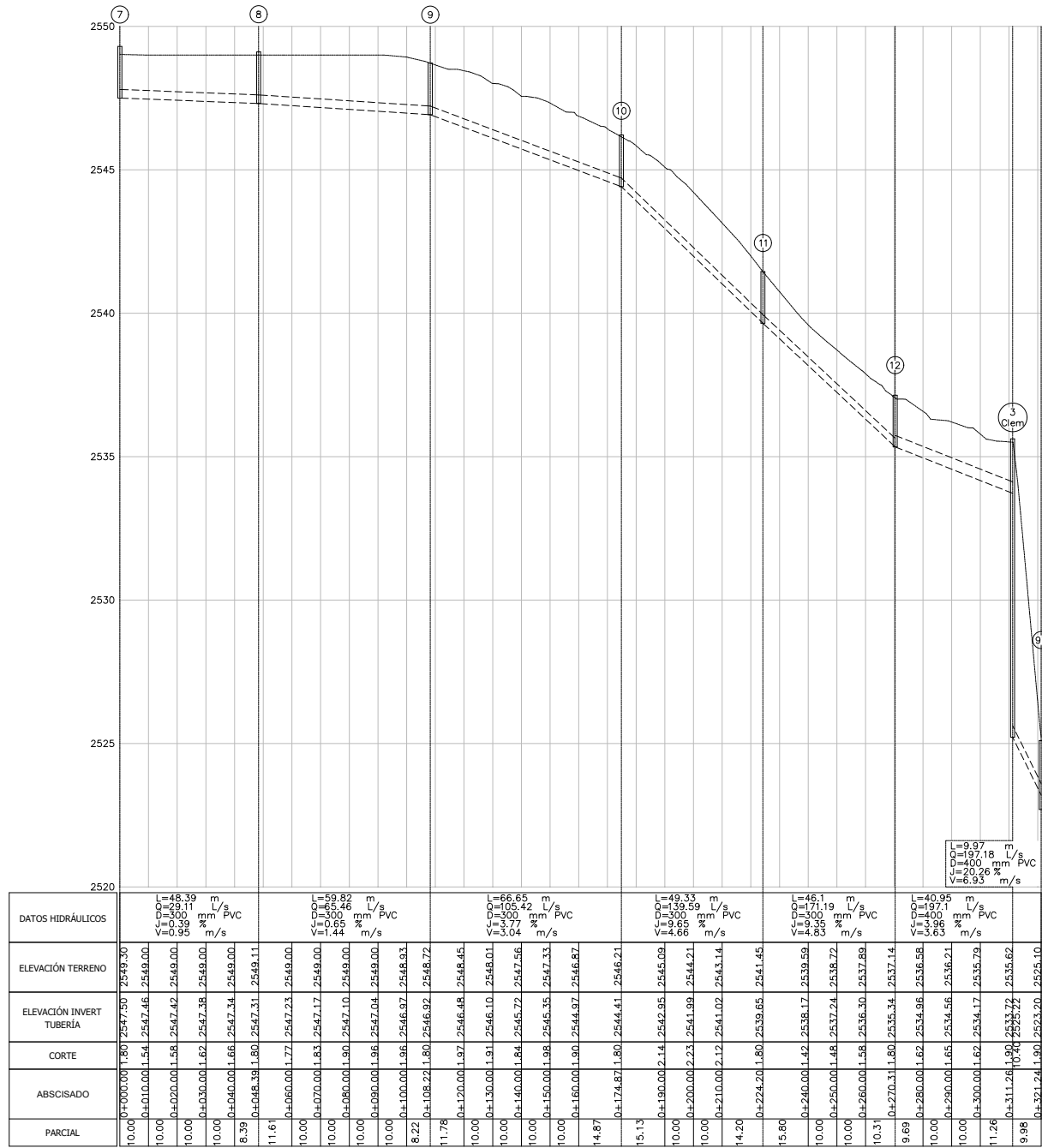
PERFIL CACHAGO
P A-21 A P A25

ESCALA X 1:1000
ESCALA Y 1:10000



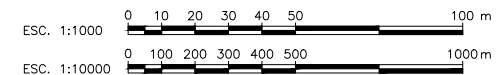
PERFIL JUANITA
P 18 A P 21

ESCALA X 1:1000
ESCALA Y 1:10000



PERFIL SEGUNDO
CLEMENTE
P 7 A P 97

ESCALA X 1:1000
ESCALA Y 1:10000



EPMAPS
AGUA DE QUITO

GERENCIA TÉCNICA DE INFRAESTRUCTURA
INGENIERIA DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE PROYECTOS

ING. VICTOR URBINA (C)
JEFE DE PROYECTOS DE INTERCEPTORES

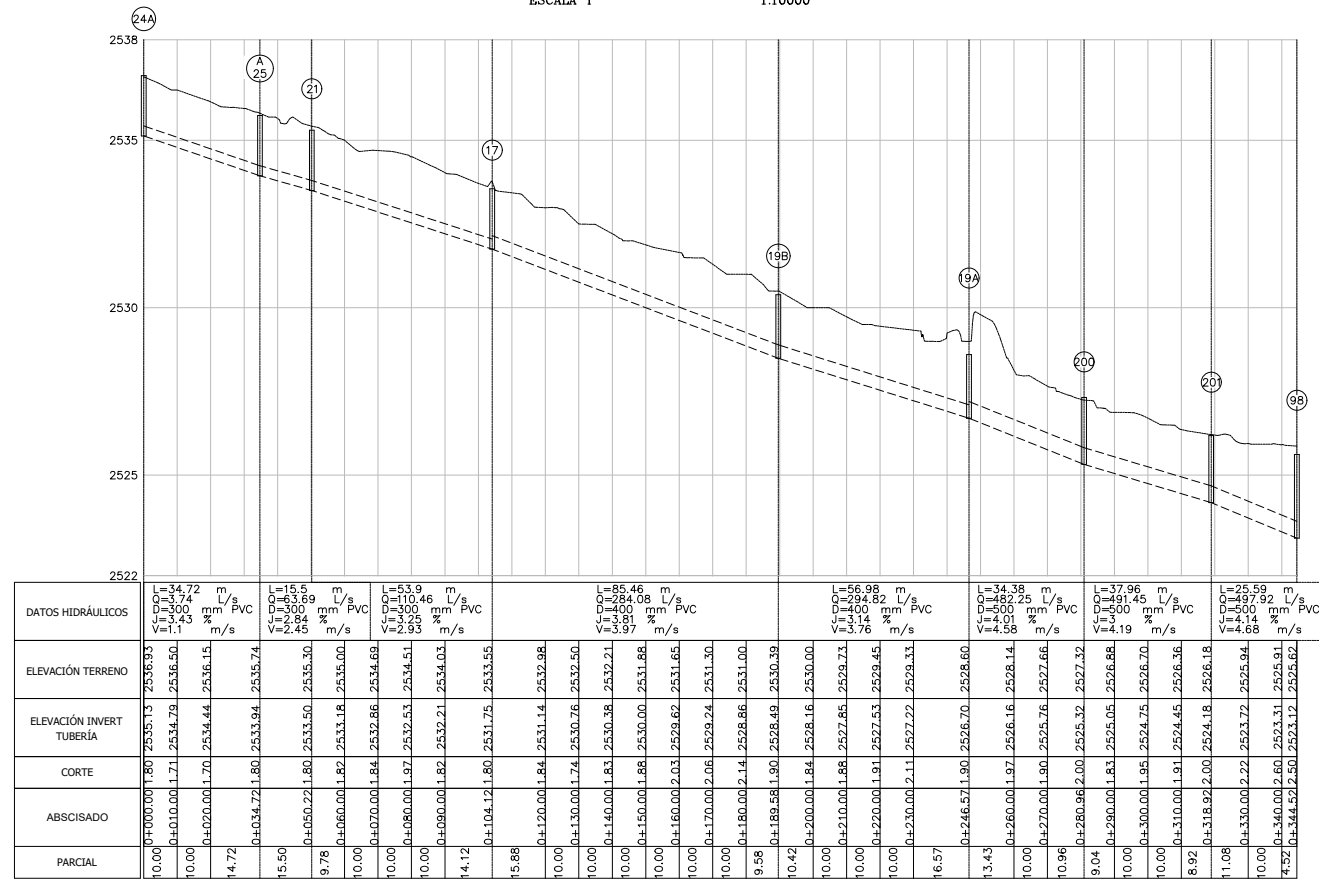
ING. MARY URBINA MANCERO
SUPERVISOR DE PROYECTOS DE INTERCEPTORES

PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO E INTERCEPTORES PARA LA QUEBRADA EL PROGRESO, SECTOR CHAUPIMOLINO, PARROQUIA PIFO

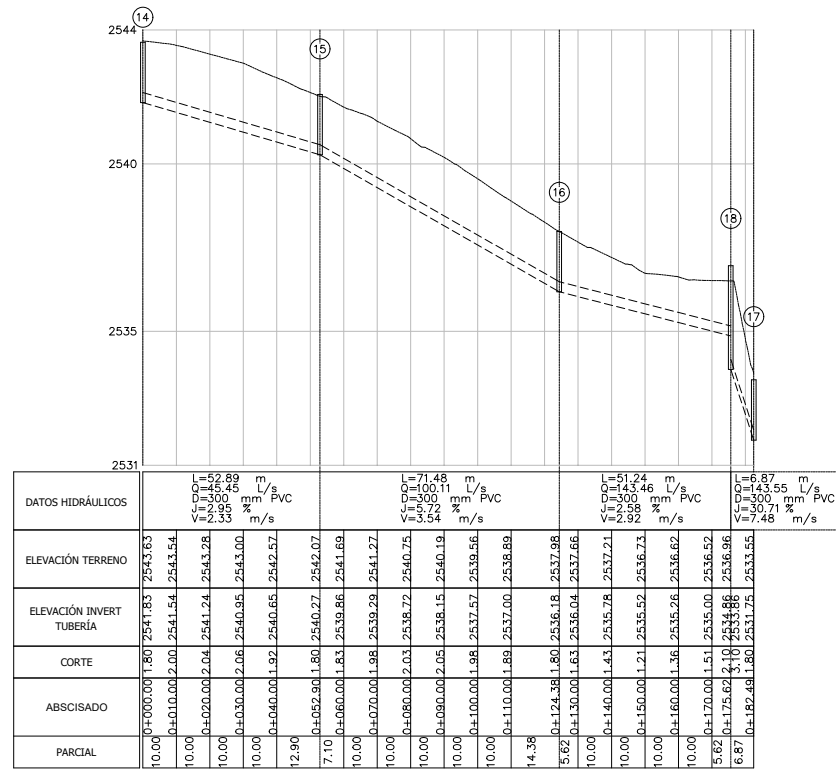
CONTENIDO: PERFILES

REGISTRO / DISEÑO: Pablo Ayupalla
FECHA: JUN/2022
CONTRATO No:
ARCHIVO C.A.B: 009-mp-074mp
ESCALA: INDICAR
INGENIERO SUPERVISOR DEL DISEÑO: Ing. María Eugenia Manzano
DIBUJANTE: MFC
NÚMERO: 1 DE 5

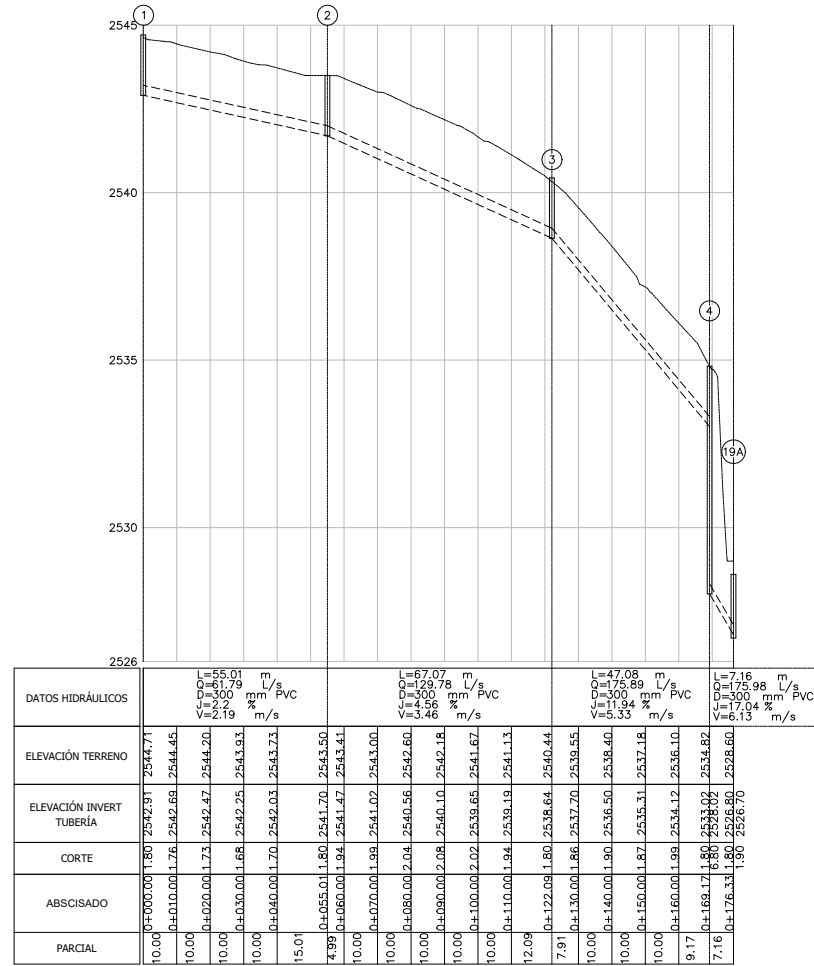
NOTAS GENERALES:
1. SE DEBE MANTENER LA CANTIDAD DE TIERRAS EN LOS PUNTOS DE INTERSECCIÓN DE LAS OBRAS.
2. SE DEBE MANTENER LA CANTIDAD DE TIERRAS EN LOS PUNTOS DE INTERSECCIÓN DE LAS OBRAS.
3. SE DEBE MANTENER LA CANTIDAD DE TIERRAS EN LOS PUNTOS DE INTERSECCIÓN DE LAS OBRAS.
4. SE DEBE MANTENER LA CANTIDAD DE TIERRAS EN LOS PUNTOS DE INTERSECCIÓN DE LAS OBRAS.



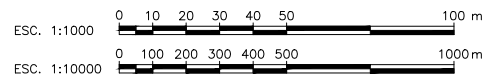
**PERFIL LÍNEA FÉRREA
P 24A A P 98**
ESCALA X 1:1000
ESCALA Y 1:10000



**PERFIL MORALES HARO
P 14 A P 17**
ESCALA X 1:1000
ESCALA Y 1:10000



**PERFIL PSJ VARGAS
P 1 A P 19A**
ESCALA X 1:1000
ESCALA Y 1:10000



EPMAPS
AGUA DE QUITO

GERENCIA TÉCNICA DE INFRAESTRUCTURA
INGENIERIA DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE PROYECTOS

ING. VICTOR URBINA (C)
JEFE DE PROYECTOS
REVISADO

ING. MARÍA ELIZABETH MANDRERO
SUPERVISOR
REVISADO

PROYECTO: **DISÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO
E INTERCEPTORES PARA LA QUEBRADA EL PROGRESO,
SECTOR CHAUPIMOLINO, PARROQUIA PIFO**

CONTENIDO:
PERFILES

NOTAS GENERALES:
1. SE DEBE MANTENER UN MARGEN DE 1 METRO ENTRE LA TUBERÍA Y EL TERRENO.
2. SE DEBE MANTENER UN MARGEN DE 0.50 METROS ENTRE LAS TUBERÍAS.
3. SE DEBE MANTENER UN MARGEN DE 0.50 METROS ENTRE LAS TUBERÍAS Y EL TERRENO.
4. SE DEBE MANTENER UN MARGEN DE 0.50 METROS ENTRE LAS TUBERÍAS Y EL TERRENO.

REGISTRO / DISEÑO

FECHA: JUN/2022

CONTRATO No:

ARCHIVO C.A.B: 000-00-00-00

ESCALA:

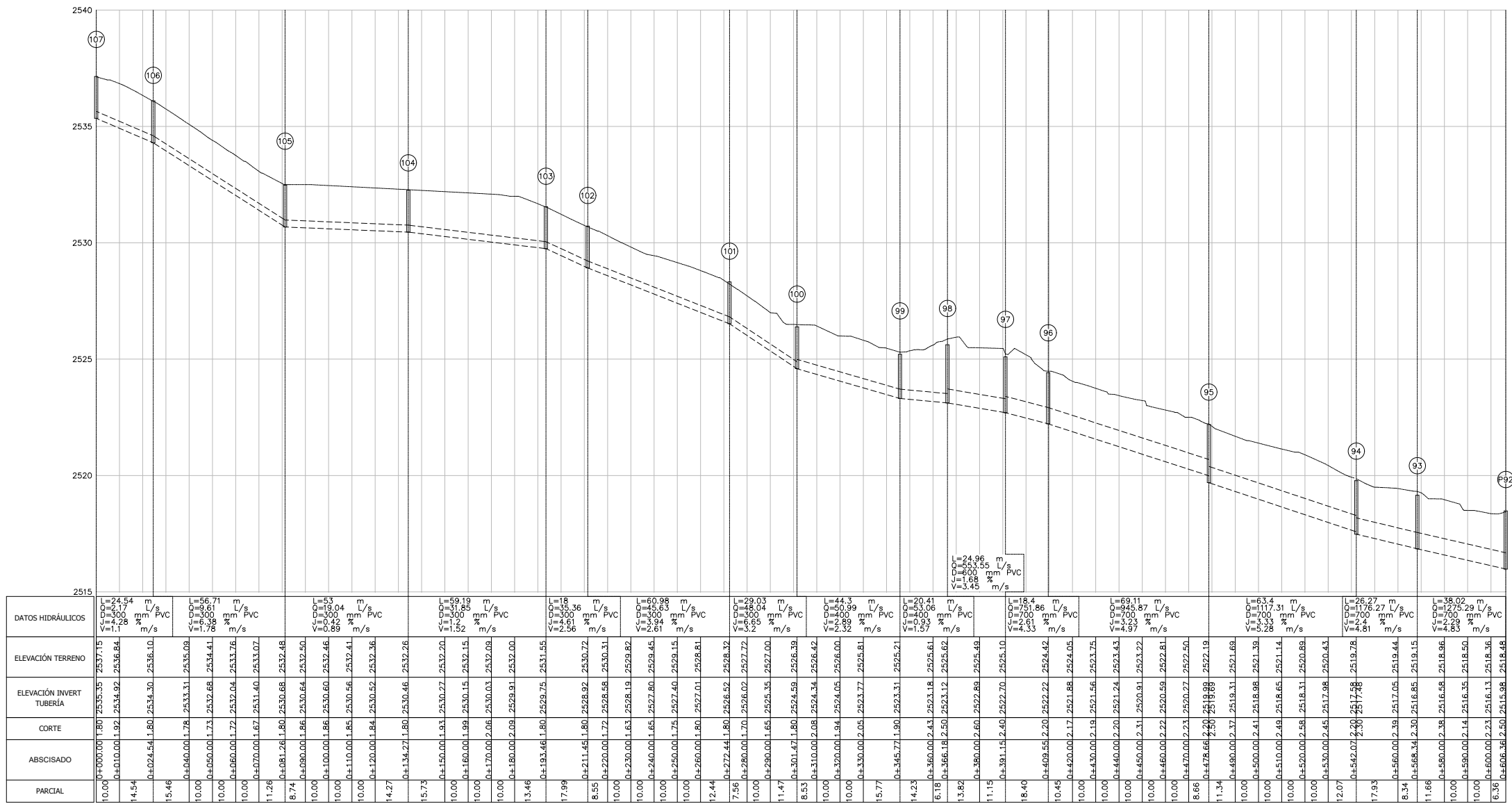
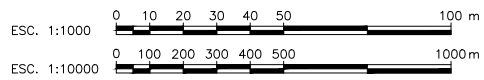
INDICACIONES:

ING. María Eugenia Manzano

DIBUJO:

MCC

NÚMERO: 2 DE 5



PERFIL INTERCEPTOR P92
P 107 A P 92
ESCALA X 1:1000
ESCALA Y 1:10000

EPMAPS
AGUA DE QUITO

GERENCIA TÉCNICA DE INFRAESTRUCTURA
INGENIERIA DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE PROYECTOS

ING. VICTOR UGARRA (C)
JEFE DE PROYECTOS DE INTERCEPTOR

ING. MARÍA UGARRA MANGRERO
SUPERVISORA
REVISÓ

ING. MARÍA UGARRA MANGRERO
SUPERVISORA
REVISÓ

ING. MARÍA UGARRA MANGRERO
SUPERVISORA
REVISÓ

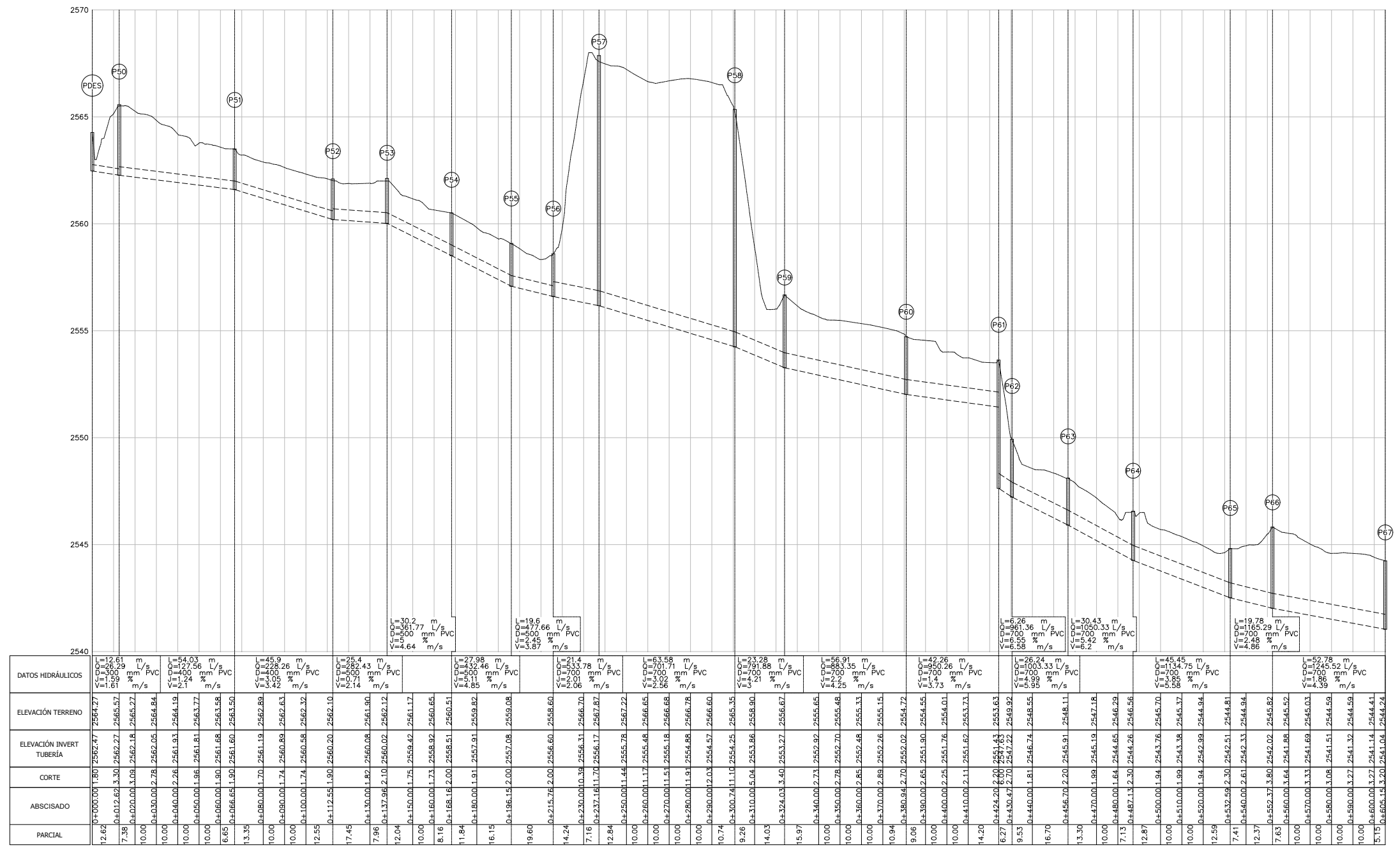
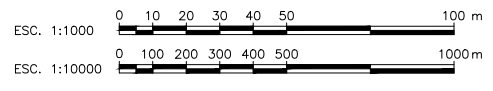
PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO E INTERCEPTORES PARA LA QUEBRADA EL PROGRESO, SECTOR CHAUPIMOLINO, PARROQUIA PIFO

CONTENIDO: PERFILES

NOTAS GENERALES:
1. DIBUJO DE LOS INTERCEPTORES EN VISTA Y PLAN.
2. DIBUJO DE LOS INTERCEPTORES EN VISTA Y PLAN.
3. DIBUJO DE LOS INTERCEPTORES EN VISTA Y PLAN.
4. DIBUJO DE LOS INTERCEPTORES EN VISTA Y PLAN.

REGISTRO / DISEÑO	FECHA:
DISEÑO: Pablo Aguayo	AGB/2022
SUPERVISOR DEL DISEÑO: Marco Valdiviazo	CONTRATO N°:
ING. MARÍA UGARRA MANGRERO	ARCHIVO C.A.B. 009-100-0149
DIBUJO: ING. MARÍA UGARRA MANGRERO	ESCALA:
MCC	INDICACIONES
	NÚMERO
	3 DE 5

OBSERVACIONES



PERFIL INTERCEPTOR P92
P DES A P 67
ESCALA X 1:1000
ESCALA Y 1:10000

GERENCIA TÉCNICA DE INFRAESTRUCTURA
INGENIERIA DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE PROYECTOS

ING. VICTOR UGARRA (E)
JEFE DE PROYECTOS DE INTERCEPTORES

ING. MARÍA DELIBERIA MANGERO
SUPERVISORA
REVISÓ

PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO E INTERCEPTORES PARA LA QUEBRADA EL PROGRESO, SECTOR CHAUPIMOLINO, PARROQUIA PIFO

CONTENIDO: PERFILES

NOTAS GENERALES:
1. DISEÑO DE LOS INTERCEPTORES EN BASE A LA PREVENCIÓN DE LA ESCALA
2. SE DEBE MANTENER EL COMPLETO ESTADO DE LOS INTERCEPTORES EN TODO MOMENTO
3. SE DEBE MANTENER EL ÁREA DE ENTORNO DE LOS INTERCEPTORES EN TODO MOMENTO

REGISTRO / DISEÑO: Pablo Ayupalla

DISEÑO: Marco Valdiviazo

SUPERVISOR DEL DISEÑO: Ing. María Deliberia Mangero

UBICACIÓN: MCC

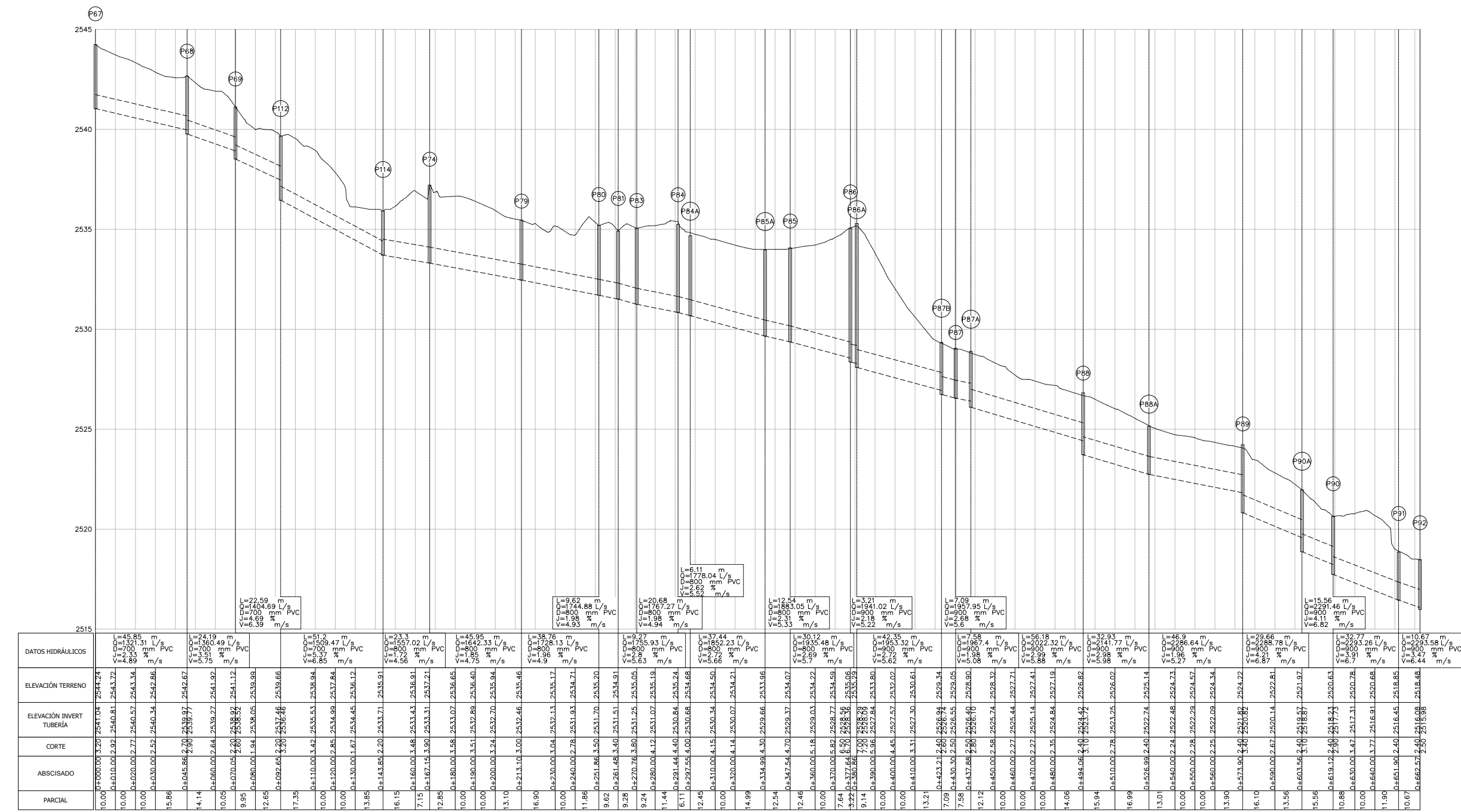
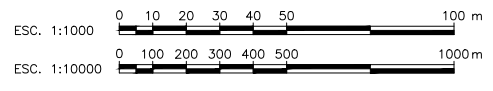
FECHA: JUN/2022

CONTRATO No:

ARCHIVO C.A.B: 000-00-0000

ESCALA: INDICADA

NUMERO: 4 DE 5



PARCIAL	ABSCISADO	CORTE	ELEVACIÓN INVERT TUBERÍA	ELEVACIÓN TERRENO	DATOS HIDRÁULICOS
0.00	0+000.00	3.20	2541.04	2544.24	L=45.85 m D=700 mm PVC Q=1321.31 L/s V=4.89 m/s
10.00	0+010.00	2.92	2540.81	2543.72	L=24.19 m D=700 mm PVC Q=1360.49 L/s V=5.75 m/s
10.00	0+020.00	2.77	2540.57	2543.34	L=22.59 m D=700 mm PVC Q=1404.69 L/s V=6.39 m/s
15.86	0+030.00	2.52	2540.34	2542.86	
14.14	0+045.86	2.70	2539.97	2542.67	
10.05	0+060.00	2.64	2539.27	2541.92	
9.95	0+070.05	2.60	2538.92	2541.12	
12.85	0+080.00	1.94	2538.05	2539.99	
17.35	0+092.65	2.20	2537.46	2539.66	
10.00	0+110.00	3.42	2535.53	2538.94	
10.00	0+120.00	2.85	2534.99	2537.84	
13.85	0+130.00	1.67	2534.45	2536.12	
16.15	0+143.85	2.20	2533.71	2535.91	
7.15	0+160.00	3.48	2533.61	2536.91	
12.85	0+167.15	3.90	2533.31	2537.21	
10.00	0+180.00	3.58	2533.07	2536.65	
10.00	0+190.00	3.51	2532.89	2536.40	
13.10	0+200.00	3.24	2532.70	2535.94	
16.90	0+213.10	3.00	2532.46	2535.46	
10.00	0+230.00	3.04	2532.13	2535.17	
11.86	0+240.00	2.78	2531.93	2534.71	
9.62	0+251.86	3.50	2531.70	2535.20	
9.28	0+261.46	3.40	2531.51	2534.91	
9.24	0+270.76	3.80	2531.25	2535.05	
11.44	0+280.00	4.12	2531.07	2535.19	
6.17	0+291.44	4.40	2530.84	2535.24	
12.45	0+297.55	4.00	2530.68	2534.68	
10.00	0+310.00	4.15	2530.34	2534.50	
14.98	0+320.00	4.14	2530.07	2534.21	
12.54	0+334.99	4.30	2529.66	2533.96	
12.46	0+347.54	4.70	2529.37	2534.07	
10.00	0+360.00	5.18	2529.03	2534.22	
7.67	0+370.00	5.62	2528.77	2534.59	
5.22	0+377.64	6.70	2528.56	2535.06	
9.14	0+390.00	7.50	2528.09	2535.80	
10.00	0+400.00	4.45	2527.57	2535.02	
13.21	0+410.00	3.31	2527.30	2530.61	
7.09	0+423.21	2.40	2526.94	2529.34	
7.58	0+430.30	2.90	2526.65	2529.05	
12.12	0+437.88	2.80	2526.40	2528.90	
10.00	0+450.00	2.58	2525.74	2528.32	
10.00	0+460.00	2.27	2525.44	2527.71	
10.00	0+470.00	2.27	2525.14	2527.41	
14.06	0+480.00	2.35	2524.84	2527.19	
15.94	0+494.06	2.40	2524.52	2526.82	
16.99	0+510.00	2.78	2523.25	2526.02	
13.01	0+526.99	2.40	2522.74	2525.14	
10.00	0+540.00	2.24	2522.48	2524.73	
10.00	0+550.00	2.28	2522.29	2524.57	
13.90	0+560.00	2.25	2522.09	2524.34	
16.10	0+573.90	2.40	2521.82	2524.22	
13.56	0+590.00	2.67	2520.14	2522.81	
15.56	0+603.56	3.10	2518.87	2521.97	
10.88	0+619.12	2.40	2518.01	2520.63	
10.00	0+630.00	3.47	2517.31	2520.78	
11.90	0+640.00	3.77	2516.91	2520.68	
10.67	0+651.90	2.40	2516.45	2518.85	
	0+662.67	2.40	2516.08	2518.48	
		2.50	2515.98		

PERFIL INTERCEPTOR P92
P 67 A P 92
ESCALA X 1:1000
ESCALA Y 1:10000

EPMAPS
AGUA DE QUITO

GERENCIA TÉCNICA DE INFRAESTRUCTURA
INGENIERIA DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE PROYECTOS

ING. VICTOR UGARRA (E)
JEFE DE PROYECTOS
APROBADO

ING. MARÍA DELIBANDA MANGERO
SUPERVISOR
REVISÓ

ING. MARIA ESPERANZA MANCOSO
DIBUJÓ

ING. MARCO VALENZUELA
SUPERVISOR DEL DISEÑO

ING. PABLO APAYGUALA
DISEÑO

REGISTRO / DISEÑO
FECHA: JUN/2022
CONTRATO N.º:
ARCHIVO C.A.B.: 009-100-0149
ESCALA: INDICADA
INDICADA
NÚMERO: 5 DE 5

OBSERVACIONES

PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO E INTERCEPTORES PARA LA QUEBRADA EL PROGRESO, SECTOR CHAUPIMOLINO, PARROQUIA PIFO

CONTENIDO: PERFILES

NOTAS GENERALES:
1. SE DEBE MANTENER LA CANTIDAD DE AGUA EN EL INTERCEPTOR EN EL CASO DE EMERGENCIAS.
2. SE DEBE MANTENER LA CANTIDAD DE AGUA EN EL INTERCEPTOR EN EL CASO DE EMERGENCIAS.
3. SE DEBE MANTENER LA CANTIDAD DE AGUA EN EL INTERCEPTOR EN EL CASO DE EMERGENCIAS.