



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIONES**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DEFINITIVO DEL INTERCEPTOR PARA EL CANTÓN
PAUTE DESDE ZHUMIR HASTA YUMANCAY, PROVINCIA
DEL AZUAY.**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

PABLO ISMAEL GUERRERO ESPINOZA

DIRECTOR: ING. FEDERICO CÓRDOVA.

**CUENCA – ECUADOR
2017**

DECLARACIÓN

Yo, Pablo Ismael Guerrero Espinoza, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

Pablo Ismael Guerrero Espinoza

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Pablo Ismael Guerrero Espinoza, bajo mi supervisión.

Ing. Federico Córdova.

DIRECTOR

DEDICATORIA

En primer lugar a mi familia padre, madre y hermanas, que han sido siempre un aporte y un gran apoyo para concluir con un paso de mi vida estudiantil y así poder convertirme en un profesional, a mi abuelos mis segundos padres que me han apoyado desde la infancia y han creado un hombre de bien y finalmente a mi mujer quien ha caminado este tramo de la vida junto a mí y ha visto los sacrificios que tuvimos que atravesar para llegar hoy a alcanzar una pequeña meta que parecía siempre muy lejana, y a ti mi pequeña MÍA que fuiste quien me dio ese empujón que me faltaba para culminar con este proceso.

AGRADECIMIENTOS

Principalmente agradezco a Dios porque siempre me ha brindado salud y fuerza para llegar a cumplir mis metas y dentro de ello puedo recalcar una frase que me encanta y es verdad para mi “el tiempo de Dios es perfecto”, a la Universidad Católica de Cuenca que me ha acogido en mi vida universitaria en la cual he conocido personas y grandes profesionales en el pasar de las aulas, a mi familia que siempre me han ayudado en todos los aspectos y siempre han tenido una fe ilimitada en mi, sobre todo a mi madre que con sus palabras siempre directas aunque muchas veces las mal interprete me ayudaron a ser mejor persona día a día y hoy si puedo decir un nuevo profesional, a mi mujer que me ha dado una de las mayores alegrías de mi vida, darme a mi pequeña hija, una parte de mi en una mujercita tan pequeña que se merece lo mejor como todos y que mejor que en su padre siempre vea un ejemplo a seguir ahora que va a ir creciendo poco a poco.

Y al GAD MUNICIPAL de Paute por brindarme toda la ayuda necesaria para poder completar con mi proyecto de investigación, en especial al Alcalde Dr. Helioth Treyes que ha sido una persona que me brindo su mano amiga de manera incondicional y sobretodo desinteresada.

RESUMEN

El presente proyecto denominado Diseño definitivo del Interceptor para el Cantón Paute desde Zhumir hasta Yumancay, provincia del Azuay.

Se enfoca objetivamente en el estudio y diseño de los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial aplicando nuevas metodologías implementadas, selecciona un sistema de depuración de aguas residuales que sea económicamente factible, se construirá con tecnologías disponibles en el medio, de fácil en su operación y mantenimiento, que ocupe la menor cantidad de espacio y sea amigable con el medio ambiente brindando condiciones salubridad adecuada a los usuarios del proyecto.

El contenido del presente proyecto de fin de carrera muestra lineamientos modernos y de utilidad para la zona donde va a ser implementado, con la ayuda de muchos recursos que permiten mejorar la calidad de vida de las personas que son del interés de su gobierno local.

Palabras clave: DISEÑO DEL INTERCEPTOR, SISTEMAS DE ALCANTARILLADO, CALIDAD DE VIDA.

ABSTRACT

This Project Desing for Expansion and Improvement of the Interceptro Sewer for the Center of Canton Paute, Azuay province.

It focuses, objectively on the study and desing of systems for sanitary and storm sewer by applying new methologies, which selects a system of treatment economically feasible, it will be built with technologies avaible, easy in operation and maintenance, occupying the least amount of space and friendly to the environment conditions, providing and adequate sanitation to the users of this project.

The content of this final project of the career, shows modern lines and utility to the where it will implemented with the help of many resources that improve the qualityof people´s life who are in the interest of local government.

Keywords: DESING INTERCEPTOR, SEWERS, QUALITY OF LIFE.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN	II
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTOS	IV
RESUMEN	V
ABSTRACT	VI
CAPÍTULO 1	1
ANTECEDENTES	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. JUSTIFICACIÓN	2
1.3. OBJETIVOS	3
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	3
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.4. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE PROYECTO	3
1.4.1. DESCRIPCIÓN GEOGRÁFICA Y CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA DE ESTUDIO CON REFERENCIA A SU USO	3
1.4.2. Límites	5
1.4.3. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS CARACTERÍSTICAS SOCIO-ECONÓMICAS Y DE SALUD DE LA POBLACIÓN	10
1.4.4. Indicadores económicos	12
1.4.5. Indicadores Educativos	15
1.4.6. Indicadores de Salud	18
1.4.7. Indicadores de las viviendas	19
1.5. INFRAESTRUCTURA BÁSICA EXISTENTE EN LA CIUDAD DE PAUTE	20
1.5.1. infraestructura para servicios a la sociedad	20

1.5.2. Infraestructura Sanitaria	23
CAPITULO 2	27
TRABAJO DE CAMPO	27
2.1. Levantamiento TOPOGRÁFICO	27
2.1.1. Información Topográfica	27
2.1.2. Georeferenciación	28
2.2. EVALUACIÓN Y CATASTRO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO EXISTENTE	29
2.2.1. Información preliminar	29
2.2.2. Catastro de los Sistemas de Alcantarillado	30
2.2.3. CATASTRO REALIZADO	31
2.2.4. CONCLUSIONES DEL CATASTRO	33
2.2.5. Diagnóstico del sistema de alcantarillado	34
2.3. Características Geológicas y evaluación geotécnica en la zona del proyecto.	35
2.4. ANÁLISIS de resultados	47
CAPITULO 3	49
PARÁMETROS DE DISEÑO	49
3. SELECCIÓN DE PARÁMETROS Y CRITERIOS DE DISEÑO	49
3.1. PERIODO DE DISEÑO	49
3.2. Población	49
3.3. ANÁLISIS POBLACIONAL	51
3.3.1. Crecimiento Población en el Cantón Paute	52
3.3.2. Crecimiento Poblacional	63
3.3.3. ZONIFICACIÓN Y DENSIDADES DE LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE PAUTE	71
3.4. DOTACIONES	73
3.4.1. Dotación población servida	73

3.4.2.	Dotación población conectada	76
3.5.	CAUDALES DE DISEÑO	76
3.5.1.	Obtención de Caudales Sanitarios	76
3.5.2.	Obtención de Caudales Pluviales	82
3.5.3.	Caudal de Alcantarillado Combinado	84
3.5.4.	CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA RED	85
3.5.5.	Velocidades de Diseño	85
3.5.6.	Evaluación Hidráulica de Colectores y Redes de Alcantarillado Existentes	86
3.5.7.	Diseño de Aliviaderos	87
CAPITULO 4		92
DISEÑO DEL INTERCEPTOR		92
4.	DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PARA INTERCEPTOR	92
4.1.1.	Tipo de Alcantarillado a ser implementado.	92
4.1.2.	Diámetro Mínimo	93
4.1.3.	Pozos de Revisión	95
4.1.4.	Profundidades	97
4.2.	DISEÑOS DEFINITIVOS del INTERCEPTOR	97
4.2.1.	INTRODUCCIÓN	97
4.3.	DESCRIPCIÓN DE LOS DISEÑOS DE LOS INTERCEPTORES.	98
4.3.1.	Interceptor de la margen izquierda río Paute: DESDE ZHUMIR HASTA YUMANCAY DEL CANTÓN PAUTE.	98
CAPITULO 5		102
ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL		102
5.	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	102
5.1.	Estudio de Impacto Ambiental y Manual de Mitigación Ambiental	102
5.1.1.	OBJETIVO DEL ESIA	102
5.1.2.	LÍNEA BASE AMBIENTAL	103
5.1.3.	ÁREAS DE INFLUENCIA	105
5.1.4.	DETERMINACIÓN DE ÁREAS SENSIBLES	105
5.1.5.	EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES	106

5.1.6. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL	106
CAPITULO 6	109
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	109
6.1. CONCLUSIONES	109
6.2. RECOMENDACIONES	110
BIBLIOGRAFÍA	112
ANEXOS	114
a) ESTUDIO DE SUELOS.	114
b) ALCANTARILLADO DE PAUTE.	114
c) DISEÑO, PLANOS Y CÁLCULO DEL INTERCEPTOR Y LOS ALIVIADEROS.	114

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Representatividad poblacional provincia/ país.....	11
Tabla 2: : Población según área geográfica.....	11
Tabla 3: ESTADO CIVIL DE LA POBLACIÓN ADULTA.....	12
Tabla 4: CATEGORÍAS DE Ocupación DE LA POBLACIÓN	13
Tabla 5: Rama de Actividad de la Población Urbana.....	14
Tabla 6: ACTIVIDADES REALIZADAS LA ULTIMA SEMANA PREVIA AL CENSO.....	15
Tabla 7: representatividad del índice de analfabetismo.....	15
Tabla 8: PORCENTAJE DE LA POBLACIÓN URBANA DE PAUTE	16
Tabla 9: INSTITUCIONES EDUCATIVAS DEL CANTÓN PAUTE	16
Tabla 10: ESTUDIANTES MATRICULADOS EN INSTITUCIONES EDUCATIVAS	17
Tabla 11: PORCENTAJE DE LOS NIVELES DE INSTRUCCIÓN	17
Tabla 12: PORCENTAJE DE ASISTENCIA A	18
Tabla 13: INDICE DE SALUD EN LA PARROQUIA URBANA DE PAUTE	18
Tabla 14: CONDICIONES DE OCUPACIÓN DE VIVIENDAS ENCUESTADAS ..	19
Tabla 15: TENENCIA DE LA VIVIENDA EN LA.....	20
Tabla 16: CENTROS EDUCATIVOS DE PAUTE.....	21
Tabla 17: COBERTURA DEL SERVICIO Eléctrico	22
Tabla 18: COBERTURA DE SERVICIO telefónico EN LA	22
Tabla 19: FORMAS DE ELIMINACIÓN DE LAS AGUAS SERVIDAS	24
Tabla 20: USO DE SERVICIO HIGIÉNICO.....	24
Tabla 21: MEDIOS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	25
Tabla 22: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO.....	25
Tabla 23: FORMAS DE ELIMINACIÓN DE LA BASURA.....	26
Tabla 24: RED GEODÉSICA DE LA CIUDAD DE PAUTE.....	29
Tabla 25: RESUMEN DE REDES Y TIPO DE DESCARGAS AL RIO PAUTE	33
Tabla 26: POBLACIÓN PROYECTADA.....	50
Tabla 27: DEMOGRAFÍA: Población censal de Paute 1950 – 2010	53
Tabla 28: CRECIMIENTO POBLACIONAL DE PAUTE URBANO	53
Tabla 29: PROYECCIONES DEMOGRÁFICAS: Población (período 1990 – 2010) ..	55
Tabla 30: DEMOGRAFÍA: Estructura de la población Año 2010	56
Tabla 31: DEMOGRAFÍA: Esperanza de vida al nacer	58
Tabla 32: DEMOGRAFÍA: Estructura de la migración.....	59
Tabla 33: DEMOGRAFÍA: Tasas Anuales, Vegetativas y Migratorias	60
Tabla 34: DEMOGRAFÍA: Distribución porcentual de la fecundidad	61
Tabla 35: DEMOGRAFÍA: Tasa global de Fecundidad	62
Tabla 36: DEMOGRAFÍA: Hipótesis de crecimiento migratorio.....	63
Tabla 37: DEMOGRAFÍA: Proyecciones Demográficas,	65

Tabla 38: PAUTE: Proyecciones Demográficas –ÁREA URBANA-.....	68
Tabla 39: CRECIMIENTO POBLACIONAL EN EL AREA URBANA DE PAUTE CONSIDERANDO LIMITE URBANO	70
Tabla 40: : PORCENTAJE DE DENSIDAD POBLACIONAL SEGÚN SECTORES	72
Tabla 41: Resumen de Abonados y Consumo mensual de agua potable	74
Tabla 42: Cálculo del Consumo Promedio más Pérdidas de	75
Tabla 43: determinación del valor de M, obtenido en los	78
Tabla 44: ECUACIONES IDF PARA PAUTE	82
Tabla 45: COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	84
Tabla 46: COEFICIENTES DE ESCORRENTIA PARA LA DETERMINACION DEL CAUDAL PLUVIAL PARA EL ALCANTARILLADO DE PAUTE	84
Tabla 47: COEFICIENTE DE RUGOSIDAD EMPLEADO	85
Tabla 48: DIAMETROS MÍNIMOS DE LA TUBERIA PLASTICA	95
Tabla 49: INTERCEPTOR MARGINAL – LONGITUD DE TUBERÍAS A INSTALAR.....	99
Tabla 50: INTERCEPTOR MARGINAL – No. DE POZOS	100
Tabla 51: ALIVIADEROS DEL interceptor marginal de paute	101

LISTA DE IMÁGENES

IMAGEN 1Foto 1.4.1: Panorámica de la Ciudad de Paute	4
IMAGEN 2: División Geopolítica- Provincia del Azuay por Cantones	6
IMAGEN 3: CANTÓN PAUTE, DIVISIÓN GEOPOLÍTICA	7
IMAGEN 4: MAPA DE UBICACIÓN DE BARRIOS DE LA CIUDAD DE PAUTE	8
IMAGEN 5: MAPA DE COBERTURA DEL SISTEMA	23
IMAGEN 6: MAPA DE REDES Y TIPO DE DESCARGAS AL RIO PAUTE.....	32
IMAGEN 7: DEMOGRAFÍA: Población de Paute,.....	53
IMAGEN 8: DEMOGRAFÍA: Población de Paute, según censo 1990 – 2010.....	55
IMAGEN 9: DEMOGRAFÍA: Estructura de la población, año 2010	57
IMAGEN 10: DEMOGRAFÍA: Proyecciones demográficas.....	66
IMAGEN 11: ZONAS CENSALES Y LIMITE DEL PROYECTO.....	67

DISEÑO DEFINITIVO DEL INTERCEPTOR PARA EL CANTÓN PAUTE DESDE ZHUMIR HASTA YUMANCAY

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1. INTRODUCCIÓN

El Gobierno Autónomo Descentralizado del cantón Paute de la provincia del Azuay, en su propósito de mejorar la calidad de vida de sus habitantes, realizó un convenio con la Universidad Católica de Cuenca (UCACUE), para la realización de los estudios del “Diseño definitivo del Interceptor para el Cantón Paute, desde Zhumir hasta el Yumancay, provincia del Azuay”. La construcción del interceptor, tiende a que los habitantes cuenten con un servicio viable desde el punto de vista técnico, económico y ambiental.

Debido a que existe un crecimiento significativo en la población y además el Cantón Paute requiere de la construcción de un colector que le permita conducir todas las aguas servidas y pluviales que se producen en sus diferentes zonas, a través de una tubería que intercepte tanto las aguas lluvias como las aguas servidas de cada uno de los domicilios del cantón Paute, con la finalidad de mejorar no solo en el saneamiento de la ciudad sino que también ayude para que la población tenga una vida más digna y saludable.

Una ciudad que no tenga un sistema que intercepte sus aguas residuales puede tener un grave problema en la población, ya que puede provocar un problema de

saneamiento ambiental, así como graves problemas en la salud de la población actual y futura del cantón Paute.

1.2. JUSTIFICACIÓN

El GAD municipal del cantón Paute consciente de precautelar los recursos naturales existentes, así como de garantizar la utilización del recurso hídrico, precautelar la salud de los ciudadanos de Paute, quiere realizar la descontaminación de las quebradas y del río del mismo nombre, minimizar los efectos de inundación producidos en ciertos sectores por las lluvias, dotar de servicio de alcantarillado (combinado) hacia zonas de la ciudad que no lo poseen, mejorar la calidad de dicho servicio que en algunas zonas es deficiente, de esta manera encaminar un desarrollo sostenible y sustentable de la ciudad de Paute, mediante los diseños y posterior construcción de las diferentes soluciones planteadas de los sistemas de alcantarillado.

El GAD municipal del cantón Paute ante la problemática mencionada anteriormente en la ciudad de Paute, por el sistema de Alcantarillado, decidió realizar Estudio a nivel de Diseño del Interceptor para el Cantón Paute provincia del Azuay, desde Zhumir hasta el sector Salesianos para lo cual realizo un convenio con la Universidad Católica de Cuenca para realizar dichos estudios.

El GAD municipal del cantón Paute por medio de su personal técnico entregó a mi persona, los planos de diseño de los estudios realizados por el Ing. César Verdugo en el año 1994, en donde se pudo verificar las zonas que ya han sido construidas y que en muchas ocasiones diferían de los diseños.

Esta documentación entregada de manera personal a mi persona, sirvió de base para la evaluación de la red de alcantarillado existente.

Después de haber evaluado la red de alcantarillado, en la primera fase, mediante el catastrado de los pozos de revisión de alcantarillado; nivelación y ubicación topográfica de éstos, y su evaluación física e hidráulica. Estos resultados nos sirvieron de base, para establecer la solución de las diferentes redes de recolección de aguas combinadas del cantón Paute.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Diseño del colector para la ciudad de Paute, marginal al río Paute, desde Zhumir hasta el sector de Yumancay.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Análisis de la problemática actual de la ciudad de Paute.

Análisis de alternativas de solución aplicadas al sistema de alcantarillado de la ciudad de Paute.

Caudal Pluvial.

Análisis de caudales de ingreso al colector.

Diseño del colector.

Ubicación y Diseño de Aliviaderos de caudal para aguas lluvias.

1.4. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE PROYECTO

1.4.1. DESCRIPCIÓN GEOGRÁFICA Y CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA DE ESTUDIO CON REFERENCIA A SU USO

1.4.1.1. Localización

El área del proyecto está constituida por la ciudad de Paute, particularmente por el área urbana, la misma que alcanza a una extensión total de 470 hectáreas. La

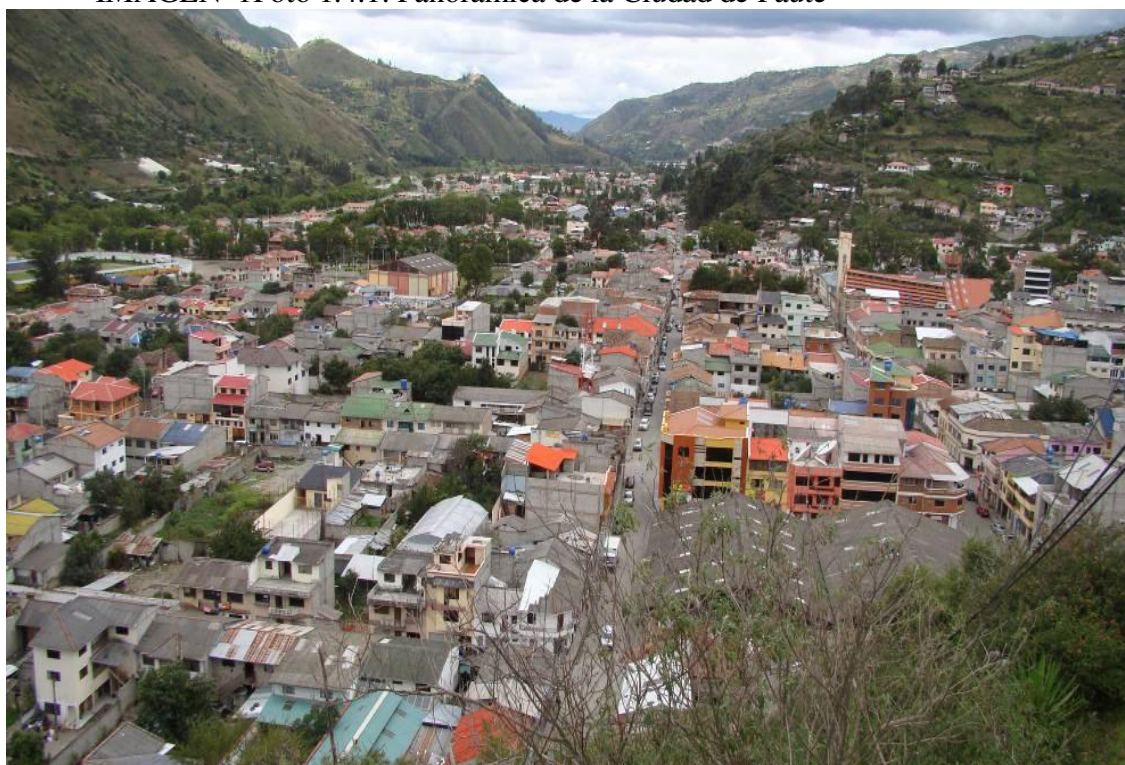
población total dentro del área urbana censal determinada en el último censo de población y vivienda del INEC de Noviembre del 2010, es de 7.268 habitantes. Las coordenadas geográficas del emplazamiento de la Ciudad son las siguientes:

Longitud Oeste: 78°45' 41.24''

Latitud Sur: 02°46' 45.96''

Altitud: 2.188 m.s.n.m

IMAGEN 1Foto 1.4.1: Panorámica de la Ciudad de Paute



Fuente y Elaboración: GAD MUNICIPAL DE PAUTE, PROPIA

La ciudad de Paute se encuentra ubicada a la margen izquierda del río que lleva su mismo nombre en la zona central del cantón y se encuentra a una distancia

aproximada de 42 km. de la ciudad de Cuenca hacia el oriente. El cantón tiene una superficie de 270.78 km².

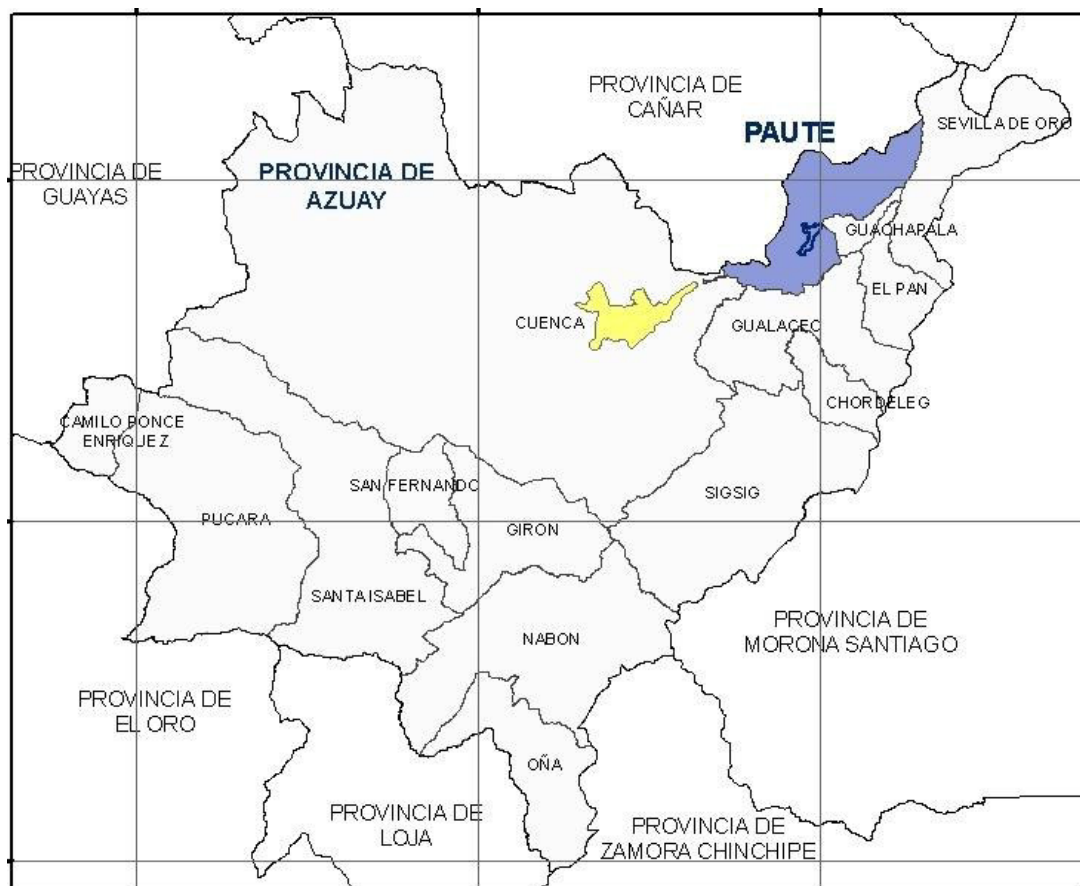
La economía de Paute se basa en la agricultura, destacándose la producción de maíz, fréjol, caña de azúcar, huertos frutales y además es muy conocido por sus cultivos de flores, actividad que genera empleo a aproximadamente 800 trabajadores. El turismo es otra de las principales actividades desarrolladas en la ciudad, gracias a sus extensas playas junto al río Paute, su importante complejo hotelero y recreacional, siendo esta ciudad muy visitada por turistas nacionales y extranjeros.

1.4.2. LÍMITES

La ciudad de Paute es la cabecera del cantón del mismo nombre. El cantón Paute, limita:

- Al norte, con el cantón Azogues
- Al Sur, con los cantones Cuenca y Gualaceo
- Al Este, con los cantones Cuenca y Azogues
- Al Oeste, con los cantones Guachapala y Sevilla de Oro.

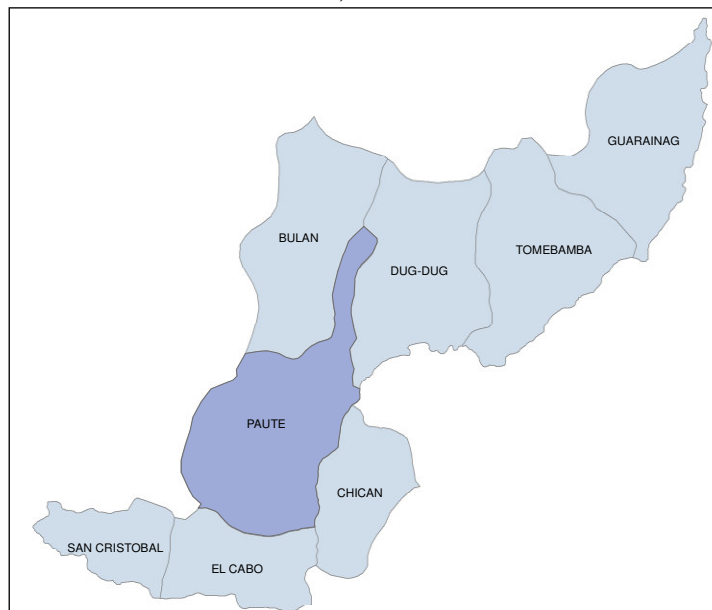
IMAGEN 2: División Geopolítica- Provincia del Azuay por Cantones



FUENTE: INEC, 2010
ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE, PROPIA

El Cantón Paute, está dividido en 1 parroquia urbana y 7 parroquias rurales:

IMAGEN 3: CANTÓN PAUTE, DIVISIÓN GEOPOLÍTICA



FUENTE: INEC, 2010
ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE, PROPIA

Parroquia Urbana:

Parroquia Paute 4.979 Ha

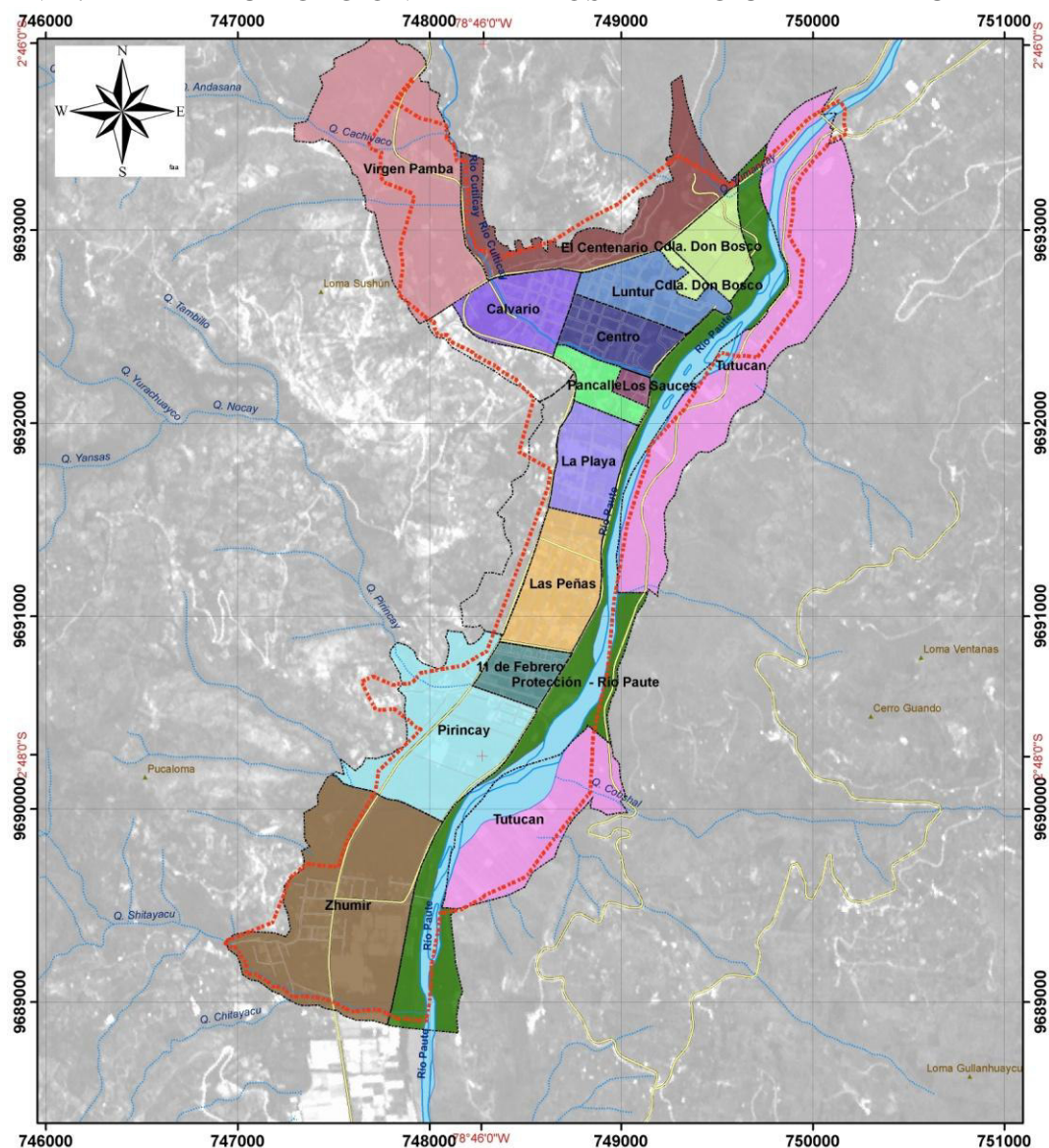
Ciudad de Paute 470 Ha.

La ciudad de Paute a su vez está conformadas por los siguientes barrios:

Virgen Pamba	Pancalle
Calvario	La Playa
El Centenario	Las Peñas
Cdla. Don Bosco	11 de Febrero
Luntur	Pirincay
Centro	Zhumir
Los Sauces	Tutucán

Los barrios antes detallados se muestran en la siguiente ilustración:

IMAGEN 4: MAPA DE UBICACIÓN DE BARRIOS DE LA CIUDAD DE PAUTE



Elaboración y fuente: GAD DE PAUTE

Parroquias rurales:

Bulán	3.924 Ha
Dug Dug	3.842 Ha
Chicán	2.924 Ha
El Cabo	2.231 Ha
Guarainag	3.567 Ha
San Cristóbal	1.717 Ha
Tomebamba	3.894 Ha

1.4.2.1. Características de la Zona

La ciudad de Paute está emplazada dentro de un valle rodeada de una topografía bastante irregular y se encuentra rodeado por las siguientes montañas: al norte Rumicruz, al nor-oeste Tuntac y al oeste Pucaloma, ésta última bastante accidentada.

Su topografía es variable, típica de los Andes, las pendientes dominantes son de alrededor del 7 % en las zonas bajas (E), y de más del 20% en las zonas altas (W).

En esta zona existen varias corrientes naturales de agua: dos quebradas que nacen en las laderas del Oeste de la ciudad: Chitayacu y Pirincay y la Q. Yumancay y el Río Cutilcay que nacen al Noroeste de la ciudad, todos estos descargan sus aguas en el río Paute.

1.4.2.2. Clima

Paute se encuentra dentro de la región Ecuatorial Mesotérmico Semi-Húmedo, clima más frecuente en los espacios interandinos, en donde las lluvias varían entre 500 y 2.000 milímetros. Paute se caracteriza por una temperatura media anual de entre 12 y 20°C, una humedad relativa de 65 y 85% y una insolación de entre 1.000 y 2.000 horas anuales.

1.4.2.3. Vías de comunicación

La principal vía de comunicación es la Transversal Austral que cubre los tramos “El Descanso – Paute – Amaluza - Límite con la Provincia de Morona Santiago”, arteria vial que lo conecta con la Ciudad de Cuenca, cabecera Provincial del Azuay, a través de la Panamericana Sur, la misma que a su vez se conecta con la autopista

Cuenca – Azogues, y además ésta vía sirve para comunicarse con ciudades orientales como son Méndez, Sucúa y Macas.

1.4.2.4. Conectividad

El Cantón Paute, cuenta con el servicio de telefonía móvil y fija, pudiéndose observar que el uso de teléfono convencional tiene poca cobertura, convirtiendo a Paute en uno de los cantones con más baja cobertura en la provincia del Azuay, apenas con el 32,73%; en cambio el uso de telefonía móvil tiene una cobertura en el área urbana del 72,79%.

1.4.2.5. Usos del Suelo

En el área de estudio existen los principales usos de suelo:

- Urbano: considerándose dentro de éste grupo viviendas, parques, hospitales, centros educativos entre otros.
- Mixto (urbano con cultivo): viviendas con cultivos pequeños.
- Agrícola: cultivo de flores, árboles frutales y hortalizas.

1.4.3. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS CARACTERÍSTICAS SOCIO-ECONÓMICAS Y DE SALUD DE LA POBLACIÓN

1.4.3.1. Población del Cantón Paute en relación con la Provincia y el País

La Población del Cantón Paute, representa el 3,58 % de la población total de la Provincia y el 0,18% de la Población del país; mientras que la Provincia del Azuay, representa el 4,92% de la población del país.

La parroquia Paute (cabecera cantonal) tienen una población de 9.850 habitantes, lo que representa el 38.64% de la población total del cantón

Tabla 1: Representatividad poblacional provincia/ país

No.	Área Geográfica	Habitantes	Representatividad poblacional	
			Nacional	Provincial
1	Ecuador	14.483.449		
2	Provincia del Azuay	712.127	4,92 %	
3	Cantón Paute	25.494	0,18	3,58
4	Parroquia Paute	9.850	0,07	1,38

FUENTE: INEC, 2010

ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE, PROPIA

1.4.3.2. Caracterización de la población

En la parroquia Paute, única parroquia urbana del cantón, la población predominante, según la auto identificación según cultura y costumbres encontrada en la base de datos del INEC 2010 es la siguiente: Mestiza con el 88,61%, afro-ecuatoriano con el 3% y Blanca con el 6,64%. Cabe mencionar que la población indígena en Paute es bastante baja, tan solo alcanza el 0,62%.

1.4.3.3. Población según ubicación geográfica (urbana y rural)

El 73,36 % de la población del Cantón Paute se encuentra ubicada en el área urbana y el 26,64% en el área rural, manteniendo una densidad poblacional promedio de 37,62 Habitantes/Km².

Tabla 2: : Población según área geográfica

Área	Habitantes	%
Urbana	7.226	73,36
Rural	2.624	26,64
TOTAL	9.850	100,00

FUENTE: INEC, CENSO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA 2010

ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE, PROPIA

1.4.3.4. Estado Civil de la Población Adulta

El patrón nupcial de las personas es un rasgo de interés ya que permite analizar la relación de la población con las leyes o costumbres matrimoniales del país, además es

una de las variables utilizadas en diferentes campos para establecer sus estrategias de trabajo tanto en el sector público como en el privado.

En la ciudad de Paute, el estado civil de la población adulta predominante es CASADO con un porcentaje de 40.54% y con menor porcentaje DIVORCIADOS: 2.60%. A continuación se presenta los porcentajes del estado civil de la población adulta:

Tabla 3: ESTADO CIVIL DE LA POBLACIÓN ADULTA

Estado Civil	Sexo		Total	(%)
	Hombre	Mujer		
1. Casado/a	1041	1156	2197	40,54
2.Unido/a	310	331	641	11,83
3.Separado/a	52	106	158	2,92
4. Divorciado/a	45	96	141	2,60
5. Viudo/a	35	183	218	4,02
6. Separado/a	987	1077	2064	38,09
Total	2470	2949	5419	100,00

FUENTE: INEC, CENSO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA 2010

ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE, PROPIA

1.4.4. INDICADORES ECONÓMICOS

La Población económicamente Activa (PEA) es de 4.355 habitantes, esto representa el 44% de la población total del Cantón Paute.

1.4.4.1. Categorías de Ocupación de la Población Activa

El análisis de la Población Económicamente Activa permite diferenciar el tipo de ocupación y la diversidad socioeconómica que explica, de alguna manera, las desiguales condiciones de vida de los ecuatorianos. En el siguiente gráfico se presenta la categoría de ocupación de la población urbana de Paute con su respectivo porcentaje:

Tabla 4: CATEGORÍAS DE Ocupación DE LA POBLACIÓN
ECONÓMICAMENTE ACTIVA

Categoría en la Ocupación	Sexo		Total	%
	Hombre	Mujer		
1. Empleado/a u obrero/a del Sector Público	247	187	434	13,37
2. Empleado/a u obrero/a privado	613	387	1000	30,81
3. Jornalero/a o peón	176	58	234	7,21
4. Patrono/a	63	59	122	3,76
5. Socio/a	53	20	73	2,25
6. Cuenta propia	531	599	1.130	34,81
7. Trabajador/a no remunerado	31	25	56	1,73
8. Empleado/a doméstico/a	12	87	99	3,05
9. Se ignora	36	62	98	3,01
Total	1.762	1.484	3.246	100,00

Fuente: INEC, Censo de Población y Vivienda 2010

Elaboración: GAD DE PAUTE, PROPIA

La mayoría de la población económicamente activa (34.81%) labora por cuenta propia o tiene negocios particulares.

1.4.4.2. Rama de Actividad

La descripción de la Rama de Actividad permite identificar la categoría de ocupación de las personas de la población activa que se encuentran empleadas. En la tabla 1.4.5 se detallan las Ramas de ocupación de la población urbana de Paute con su respectivo porcentaje:

Tabla 5: Rama de Actividad de la Población Urbana
DEL CANTÓN PAUTE

Rama de Actividad	Sexo		Total	%
	Hombre	Mujer		
1. Agricultura, ganadería, silvicultura y pesca	442	341	783	23,52
2. Explotación de minas y canteras	18	3	21	0,63
3. Industrias manufactureras	219	151	370	11,11
4. Suministro de electricidad, gas, vapor y aire acondicionado	7	3	10	0,30
5. Distribución de agua, alcantarillado y gestión de desechos	7	-	7	0,21
6. Construcción	210	8	218	6,55
7. Comercio al por mayor y menor	275	375	650	19,53
8. Transporte y almacenamiento	175	16	191	5,74
9. Actividades de alojamiento y servicio de comidas	51	94	145	4,36
10. Información y comunicación	15	19	34	1,02
11. Actividades financieras y de seguros	14	23	37	1,11
12. Actividades inmobiliarias	1	1	2	0,06
13. Actividades profesionales, científicas y técnicas	23	22	45	1,35
14. Actividades de servicios administrativos y de apoyo	17	10	27	0,81
15. Administración pública y defensa	123	65	188	5,65
16. Enseñanza	57	110	167	5,02
17. Actividades de la atención de la salud humana	21	42	63	1,89
18. Artes, entretenimiento y recreación	3	3	6	0,18
19. Otras actividades de servicios	37	36	73	2,19
20. Actividades de los hogares como empleadores	5	94	99	2,97
21. No declarado	42	68	110	3,30
22. Trabajador nuevo	49	34	83	2,49
Total	1811	1518	3329	100,00

Fuente: INEC, Censo de Población y Vivienda 2010

Elaboración: GAD DE PAUTE, PROPIA

1.4.4.3. Actividad Realizada la Última Semana Previa al Censo.

La actividad que ha realizado la población de Paute urbano, una semana antes de que se lleve a cabo el Censo de Población y Vivienda 2010, se presenta a continuación:

Tabla 6: ACTIVIDADES REALIZADAS LA ULTIMA SEMANA PREVIA AL CENSO

QUE HIZO LA SEMANA PASADA	Hombre	Mujer	Total	%
Trabajó al menos una hora	1.464	1.167	2.631	40,62
No trabajó pero SI tiene trabajo	49	31	80	1,24
Al menos una hora fabricó algún producto o brindó algún servicio	71	67	138	2,13
Al menos una hora ayudó en algún negocio o trabajo de un familiar	58	89	147	2,27
Al menos una hora realizó labores agrícolas o cuidó animales	105	123	228	3,52
Es Cesante; Buscó trabajo habiendo trabajado antes y está disponible para trabajar	15	7	22	0,34
No Trabajó	1.260	1.971	3.231	49,88
Total	3.022	3.455	6.477	100,00

Fuente: INEC, Censo de Población y Vivienda 2010

Elaboración: GAD DE PAUTE, PROPIA

1.4.5. INDICADORES EDUCATIVOS

Según datos obtenidos del último censo de población y vivienda realizado en el Ecuador, el Azuay es una de la provincia con más bajo índice de analfabetismo gracias a que se han ejecutado varios programas de educación popular por parte de la Prefectura del Azuay y de la Dirección Provincial de Educación.

Según datos obtenidos del último censo de población y vivienda realizado en el Ecuador, el índice de analfabetismo es el siguiente:

Tabla 7: representatividad del índice de analfabetismo

No.	Analfabetismo	Porcentaje (%)
1	Ecuador	6,80
2	Azuay	6,66
3	Cantón Paute	12,21
4	Parroquia Paute	8,23

Fuente: INEC, Censo de Población y Vivienda 2010

1.4.5.1. Sabe Leer y Escribir la Población

El 92,51% de la población de Paute sabe leer y escribir y el 7,49 % de la población no cuenta con ninguna instrucción ya que no sabe leer y escribir, de acuerdo a lo visto en la tabla anterior.

Tabla 8: PORCENTAJE DE LA POBLACIÓN URBANA DE PAUTE
QUE SABE LEER Y ESCRIBIR

Sabe leer y escribir	Sexo		Total	Porcentaje (%)
	Hombre	Mujer		
Si	2.852	3.140	5.992	92,51
No	170	315	485	7,49
Total	3.022	3.455	6.477	100,00

Fuente: INEC, Censo de Población y Vivienda 2010

Elaboración: GAD DE PAUTE, PROPIA

1.4.5.2. Oferta educativa

El Cantón Paute dispone de 54 instituciones educativas en los niveles de Educación Inicial, Básica y Bachillerato

Tabla 9: INSTITUCIONES EDUCATIVAS DEL CANTÓN PAUTE

Cantón	Parroquia	Numero de instituciones
PAUTE	BULAN	6
	CHICAN	7
	DUG DUG	3
	EL CABO	7
	GUARAINAG	5
	PAUTE	19
	SAN CRISTOBAL	3
	TOMEBAMBA	4
TOTAL		54

Fuente: “Archivo Maestro de Instituciones Educativas -AMIE”, Tabla Resumen 2010

Elaboración: GAD DE PAUTE, PROPIA

Del total de instituciones educativas del Cantón Paute, 19 se encuentran ubicadas en el área urbana (Parroquia Paute) equivalente al 35,19 %. En su mayoría (45%) son instituciones fiscales, es decir, regentadas y financiadas por el Estado Ecuatoriano.

De acuerdo a sus niveles de educación, el área urbana del cantón Paute dispone de 17 instituciones educativas de Nivel Inicial y Básico y 6 instituciones educativas de Bachillerato (Ver numeral 4.4.1). En éstos centros educativos prestan sus servicios un total de 246 docentes; de los cuales 214 son hombres y 32 son mujeres.

El número total de estudiantes matriculados en las instituciones se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 10: ESTUDIANTES MATRICULADOS EN INSTITUCIONES EDUCATIVAS DE LA ZONA URBANA DEL CANTÓN PAUTE

Cantón	Parroquia	Hombres	Mujeres	Total
Paute	Paute	2.110	2.193	4.303

Fuente: “Archivo Maestro de Instituciones Educativas -AMIE”, Tabla Resumen 2010

Elaboración: GAD DE PAUTE, PROPIA

1.4.5.3. Nivel de Instrucción

Según los datos obtenidos en el último censo de población y vivienda, la zona urbana de Paute el 95,99% tiene algún tipo de instrucción y tan solo el 4,01% no lo tiene. Los Niveles de Instrucción más altos son: Primario (37,19%), Secundario (24,52%) y Educación Básica (8,69%). A continuación se presentan todos los Niveles de Instrucción registrados en el cantón con sus respectivos porcentajes:

Tabla 11: PORCENTAJE DE LOS NIVELES DE INSTRUCCIÓN EN LA ZONA URBANA DE PAUTE

Nivel de instrucción	Hombre	Mujer	Total	Porcentaje (%)
Ninguno	83	177	260	4,01
Centro de Alfabetización/(EBA)	8	21	29	0,45
Preescolar	24	39	63	0,97
Primario	1.127	1.282	2.409	37,19
Secundario	760	828	1.588	24,52
Educación Básica	266	297	563	8,69
Bachillerato - Educación Media	271	310	581	8,97
Ciclo Postbachillerato	60	57	117	1,81
Superior	355	372	727	11,22
Postgrado	21	15	36	0,56
Se ignora	47	57	104	1,61
Total	3.022	3.455	6.477	100,00

Fuente: INEC, Censo de Población y Vivienda 2010

Elaboración: GAD DE PAUTE, PROPIA

1.4.5.4. Asistencia a Establecimientos de Enseñanza

De la población urbana de la parroquia Paute tan solo el 37,59% asiste a un centro de enseñanza ya sea del cantón o de la provincia, el 62,41% no asiste a ningún tipo de centro educativo, como se puede ver en la tabla 1.4.12

Tabla 12: PORCENTAJE DE ASISTENCIA A ESTABLECIMIENTOS DE ENSEÑANZA

Asiste a un establecimiento de enseñanza	SEXO		Total	Porcentaje (%)
	Hombre	Mujer		
Si	1212	1223	2.435	37,59
No	1810	2232	4.042	62,41
Total	3022	3455	6.477	100,00

Fuente: INEC, Censo de Población y Vivienda 2010
Elaboración: GAD DE PAUTE, PROPIA

1.4.6. INDICADORES DE SALUD

En base a datos obtenidos por el Sistema Integrado de Indicadores Sociales del Ecuador, los principales Índices de Salud de la parroquia urbana Paute son los siguientes

Tabla 13: INDICE DE SALUD EN LA PARROQUIA URBANA DE PAUTE

Descripción	Azuay %	Paute %
Tasa global de fecundidad	2,20	2,32
Población con discapacidad	5,25	6,63
** Tasa médicos por 10.000 habitantes	30,55	50,76
Tasa de natalidad	19,50	21,14
*** Tasa de mortalidad infantil	7,92	0,00
*** Tasa de mortalidad de la niñez	11,52	0,00
* Tasa de camas por 10.000 hab	20,54	6,80

Fuente: Sistema Integrado de Indicadores Sociales del Ecuador SIISE-2010
Elaboración: GAD DE PAUTE, PROPIA

Dentro del área de influencia del proyecto se encuentra el área de salud No. 6- Paute, un hospital básico, que presta únicamente los siguientes servicios médicos: medicina general, cirugía general, ginecología y pediatría.

Según los registros de ésta casa de salud, las causas de decesos presentados son debido a: Neumonía, Insuficiencia renal y accidente cerebro vascular.

1.4.7. INDICADORES DE LAS VIVIENDAS

1.4.7.1. Condiciones de Ocupación de las Viviendas Encuestadas

Las viviendas que fueron encuestadas en el último censo, según los datos obtenidos son ocupadas con personas presentes (70.89%), es decir que pasan permanente en la vivienda. El 11,71% de viviendas están siendo ocupados por personas cuya permanencia no es constante. En la siguiente tabla se detallan las condiciones de ocupación de las viviendas en la zona urbana de Paute:

Tabla 14: CONDICIONES DE OCUPACIÓN DE VIVIENDAS ENCUESTADAS EN LA ZONA URBANA DE PAUTE

Condición de Ocupación	Total	Porcentaje (%)
Ocupada con personas presentes	1.943	70,89
Ocupada con personas ausentes	321	11,71
Desocupada	365	13,31
En construcción	112	4,09
Total	2.741	100,00

Fuente: INEC, Censo de Población y Vivienda 2010
Elaboración: GAD DE PAUTE, PROPIA

1.4.7.2. Tenencia de la Vivienda

En la parroquia Paute, la tenencia de la vivienda es muy variada, el 3,87% de encuestados cuentan con viviendas propias, el 37,70% cuentan con viviendas las cuales ya han sido pagadas totalmente y el otro 58,43% tiene diferente tipo de tenencia como se puede ver en la siguiente tabla:

**Tabla 15: TENENCIA DE LA VIVIENDA EN LA
ZONA URBANA DE PAUTE**

Tenencia de la vivienda	Total	Porcentaje (%)
Propia y totalmente pagada	751	37,70
Propia y la está pagando	201	10,09
Propia (regalada, donada, heredada o por posesión)	77	3,87
Prestada o cedida (no pagada)	235	11,80
Por servicios	60	3,01
Arrendada	662	33,23
Anticresis	6	0,30
Total	1.992	100,00

FUENTE: INEC, CENSO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA 2010

ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE, PROPIA

1.5. INFRAESTRUCTURA BÁSICA EXISTENTE EN LA CIUDAD DE PAUTE

1.5.1. INFRAESTRUCTURA PARA SERVICIOS A LA SOCIEDAD

Entre la infraestructura de servicio social existente para población en la ciudad de Paute podemos destacar varios centros de educación, bancos, retenes de policía, terminal terrestre, hoteles, restaurantes, iglesias. A continuación se resume los locales o centros más importantes dentro de la zona del proyecto:

Centros Educativos: las instituciones que prestan sus servicios educativos se presentan a continuación:

Tabla 16: CENTROS EDUCATIVOS DE PAUTE

Educación Inicial, Básica y Bachillerato	Educación Inicial y Básica
26 de Febrero	Isidro Ayora
Ciudad de Paute	Francisco Alvarado Cobos
Julio María Matovelle	San José de Paute
Los Olivos	Nuestra Señora de Fátima
	Simón Bolívar
José María Velaz S.J. Ext. 53 A	Nicolás Vásquez Muñoz
	Marcelo Crespo Vega

FUENTE: “ARCHIVO MAESTRO DE INSTITUCIONES EDUCATIVAS - AMIE”, TABLA RESUMEN 2010

Infraestructuras de seguridad

- Cuerpo de Bomberos

- Comando Policial

Infraestructura de Servicios

- Terminal terrestre
- Registro Civil-Comisaría Nacional
- Restaurantes.
- Hosterías.
- Centros turísticos.
- Parques lineales a las orillas del río Paute.
- Mercados (Mercado 26 de Febrero y mercado San José).
- Bancos: Banco del Austro y Banco del Pichincha.
- Cooperativas de Ahorro y Crédito: Juventud Ecuatoriana Progresista

(JEP), Jardín Azuayo.

Infraestructura de Salud

- Hospital Cantonal
- Centro Gerontológico

Servicios Básicos

La cobertura de los servicios eléctrico y telefónico ha sido tomada del último censo de Población y Vivienda 2010 y se presentan en los siguientes cuadros:

- Servicio Eléctrico: la cobertura de éste servicio es bastante alta, el 98.97% de la población recibe éste servicio dotado por la Empresa Eléctrica Regional CENTROSUR (ver Tabla 17 16).

Tabla 17: COBERTURA DEL SERVICIO Eléctrico
EN PAUTE URBANO

Procedencia de luz eléctrica	Casos	%
Red de empresa eléctrica de servicio público	1.923	98,97
Generador de luz (Planta eléctrica)	10	0,52
Otro	1	0,05
No tiene	9	0,46
Total	1.943	100,00

FUENTE: INEC, CENSO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA 2010
ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE, PROPIA

- Servicio Telefónico Convencional: la Empresa de Telecomunicaciones PACIFICTEL, es la encargada de prestar el servicio de telefonía pública en la ciudad de Paute. La cobertura de éste servicio es bastante baja según se puede ver en la siguiente tabla:

Tabla 18: COBERTURA DE SERVICIO telefónico EN LA
ZONA URBANA DE LA PARROQUIA PAUTE

Disponibilidad de teléfono convencional	Casos	%
Si	652	32,73
No	1.340	67,27
Total	1.992	100,00

FUENTE: INEC, CENSO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA 2010
ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE, PROPIA

1.5.2. INFRAESTRUTURA SANITARIA

- **FORMAS DE ELIMINACIÓN DE LAS AGUAS SERVIDAS:** la ciudad de Paute al contar con sistema de alcantarillado se puede realizar la eliminación de aguas servidas de los hogares, el porcentaje de viviendas que cuentan con conexión a la red pública de alcantarillado es de 88.57%, sin embargo existen otras formas de eliminación de aguas servidas como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 19: FORMAS DE ELIMINACIÓN DE LAS AGUAS SERVIDAS

Tipo de servicio higiénico o escusado	Total	%
Conectado a red pública de alcantarillado	1.721	88,57
Conectado a pozo séptico	161	8,29
Conectado a pozo ciego	13	0,67
Con descarga directa al mar, río, lago o quebrada	19	0,98
Letrina	1	0,05
No tiene	28	1,44
Total	1.943	100,00

FUENTE: INEC, CENSO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA 2010

ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE, PROPIA

- **USO DEL SERVICIO HIGIÉNICO:** el 99.6 % de las viviendas encuestadas cuentan con servicios higiénicos, ya sea de uso exclusivo (85.74%) o compartido con varios hogares (13.86%), el resto de hogares no cuentan con ningún tipo de servicio higiénico o escusado (Ver Tabla 20).

Tabla 20: USO DE SERVICIO HIGIÉNICO

Servicio higiénico o escusado del hogar	Casos	%
De uso exclusivo	1.708	85,74
Compartido con varios hogares	276	13,86
No tiene	8	0,40
Total	1.992	100,00

FUENTE: INEC, CENSO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA 2010

ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE, PROPIA

• **AGUA POTABLE:** El servicio de agua potable llega a la mayoría de hogares de la ciudad, aunque todavía existen hogares que no cuentan con éste servicio.

La cobertura del servicio de agua potable en la zona urbana de Paute es del 88.78%, el cual es administrado por el Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Paute, a través de la Dirección de Agua Potable y Alcantarillado. A continuación se presentan los medios de abastecimiento:

Tabla 21: MEDIOS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Procedencia principal del agua recibida	Total	%
De red pública	1.725	88,78
De pozo	44	2,26
De río, vertiente, acequia o canal	160	8,24
De carro repartidor	1	0,05
Otro (Agua lluvia/albarrada)	13	0,67
Total	1.943	100,00

FUENTE: INEC, CENSO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA 2010
ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE, PROPIA

El abastecimiento de agua potable a las viviendas de la zona urbana se realiza mediante las conexiones de tubería realizadas por el personal de Municipio de Paute. Los tipos de conexiones de la red pública hacia las viviendas son los siguientes:

Tabla 22: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Conexión del agua por tubería	Casos	%
Por tubería dentro de la vivienda	1.637	84,25
Por tubería fuera de la vivienda pero dentro del edificio, lote o terreno	255	13,13
Por tubería fuera del edificio, lote o terreno	28	1,44
No recibe agua por tubería sino por otros medios	23	1,18
Total	1.943	100,00

FUENTE: INEC, CENSO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA 2010
ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE, PROPIA

• DISPOSICIÓN DE RESIDUOS SÓLIDOS

En cuanto al manejo de los residuos sólidos, el municipio de Paute cuenta con una ordenanza, la cual rige para toda la población del cantón y obliga a sus habitantes a realizar la debida clasificación de desechos generados para luego sean retirados por los

trabajadores que realizan la recolección los días lunes, miércoles y viernes. A pesar de que cuenta con el servicio de recolección de desechos sólidos para la zona urbana principalmente, aún se puede ver otras formas de eliminación de la basura como se muestra a continuación:

Tabla 23: FORMAS DE ELIMINACIÓN DE LA BASURA

Eliminación de la basura	Casos	%
Por carro recolector	1.848	95,11
La arrojan en terreno baldío o quebrada	23	1,18
La queman	56	2,88
La entierran	9	0,46
La arrojan al río, acequia o canal	1	0,05
De otra forma	6	0,32
Total	1.943	100,00

FUENTE: INEC, CENSO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA 2010

ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE, PROPIA

CAPITULO 2

TRABAJO DE CAMPO

2.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

2.1.1. INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA

Por la falta de información topográfica de la zona del proyecto (área urbana de Paute), para poder establecer las alternativas del tratamiento, así como de dimensionamientos de las distintas redes de distintas, se realizó el levantamiento topográfico del área urbana. El equipo utilizado fue una estación total marca Trimble modelo M3.

De acuerdo a los requerimientos del Gobierno Autónomo de Paute para tener una adecuada restitución de la topografía, se procedió a la ubicación de dos hitos georeferenciados en el sistema WGS84, con la finalidad de enlazarse a esta, y que todo proyecto que se realice dentro de la ciudad se georeferencie con dichos hitos.

Debido a la no existencia de una información catastral se tuvo que realizar dicho levantamiento, es decir se realizó el levantamiento predial, para proceder de manera simultánea al levantamiento topográfico. La información recopilada es necesaria para establecer las densidades urbanas existentes en la zona de la ciudad de Paute y en consecuencia para la determinación de factores de escorrentía de las aguas lluvias así como para la cuantificación de los caudales de aguas servidas a ser transportadas por las distintas redes y colectores de alcantarillado. Con la finalidad de tener mayor cantidad de sitios georeferenciados para facilidad de manejo urbanístico de las obras de planificación que se realicen en los diferentes sectores de la ciudad, el área de

planificación incluyó la ubicación de 4 puntos adicionales, de manera de contar con una poligonal constituida por 6 puntos georeferenciados.

Los levantamientos topográficos realizados fueron referenciados con la poligonal mencionada. Adicionalmente para el levantamiento topográfico se estableció una poligonal principal, a la que se fueron conectando poligonales secundarias.

De igual forma para el diseño del interceptor, adicionalmente a la topografía, se procedió a replantar en campo los lugares por donde atravesaría, luego de dicha actividad, y con un estacado cada 20 m se realizó la nivelación geométrica. La longitud total nivelada fue de **5.40 Km**.

2.1.2. GEOREFERENCIACIÓN

Como se indicó anteriormente se elaboró un polígono georeferenciado en la ciudad de PAUTE, de manera de que cualquier levantamiento topográfico que se realice en la ciudad se relacione con las coordenadas de dicho polígono.

La ubicación de los puntos en el sistema WGS84, la realizó la empresa CARTOTECNIA, mediante el empleo de un GPS de alta precisión marca Locus - Ashtech. La ubicación de los puntos fue en lugares estratégicos de la ciudad, de manera que cuando uno se encuentre dentro de la urbe pueda ver por lo menos dos de los puntos de la poligonal.

Se colocaron cuatro puntos georeferenciados, más el punto de la estación base, y se georeferenció la placa del IGM junto a la pileta del parque central, la misma que ha sido determinada como BM por el IGM. En la siguiente tabla se presentan las coordenadas de los seis puntos georeferenciados que conforman la poligonal, además las coordenadas y ubicación de la estación base y del IGM de la Iglesia central.

Tabla 24: RED GEODÉSICA DE LA CIUDAD DE PAUTE

SITIO	PUNTO NOMBRE	WGS - 84		
		ESTE	NORTE	ELEVACIÓN
Placa Base Parque Central	IGM	748.857,768	9.692.539,035	2181,465
Mirador Escalinata	G-01	748.980,595	9.692.883,983	2258,228
Terraza Banco del Austro	G-02	748.853,512	9.692.576,867	2191,580
Terminal Terrestre	G-03	749.547,429	9.692.625,120	2168,862
Fábrica Zhumir	G-04	748.467,178	9.691.851,546	2258,228
Mirador Tuna Loma	G-05	747.181,307	9.689.412,285	2263,163

Los levantamientos topográficos realizados en las distintas zonas de la ciudad han sido enlazados con la red geodésica indicada en la tabla anterior.

2.2. EVALUACIÓN Y CATASTRO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO EXISTENTE

2.2.1. INFORMACIÓN PRELIMINAR

El departamento de Agua Potable y Saneamiento entregó a mi persona para el desarrollo de su trabajo de investigación, los planos de las redes de alcantarillado de Paute en base a los diseños y evaluación del estudio de alcantarillado de 1994 por el Ing. Cesar Verdugo.

Los planos entregados se resumen a continuación:

- Planos de Evaluación y Diseño del Sistema de Alcantarillado de la Ciudad de Paute de 1994.

De otros organismos seccionales y de desarrollo se pudo recuperar la siguiente información:

- Cartografía de la Ciudad de Paute, de 1995.
- Cartografía digital de la ciudad de Paute de los años 1997 y 2004

2.2.2. CATASTRO DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

En base a la información entregada por el Gobierno Autónomo descentralizado de Paute, y a recorridos de campo con los técnicos, se realizó los catastros de los pozos de revisión de alcantarillado, catastro de tuberías, formas geométricas de tuberías, se ubicó geográficamente cada uno de los pozos de revisión y se determinó las pendientes de las tuberías en base a un levantamiento topográfico y nivelación de los diferentes componentes del sistema.

La metodología empleada fue la siguiente:

La evaluación se realizó de toda la ciudad de Paute, ya que no se contaba con información detallada del levantamiento catastral realizado en 1994.

El Catastro se fue desarrollando desde las descargas al colector hacia atrás, es decir se identificaba la tubería que llegaba al colector y se seguía por donde vienen los efluentes hasta que se encontraban los tramos de cabeza.

La numeración de los pozos de los colectores principales, se realizó desde la descarga, aguas arriba, y los catastros de la redes que llegaban a este llevaban el número del pozo del colector a cual descargaban, luego si se producían bifurcaciones se consideraba en la numeración de los pozos anteriores (subsiguientes en el catastro) el número del pozo que se había dado la bifurcación.

Posterior al catastro se realizó la ubicación geográfica de los diferentes pozos, por medio de un levantamiento topográfico, referenciado a puntos específicos conocidos para luego de un procesamiento dar la ubicación exacta en coordenadas UTM de cada uno de los pozos de revisión o estructuras catastradas. Una vez concluida esta actividad, se procedió a la nivelación geométrica de las tapas de los diferentes

pozos de revisión y elementos catastrados, todos referenciados con cotas reales. Los niveles de precisión empleados tanto para ubicación como para nivelación fueron los normados por el Código Ecuatoriano para el Diseño de la Construcción de Obras Sanitarias (R.O. No. 6-1992-08-18).

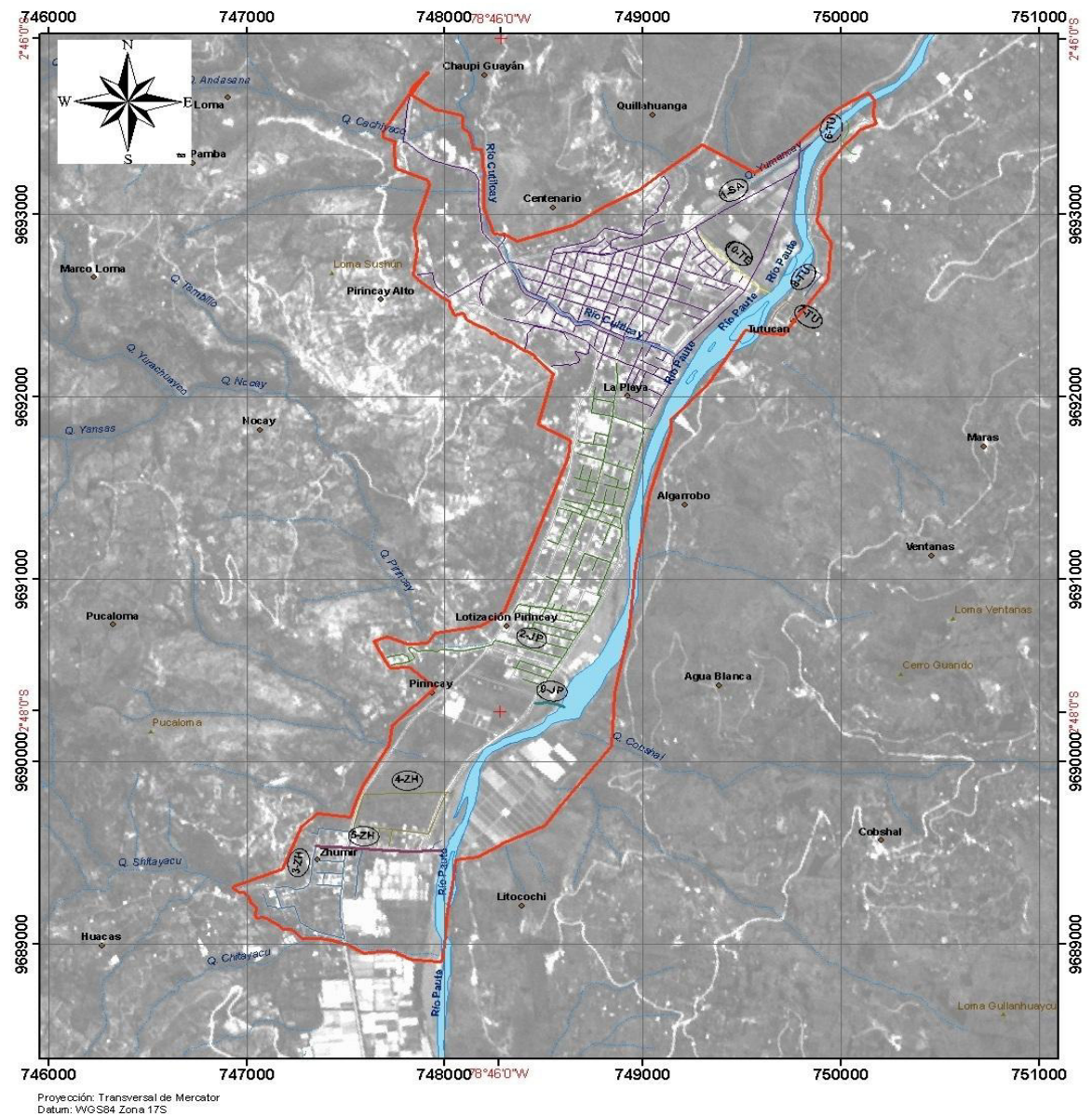
Con los datos del catastro de los pozos y los datos de cotas y emplazamientos de estos elementos, y en base a los diámetros y materiales, longitudes y pendientes (determinados a partir de la topografía) de las tuberías se determinó la capacidad máxima de transporte y evacuación de los diferentes tramos de la red de alcantarillado.

A continuación resumiremos lo catastrado y levantado topográficamente en cada uno de los colectores:

2.2.3. CATASTRO REALIZADO

Para evaluar las diferentes redes, es necesario conocer las características de las diferentes tuberías matrices, es decir, pendientes, diámetros, longitudes, y materiales. Por tanto, el trabajo empieza con el Catastro de Pozos, que consiste en determinar por medición directa, los diámetros, alturas y calidad de las tuberías, sentido del flujo de agua, así como también, las características del pozo.

IMAGEN 6: MAPA DE REDES Y TIPO DE DESCARGAS AL RIO PAUTE



Elaboración y fuente: GAD DE PAUTE, PROPIA.

En el cuadro siguientes se hace un resumen de las redes, y el tipo de descarga en el río Paute.

Tabla 25: RESUMEN DE REDES Y TIPO DE DESCARGAS AL RIO PAUTE

Red del Colector	Tipo de Descarga
S1- Salesianos	Descarga del sistema combinado en la margen izquierda del río Paute, que evacúa sus aguas en el sector de los Salesianos cercana al desfogue de la quebrada de Yumancay.
2JP – Jardines de Paute	Descarga sanitaria ubicada en el barrio de las Playas, que descarga sus aguas en la margen izquierda del río Paute.
3ZH – Zhumir	Descarga sanitaria, en la margen izquierda del río Paute.
4ZH – Zhumir	Descarga sanitaria, en la margen izquierda del río Paute.
5ZH - Zhumir	Descarga pluvial, en la margen izquierda del río Paute. Actualmente también funciona como descarga sanitaria.
6TU – Tutucán	Descarga sanitaria, en la margen derecha del río Paute, solo funciona como descarga del camal municipal.
7TU – Tutucán	Descarga sanitaria, en la margen derecha del río Paute.
8TU – Tutucán	Descarga sanitaria, en la margen derecha del río Paute.
9JP – Jardines de Paute	Descarga sanitaria ubicada en el barrio de Pirincay, recoge las aguas de la florícola Flores del Valle, que descarga sus aguas en la margen izquierda del río Paute.
10TE – Terminal Terrestre	Descarga Pluvial, en la margen izquierda del río Paute, sirve al Terminal Terrestre ubicado en la ciudadela Don Bosco.

El catastro se ha realizado en todas las calles y barrios de la ciudad de Paute. Como se indicó en los párrafos anteriores, no se pudo rescatar la información levantada en el año 1994, por el Ing. Cesar Verdugo.

A continuación se describe la red que es de nuestro interés y donde se desarrollara el proyecto de la ampliación y mejoramiento del alcantarillado, dicho colector es el que se describe:

2.2.4. CONCLUSIONES DEL CATASTRO

La red del centro (Colector S1) y la red del sector la Playa (Colector JP2), son los que mayores problemas presentan, en caso de la primera muchos de las tuberías existentes ya han cumplido con su período de vida (1.865,24 m de colectores antiguos), mientras que en la segunda la descarga no se realizada de una forma adecuada, ocasionando que una longitud de la red trabaje inundada, siendo susceptible a

taponamientos. En las dos redes, en tramos que funcionan como red sanitaria se han conectado sumideros pluviales. En las otras redes se puede indicar que su estado general es aceptable.

Se recomienda realizar un mantenimiento programado en lo referente a pozos de revisión, limpieza de sumideros, de tramos de tuberías de bajas pendientes y de las descargas al río Paute.

En los sumideros, se destaca que aproximadamente el 20,51% se encuentran en mal estado u obstruidos. En tal virtud se recomienda que en aquellos que carecen de estructura de captación de agua se debe construir una caja de hormigón con su respectiva rejilla para evitar el taponamiento de las tuberías de hormigón que conectan a los pozos de revisión, así como un mayor mantenimiento de estos elementos en la ciudad.

En la redes que han sido diseñadas y construidas como redes de recolección de aguas sanitarias, en las cuales se han conectado sumideros para captar aguas lluvias se recomienda que estos sean desconectados, o taponados, hasta que se dé una solución definitiva a las zonas que carecen de alcantarillado combinado o pluvial.

2.2.5. DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Una vez concluido el catastro de las diferentes redes y colectores se procedió a evaluar hidráulicamente el funcionamiento de la red, para lo que se tuvo que delimitar las áreas de aporte de cada una de las redes y por consiguiente de los colectores.

Las áreas de aporte se establecieron en base a la topografía, direcciones de descarga de las redes de alcantarillado, de los pozos catastrados, y a la configuración de

la zona. Se supuso que toda el área de aporte se concentraba en el pozo final a la delimitación.

Con los datos obtenidos en el catastro, la pendiente determinada por medio del levantamiento topográfico de las tapas de los pozos y por la nivelación de los mismos, y de acuerdo al tipo de material y a sus condiciones se evaluó la capacidad máxima de la tubería o canal.

ESTUDIO DE SUELOS

2.3. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y EVALUACIÓN GEOTÉCNICA EN LA ZONA DEL PROYECTO.

2.3.1.1. ALCANCE Y OBJETIVOS

Las conclusiones que se establecen en el presente informe, han sido determinadas basándose en trabajos de campo y laboratorio y éstos han tenido como finalidad el de obtener un adecuado conocimiento de la zona en estudio, desde los puntos de vista: geológico y de mecánica de los suelos, enfocándose a través de la primera disciplina: la litología, evaluación de sus condiciones estructurales y de estabilidad de los depósitos y formaciones existentes, con la finalidad de definir sus rasgos físicos, establecer si la zona o sectores de la misma constituyen áreas vulnerables y emitir de ser posible, las acciones de mitigación que sean pertinentes.

Desde el punto de vista de la mecánica de los suelos, han sido analizadas las características que presentan los suelos superficiales, muy particularmente enfocando aspectos relacionados con: presencia de nivel freático, permeabilidad, evaluaciones de la consistencia y compacidad de los estratos finos y granulares respectivamente, al considerar que estos parámetros son de fundamental importancia, ya que pueden

constituirse como factores desencadenantes de la inestabilidad y, necesarios para evaluar el costo relacionado con los rubros: excavaciones y rellenos.

2.3.1.2. METODOLOGÍA DE LAS INVESTIGACIONES REALIZADAS

El presente estudio fue realizado basándose en la siguiente metodología:

1. Revisión y análisis de la información técnica y cartográfica existente: Informe final de PRECUPA, Hoja Geológica y de Amenaza por Terrenos Inestables de Paute.

2. Reconocimiento de campo, de las zonas afectadas por el proyecto.

3. Excavaciones superficiales de pozos a cielo abierto.

Siguiendo la metodología expuesta ha sido posible obtener datos que permiten caracterizar a la zona estudiada, desde los puntos de vista: morfológico, litológico y estructural, con la finalidad de:

- Obtener la información requerida, relacionada particularmente con las características geológicas de la zona afectada por el proyecto, con el fin de establecer la distribución de las diferentes formaciones y depósitos presentes en ésta.
- Definir sus litologías y determinar los tipos de suelos predominantes de las mismas.
- Evaluar su riesgo geológico, el cual puede generar daños económicos y sociales. Considerando que los factores que intervienen en la inestabilidad de las masas de suelos en la región están íntimamente relacionados con las propiedades intrínsecas de los materiales: estructuras geológicas, antiguos deslizamientos, presencia de aguas subterráneas y de factores externos como sismos y lluvias.

- Precisar cualitativamente algunas de las características geomecánicas básicas de los materiales de la superficie.

Aspectos considerados de importancia para la toma de decisiones técnicas en la planificación del proyecto.

2.3.1.3. UBICACIÓN DEL PROYECTO

Las zonas están comprendidas dentro del perímetro Urbano de la ciudad de Paute. Las ubicaciones de las diferentes excavaciones realizadas han sido georeferenciadas a través del sistema WGS 84.

2.3.1.4. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Las exploraciones del subsuelo se han realizado mediante las excavaciones de tres pozos de reconocimiento a cielo abierto, habiéndose alcanzado en estas profundidades variables, comprendidas entre 1,50 m., y 4,50 m., con relación a la superficie de terreno. Justificándose su número y profundidades: por consideraciones de orden geológico, por las características que presentan los estratos atravesados por las excavaciones y por la magnitud del proyecto.

Durante los procesos de excavación se realizó la inspección manual – visual, como la toma de muestra con la finalidad de obtener los perfiles estratigráficos, realizándose la clasificación de los suelos que constituyen los diferentes estratos mediante el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (SUCS). La consistencia de los estratos de suelos finos existentes, ha sido cuantificada mediante ensayos in situ, con la ayuda de un especialista en el área de mecánica de suelos, se utilizó para tal efecto el Penetrómetro y Torvane manuales. Los grados de compacidad de los estratos

granulares, han sido evaluados por estimaciones indirectas, basándose en su estructuración, estabilidad y resistencia presentada a la excavación.

2.3.1.5. CONTEXTO GEOLÓGICO ZONAL

En términos generales las zonas objeto del presente estudio, presentan una geomorfología con predominio de eventos: denudativos, acumulativos, gravitacional, y fluvial.

a) Morfología

La zona del proyecto se presenta como un valle, que se extiende a partir de la margen izquierda del río Paute, transversal al mismo, constituyendo terrazas que forman planicies, en las cuales se asienta la ciudad, adyacente a su margen izquierdo, se localiza una terraza aluvial, de formación reciente, que se presentan como una llanura, elevada la misma a pocos metros con relación a los niveles del río.

b) Litología

Del análisis practicado en campo y de su interpretación se han encontrado dentro de la zona analizada la existencia de: Depósitos Aluviales, Depósitos de Coluviales, Volcánicos de Gualaceo, Formación Llacao y Unidad Maguazo, cuyas características se describen a continuación.

- **Depósitos Aluviales**

Constituyen depósitos recientes los cuales se ubican a la margen izquierdo del río Paute, en la terraza baja, formados los mismos por las variaciones de su cauce. Están compuestas por potentes capas conglomeráticas conformadas por bloques y boleos redondeados (40 - 60%) en matriz: gravas areno limosas, transportados y depositados por el río.

En general su comportamiento geotécnico corresponde al de un material granular, permeable, friccionante, de alta capacidad de carga. Ángulo de fricción en condiciones drenadas entre 30° y 40°. Excavaciones temporales verticales, necesitan entibado. Sobre ésta se asientan estratos de sedimentos finos depositados en llanuras de inundación, cuya potencia máxima es de alrededor de 2,00 m.

- Nivel Freático

Hasta profundidades de 2,00 m. no hay presencia del espejo de agua, en las zonas en las cuales se requerirán excavaciones de zanjas para la ubicación de colectores. Es posible la presencia del espejo de agua a profundidades mayores a los 2,00 m.

- Estabilidad

Constituyen depósitos compactos y competentes, predominantemente friccionante y buenos terrenos de sedimentación, con excepción en taludes, los mismos que pueden estar sujetos a erosión y desprendimientos.

- Clasificación de los suelos:

Los suelos matrices entre los boleos, se clasifican como gravas bien y mal graduadas areno limosas y gravas bien y mal graduadas areno arcillosas, con reducidos porcentajes de finos, de plasticidades bajas a nulas. La compacidad de los estratos es medianamente densa. Materiales de fácil excavación con máquina. Los sedimentos finos que se apoyan sobre éste depósito están constituidos predominantemente por suelos finos de consistencia medianamente compacta y de fácil excavación sea manual o a máquina.

- Depósitos Coluviales (QC)

Estos afloran en el sector Oeste, dentro del callejón que forma el río Cutilcay, en el sector bajo de Pirincay como también cubren la mayor parte del centro de la ciudad.

Su litología predominante lo constituyen sedimentos finos. Materiales que proceden de antiguos derrumbes, cuya densificación se lo ha logrado a través de procesos naturales en tiempos relativamente muy largos. Estos en ciertos sectores están cubiertos por rellenos con material de sitio cuya potencia máxima no excede de 1,60 m.

Su permeabilidad es de media a baja, factor que impide las filtraciones de aguas superficiales.

Actualmente se presentan como depósitos estables, su susceptibilidad a la inestabilidad dependerán muy particularmente de condiciones desencadenantes, siendo éstas: eliminación de la cubierta vegetal, lo cual ocasionará saturación del suelo, bajo condiciones de pluviosidad intensa, modificaciones substanciales de su morfología, por cortes de gran altura. Actualmente no revisten peligrosidad, desde el punto de vista de inestabilidad de masas de suelo.

- Clasificación de los suelos:

En la zona del proyecto estos depósitos, se clasifican como suelos: arcillo arenosos y limo arcillo arenosos (CL, MH – CH), preconsolidados por efectos de desecación, variando la consistencia de los mismos de: medianamente compacta a compacta ($qu \approx 15 \text{ TN/m}^2$ a $qu \approx 20 \text{ TN/m}^2$). Son de fácil excavación, sea por procesos manuales o mediante maquinaria.

- Volcánicos de Gualaceo (V)

Afloran en el sector Norte de la ciudad, en las zonas en las cuales presentan una morfología abrupta, litológicamente es una secuencia sedimentaria tobácea

estratificada. La compacidad de estos materiales es alta a causa de fenómenos secundarios de desvitrificación de las cenizas que han cementado las tobas.

En las tobas de Gualaceo la probabilidad de la presencia de los fenómenos de inestabilidad son bajos. En éstas la escorrentía superficial genera importantes procesos de erosión laminar.

Materiales de mediana facilidad de excavación con maquinaria pesada, muy difícil la excavación manual.

- Clasificación de los suelos:

En la zona del proyecto estos depósitos, se clasifican como suelos: gravas bien graduadas areno limosas (GW – GM), gravas mal graduadas areno limosas (GP – GM), gravas limo arcillo arenosas (GM – GC), arenas limo gravosas (SM), materiales de compacidad muy densa.

- Formación Llacao (P_{LL})

Consiste en flujos piroclásticos, conglomerados y areniscas de origen volcánico de compacidad alta, no presenta problemas de inestabilidad de masas de suelos, a pesar de las fuertes pendientes, son sin embargo susceptibles a la fisuración y desprendimiento en bloques. Formación que aflora al Sur Oeste de la ciudad. En zonas de fuertes pendientes.

Materiales de fácil excavación manual, dentro de su horizonte meteorizado y de mediana facilidad a través de maquinaria pesada, dentro de su horizonte sano.

- Clasificación de los suelos:

En su horizonte superficial meteorizado hay predominio de suelos finos tipo limos arenosos y gravas arcillosas.

- Unidad Maguazo

Corresponde a la subdivisión superior de los metalvolcánicos de San Francisco, de la serie Paute, aflora en las laderas occidentales, sobre la cual descansan la Formación Llacao. Su litología predominante es mica esquistos con marcada foliación.

Su horizonte meteorizado, puede clasificarse como un material suelto, el mismo que es muy susceptible a los deslizamientos, cuya potencia no supera los 5,00 m. de profundidad. Los horizontes poco alterados a sanos son medianamente facturados, presentan juntas cerradas, en los cuales la orientación de sus discontinuidades, juega un papel importante en la estabilidad de sus taludes.

- Clasificación de los suelos:

En su horizonte superficial meteorizado hay predominio de suelos granulares: gravas limo arenosas. Materiales de fácil excavación, mediante equipo mecánico.

- c) Estabilidad

Como ya se estableció anteriormente el horizonte meteorizado de la Unidad es muy susceptible a problemas de inestabilidad, contribuyendo a este fenómeno su relieve y la saturación. Los estratos poco meteorizados son compactos, por los procesos naturales de consolidación y densificación que han obrado sobre los mismos, en general son estables.

2.3.1.6. RIESGOS POR MOVIMIENTO DE MASAS DE TIERRA

En la zona de estudio (área urbana) no hay indicios de inestabilidad, producidos por factores geomorfológicos siendo éstos: topografía, estratificación; por factores

internos como: propiedades físicas – mecánicas de los suelo y estados de esfuerzos; como por factores climatológicos, efectos de aguas superficiales. Por lo expuesto en la actualidad se garantiza su estabilidad siempre que no existan acciones antrópicas o condiciones naturales extremas, que contribuyan a la inestabilidad de la zona en conjunto.

2.3.1.7. EXCAVACIONES

Al considerarse que las excavaciones de zanjas a realizarse son de carácter temporal y la mismas corresponden por su profundidad a “excavaciones poco profundas”, no requiriendo por lo tanto cálculo alguno respecto al empuje horizontal a generarse, para el diseño de los elementos de sostenimiento. Pero deberá tenerse muy en cuenta el sistema de entibamiento para las paredes de las excavaciones, muy particularmente cuando las profundidades de excavaciones sobrepasen los 2,00 m.

Las excavaciones en general podrán realizarse mediante equipo mecánico, siendo recomendado el uso de retroexcavadoras. Con este procedimiento podrá avanzarse hasta 0,30 m., por arriba de la cota establecida para las cimentaciones de los colectores, este último espesor deberá ser escavado a mano, con la finalidad de no producir alteraciones en el terreno de fundaciones.

2.3.1.8. CLASIFICACIÓN DEL SUELO PARA EXCAVACIONES

Para fines de pagos se deberán considerar las siguientes clasificaciones:

- a) Excavación en suelo:
 - a. Sobre el nivel freático
 - b. Bajo nivel freático

Es la excavación de materiales que desde el punto de vista del sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), se clasifican como suelos finos tipo: CH, CL, MH, ML, OH, OL, o una combinación de los mismos, o suelos granulares de tipos: GW, GP, GC, GM, SW, SP, SC, SM, o que lleven doble nomenclatura. Son de fácil excavación mediante la utilización de equipo mecánico.

b) Excavación marginal

a. Sobre el nivel freático

b. Bajo nivel freático

Comprenderá los correspondientes a materiales muy compactados, terrazas aluviales, en los cuales la presencia de boleos o fragmentos de roca de dimensiones superiores a 30 cm., superen el 30% del material del depósito en conjunto. Mediana dificultad de excavación, mediante la utilización de equipo mecánico.

c) Excavación en sedimentos fuertemente consolidados

a. Sobre el nivel freático

b. Bajo nivel freático

Se enterará como aquellas excavaciones en materiales sedimentarios: Tobas y areniscas, pertenecientes a los volcánicos de Gualaceo y de la Formación Llacao, muy compactos, que si bien para su excavación no es necesario el empleo de explosivos, lo es el empleo de desgarradores (ripper), para su quebrantamiento y fácil extracción. Para su excavación es necesaria la utilización de excavadoras de gran potencia.

No se incluye dentro de este tipo el horizonte meteorizado de estos sedimentos, estratos cuya excavación será considerada, como excavación en suelo.

d) Excavación en roca

a. Sobre el nivel freático

b. Bajo nivel freático

Comprenderá la correspondiente a todas las masas de roca, y la de todos aquellos materiales que presenten características de roca maciza, que únicamente puedan ser excavados utilizando explosivos.

Se incluyen dentro de este grupo los rodados o fragmentos de roca que presenten un volumen igual o superior a $0,30 \text{ m}^3$.

El costo de las excavaciones por metro cúbico, variará conforme se avanza en profundidad en la siguiente escala:

Excavaciones de 0,00 m. a 2,00 m. con presencia y sin presencia de espejo de agua.

Excavaciones de 2,00 m. a 4,00 m. con presencia y sin presencia de espejo de agua.

Excavaciones de 4,00 m. a 6,00 m. con presencia y sin presencia de espejo de agua.

Excavaciones de una profundidad mayor a 6,00 m. con presencia y sin presencia de espejo de agua.

2.3.1.9. RELLENO DE EXCAVACIONES

Las excavaciones a realizarse en la terraza baja en la cual hay presencia de depósitos aluviales, podrá utilizarse para los rellenos los sedimentos superficiales y el suelo matriz entre cantos rodados del depósito aluvial, en este último, eliminando los fragmentos mayores a 3", ya que la presencia de boleos mayores al diámetro especificado, obstaculizan la compactación adecuada del material.

Deberán ser desechados como material para relleno, los suelos finos cohesivos saturados existentes en las excavaciones, los mismos que tendrán que ser sustituidos por un suelo granular.

En los rellenos se deberá exigir un grado de compactación igual o mayor al 90% del obtenido en una prueba de compactación en laboratorio, utilizando el método AASHTO T – 99, hasta una altura de 0,60 m. medidos a partir de la clave del colector, desde esta profundidad hasta el nivel de la subrasante de la vía, deberá obtenerse un grado de compactación igual o mayor al 95%, con relación a la prueba ya mencionada. Si para la construcción de los colectores es necesaria la destrucción de la infraestructura vial, la reposición de la misma desde la rasante natural, se realizará con materiales que cumplan las especificaciones de subase y base, según el caso.

El proceso de densificación se lo hará utilizando equipo mecánico, desechando el pisón manual, por ser relativamente poco eficiente para la obtención de las densidades especificadas.

El espesor de las capas compactadas, en ningún caso podrá ser mayor de 0,15 m.

Si hay deficiencia en los procesos de compactación, una vez concluidas las obras, deberá considerarse la repavimentación a realizarse como de tipo provisional durante un cierto período de tiempo y, será preciso efectuar reparaciones, cuando se presenten asentamientos.

El material a utilizarse como suelo de reposición de zanjas, deberá cumplir con los siguientes requerimientos:

a) Requerimientos de graduación:

Tamiz	% que pasan
3"	100
Nº 4	40 – 90
Nº 200	0 – 20

b) Requerimientos de plasticidad

Límite líquido	< 45
Índice de plasticidad	< 18

En ANEXOS con el nombre de “ESTUDIO DE SUELOS” mostramos los estudios de suelos que se realizaron en donde se muestra el análisis de los resultados del suelo de Paute en las respectivas pruebas de clasificación de suelos

2.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Dentro del “ANÁLISIS DE RESULTADOS” encontraremos la evaluación que el GAD municipal del cantón Paute ha realizado, en esta información se detalla que

tuberías están funcionando adecuadamente dentro del análisis hidráulico que se realizó, y que nos sirvió de gran ayuda para poder diseñar el interceptor ya que en el encontramos los Caudales, población, tipos de tuberías y mas que llegan a la Av. Luis Enrique Vázquez (desde el sector de Zhumir hasta el sector de Yumancay) que son los que nosotros necesitamos para nuestro diseño, es bueno aclarar que sin esta información no se podría haber realizado dicho diseño. Esta información la podremos encontrar dentro de los anexos denominada “ALCANTARILLADO DE PAUTE”.

CAPITULO 3

PARÁMETROS DE DISEÑO

3. SELECCIÓN DE PARÁMETROS Y CRITERIOS DE DISEÑO

3.1. PERIODO DE DISEÑO

El Código Ecuatoriano para el Diseño de la Construcción de Obras Sanitarias (R.O. No. 6-1992-08-18), Numeral 5.1.1.6 recomienda como una aproximación del Período óptimo de Diseño para un sistema de alcantarillado la utilización de la siguiente expresión:

$$X = \frac{[2,6 \times (1 - a)^{1,12}]}{R}$$

En dónde:

X: Período óptimo de diseño

a: factor de economía de escala igual 0,43 para colectores de alcantarillado

R: Tasa de actualización. El Banco del Estado recomienda una tasa del 6%

$$X = \frac{[2,6 \times (1 - 0,43)^{1,12}]}{0,06} = 23,08 \text{ años}$$

Por lo que se recomienda un período de 25 años para los "Sistema de Alcantarillado para el área urbana de la ciudad de Paute".

3.2. POBLACIÓN

La población asumida para el estudio de alcantarillado corresponde a la población calculada en el área del proyecto (área urbana o catastral), por medio del

"Método demográfico de componentes" con la utilización del programa computacional denominado SPECTRUM, asumiendo la Hipótesis recomendada en el estudio demográfico (Hipótesis media)¹. Los valores finales son los siguientes:

Tabla 26: POBLACIÓN PROYECTADA

Año	Población
2010	7.374
2011	7.791
2012	8.215
2013	8.642
2014	9.072
2015	9.504
2016	9.937
2017	10.369
2018	10.801
2019	11.231
2020	11.660
2021	12.086
2022	12.508
2023	12.926
2024	13.346
2025	13.766
2026	14.195
2027	14.632
2028	15.076
2029	15.527
2030	15.984
2031	16.443
2032	16.908
2033	17.374
2034	17.844
2035	18.313
2036	18.780
2037	19.242
2038	19.703
2039	20.161
2040	20.615

Fuente: Spectrum

Elaboración: Estudio Demográfico

¹ Revisar numeral 1.4.3.

3.3. ANÁLISIS POBLACIONAL

Con el propósito de definir la población, actual y futura (hasta el año 2041), se ha procedido a realizar un análisis demográfico por medio de procedimientos aceptados y exigidos por organismos internacionales como el Bando Interamericano de Desarrollo (BID) y nacionales como el Banco del Estado (BEDE). Este estudio de la población fue asesorado por el Gobierno Autónomo Descentralizado del cantón Paute, para el cual se me otorgo la ayuda debida con la documentación y programas para la ejecución del mismo así como de la debida ilustración del funcionamiento del programa *SPECTRUM*, para que al realizar este análisis poblacional los valores concuerden con los valores que ellos manejan en las proyecciones poblacionales que tienen del cantón, es decir nos de los resultados mas cercanos de la verdadera población. Gracias a este programa este estudio guarda relación directa con los datos estadísticos del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC).

Es de manera sobresaliente también el destacar la utilización de este programa para el análisis de los resultados ya que realiza comparaciones que en los diferentes métodos de análisis poblacional no se realizan, dichos métodos y la utilización del programa se detallan a continuación:

La proyección se realizó a través de un paquete de computación demográfico denominado *SPECTRUM*, el cual contempla el método estándar de agrupación por componentes, “Cohortes”, considerando cuatro factores demográficos básicos que inciden en el crecimiento de la población, y son:

- Nacimientos
- Defunciones
- Emigración
- Inmigración

La aplicación SPECTRUM realiza la proyección sobre la base de la relación entre los cuatro factores anotados, ponderando, además; el peso de la fecundidad y la población femenina en edad fértil, es decir, la relación entre los niños nacidos vivos en el período y la población en edad fértil (de 15 a 49 años), el cual incide directamente sobre la natalidad.

Las bases de datos, que han reforzado el estudio, fueron recolectadas, procesadas y depuradas, estadísticamente de varias fuentes oficiales, tales como: Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), el cual proporcionó datos del Censo de Población y de Vivienda, Centro de Estudios de Población y Paternidad Responsable (CEPAR) y Consejo Nacional de Desarrollo (CONADE). A continuación se realiza un análisis de todos los indicadores utilizados en las proyecciones.

3.3.1. CRECIMIENTO POBLACIÓN EN EL CANTÓN PAUTE

Para el análisis se realizó un estudio de las variaciones de las tasas de crecimiento de la población registradas en los períodos ínter censal, tanto de hombres como de mujeres desde el año de 1990 hasta el año de 2010, para determinar la tendencia de crecimiento a futuro, como se puede observar a continuación:

Tabla 27: DEMOGRAFÍA: Población censal de Paute 1950 – 2010

Años	Total	Urbana	Rural
1950	31.783	1.377	30.406
1962	29.271	1.511	27.760
1974	33.268	1.998	31.270
1982	36.178	2.338	33.840
1990	21.610	3.156	18.454
2001	23.106	5.014	18.092
2010	25.494	7.226	18.268

FUENTE: INEC (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos)

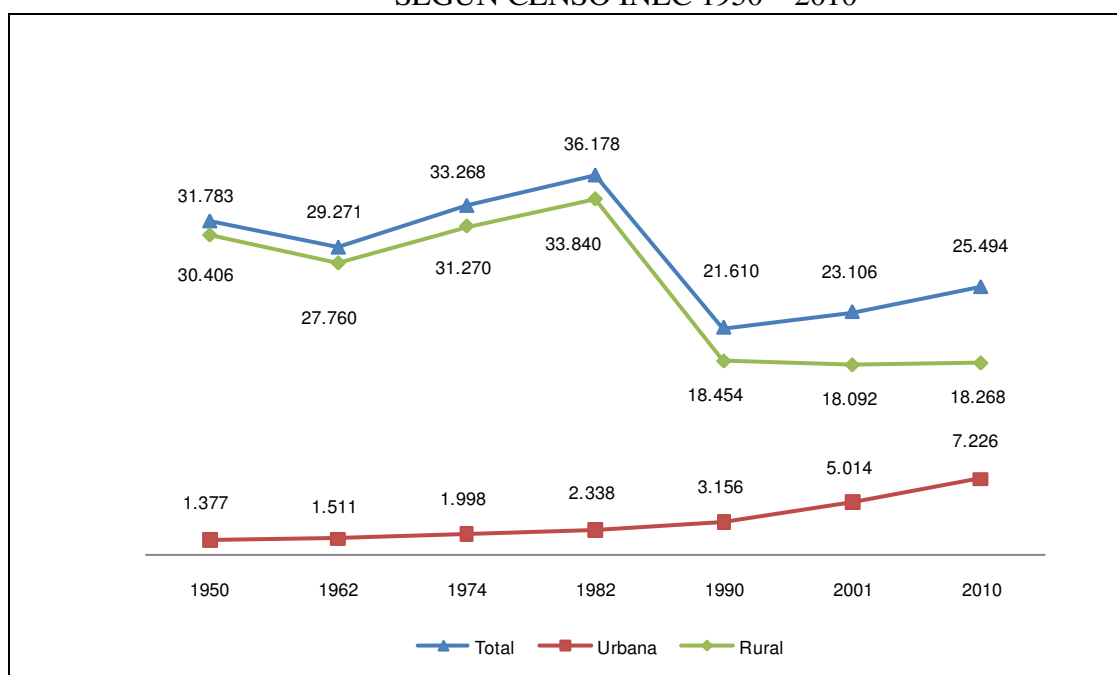
ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE, PROPIA.

Tabla 28: CRECIMIENTO POBLACIONAL DE PAUTE URBANO

Tabla 20. CRECIMIENTO POBLACIONAL DE PAUTE URBANO				
Tasa de crecimiento 1990 - 2001		Total	Hombres	Mujeres
1990 - 2010	PAUTE	3,43%	3,25%	3,60%
	Área Urbana	4,23%	4,29%	4,18%

FUENTE: INEC (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos)

ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE

IMAGEN 7: DEMOGRAFÍA: Población de Paute,
SEGÚN CENSO INEC 1950 – 2010

FUENTE: INEC (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos)

ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE, PROPIA.

En el lapso de alrededor de un cuarto de siglo (1950 - 1974) en la provincia del Azuay, como en el resto del país se ha podido observar la prevalencia de altos niveles de fecundidad, lo que ha ocasionado tener tasas brutas de natalidad de entre 43 y 46 nacimientos por mil habitantes; en el siguiente cuarto de siglo la tendencia marca el descenso, hasta ubicarse en el nivel de 22 nacimientos por mil habitantes para el año 2001. Para el año 2010 en nivel de fecundidad llegó a un valor de 21 nacimientos por cada 1.000 habitantes.

La fecundidad en la provincia del Azuay, para los periodos comprendidos entre 1982 – 2001 el número promedio de hijos por mujer ha disminuido de 3,3 a 2,76, tendencia similar se presenta en el área urbana (2,5 a 2,2) y en el área rural de 3,8 a 3,2, lo que representa una disminución de 18,2 por ciento a nivel provincial y de 12 y 15,8 por ciento para las áreas urbana y rural, respectivamente². Para el periodo 2001 – 2010 el número promedio de hijos por mujer llegó a un valor de 2,6. Por lo demás, el nivel de instrucción en las madres influye en la fecundidad, *cuando más alto es el nivel de instrucción de las madres más baja es su fecundidad*.

Sobre la base de esta información, se procedió a construir una curva que refleje la tendencia de la población en los períodos inter censal, obteniendo los siguientes resultados:

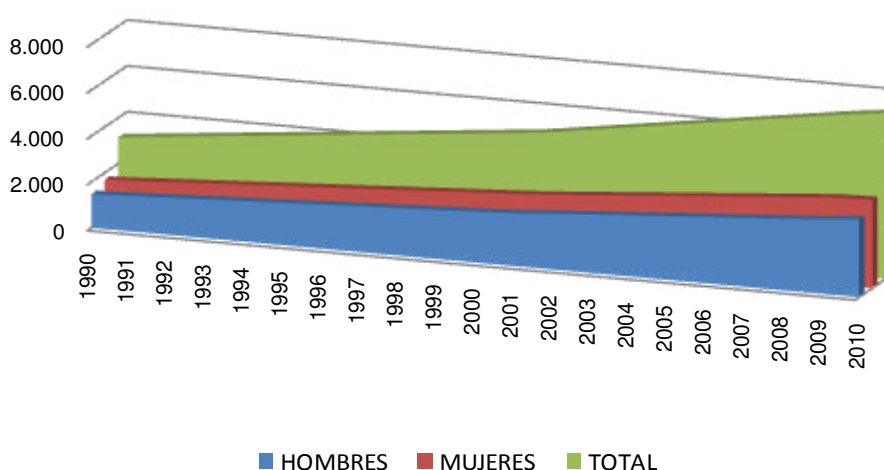
² Véase: Análisis de los Resultados Definitivos del VI Censo de Población y V de Vivienda –2001-, INEC; pág. 16, 17. Resultados del VII Censo de Población y VI de Vivienda –2010-, INEC.

Tabla 29: PROYECCIONES DEMOGRÁFICAS: Población (período 1990 – 2010)

Numero	Año	Población Total
0	1.990	3.156
1	1.991	3.325
2	1.992	3.494
3	1.993	3.663
4	1.994	3.832
5	1.995	4.001
6	1.996	4.169
7	1.997	4.338
8	1.998	4.507
9	1.999	4.676
10	2.000	4.845
11	2.001	5.014
12	2.002	5.265
13	2.003	5.516
14	2.004	5.767
15	2.005	6.018
16	2.006	6.268
17	2.007	6.519
18	2.008	6.770
19	2.009	7.021
20	2.010	7.226

Fuente: INEC (instituto nacional de estadísticas y censos)
Elaboración: GAD DE PAUTE, PROPIA.

IMAGEN 8: DEMOGRAFÍA: Población de Paute, según censo 1990 – 2010



Fuente: INEC (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos)
Elaboración: PROPIA

3.3.1.1. Estructura de la Población por Edad y Sexo

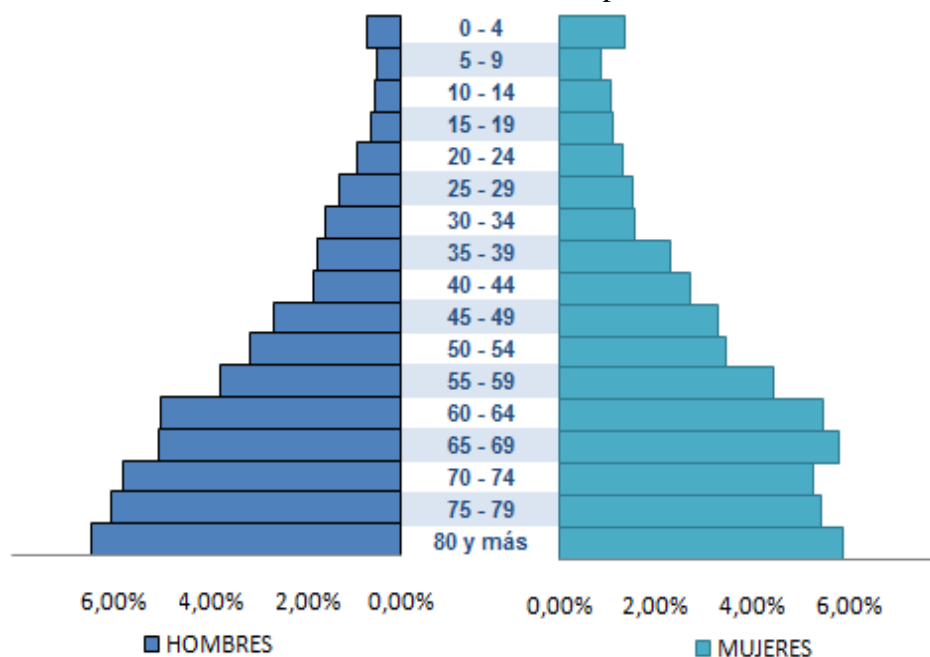
Para el análisis se estableció la distribución porcentual de las parroquias en grupos de edad, del VII Censo de Población y VI de Vivienda del año 2010, y se aplicó a la población del año de 2010 - 2041 de la proyección

Tabla 30: DEMOGRAFÍA: Estructura de la población Año 2010

Edades	Total	Hombres	Mujeres
0 - 4	12,21%	13,53%	11,09%
5 - 9	11,39%	12,70%	10,28%
10 - 14	10,97%	12,18%	9,95%
15 - 19	10,79%	10,56%	10,98%
20 - 24	10,39%	10,48%	10,32%
25 - 29	8,18%	7,94%	8,37%
30 - 34	6,56%	6,59%	6,54%
35 - 39	5,92%	5,54%	6,24%
40 - 44	4,53%	3,80%	5,14%
45 - 49	4,05%	3,67%	4,37%
50 - 54	3,11%	3,27%	2,97%
55 - 59	2,81%	2,71%	2,90%
60 - 64	2,25%	1,96%	2,50%
65 - 69	1,74%	1,31%	2,09%
70 - 74	1,64%	1,18%	2,02%
75 - 79	1,38%	1,09%	1,62%
80 y más	2,09%	1,48%	2,61%
TOTAL	100,00%	45,69%	54,31%

Fuente: INEC (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos)
Elaboración: GAD DE PAUTE.

IMAGEN 9: DEMOGRAFÍA: Estructura de la población, año 2010



Fuente: INEC (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos)

Elaboración: GAD DE PAUTE, PROPIA

La distribución de las poblaciones en estudio, por grupos de edades, es eminentemente joven, así, para el año del 2010 el 34,66 % de la población es menor de 15 años y el 55,8% es menor de 25 años. Para el presente estudio se utiliza la estructura porcentual de la población correspondiente.

El índice de masculinidad se ha calculado de acuerdo a la información obtenida del INEC, y es el indicador obtenido a través de la relación población masculina y población femenina.

Paute -urbano-

$$IM = (Población Masculina / Población Femenina) * 100$$

$$IM = (3.396 / 3.830) * 100$$

$$IM = 89$$

El índice indica que existen 89 hombres por cada 100 mujeres, en la Paute - urbano-, las consecuencias de la migración se reflejan en gran medida, puesto que existe una correspondencia numérica, entre hombre y mujeres.

Las expectativas de vida adoptadas, corresponden a las tendencias nacionales, similares a las observadas en Latino América cuya tabla se utiliza para las corridas del programa “*SPECTRUM*”. En el cuadro siguiente se presenta la esperanza de vida adoptada en el estudio.

Tabla 31: DEMOGRAFÍA: Esperanza de vida al nacer

Años	Hombres	Mujeres
2010	61,6	65,5
2020	66,9	71,8
2030	70,8	76,6
2040	72,8	78,7

Fuente: Spectrum, Caso Ecuador

Elaboración: GAD DE PAUTE.

3.3.1.2. Migración

De acuerdo a una investigación realizada por el Centro de Investigaciones Geográficas (CEDIG) y publicadas en el documento “Transición Demográfica en el Ecuador”, manifiesta que las causas de migración responden a factores coyunturales propios de países en desarrollo, y son:

- La baja excepción de la mortalidad,
- Situaciones económicas difíciles como el desempleo,
- Catástrofes naturales (inundaciones, terremotos), y

- Para la provincia del Azuay el proceso de migración es muy marcado, además la emigración del sector rural muestra altas tasas de fecundidad, hecho que incide en la población actual y futura.

El saldo migratorio de Paute -urbano-, de acuerdo a la información obtenida en el último censo, *es positivo y cada año tiende a aumentar*; esta situación se repite en toda la década del 90 y del 2000, el saldo migratorio se ha obtenido de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} & \text{Población 2010} + \text{nacidos vivos (1990 a 2009)} - \text{defunciones (1990 a 2009)} - \\ & \text{población 1990} = 7.226 + (2.332 - 1.393) - 3.156 \\ & = 5.009 \text{ saldo de migración (239 promedio anual)} \end{aligned}$$

Esta migración neta positiva significa que el crecimiento demográfico actual, de Paute -urbano-, además del crecimiento natural o vegetativo tiene gran importancia la migración campo - ciudad, ciudad - país extranjero.

Tabla 32: DEMOGRAFÍA: Estructura de la migración

Edades	Hombres	Mujeres
0 - 4	0,95	1,53
5 - 9	1,06	1,85
10 - 14	1,62	2,43
15 - 19	13,45	13,69
20 - 24	23,69	23,98
25 - 29	20,72	21,00
30 - 34	14,26	13,03
35 - 39	9,78	8,35
40 - 44	5,50	4,74
45 - 49	3,03	2,47
50 - 54	1,85	2,05
55 - 59	0,80	0,92
60 - 64	0,47	0,60
65 - 69	0,22	0,42
70 - 74	0,19	0,40
75 - 79	0,10	0,12

80 y más	2,30	2,43
----------	------	------

Fuente: INEC (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos)

Elaboración: GAD DE PAUTE.

A partir de las Estadísticas Vitales (nacimientos y defunciones) se estableció el número de nacimientos y muertes en el período 1990 – 2010, así como sus respectivas tasas de crecimiento, el siguiente cuadro muestra la evolución de las tasas anuales, vegetativa y migratoria:

Tabla 33: DEMOGRAFÍA: Tasas Anuales, Vegetativas y Migratorias

Tasas de crecimiento									
Núm.	Años	Valores			Tasas				
		Nacim	Def.	Población	Natalidad	Mortalidad	Vegetativa	Anual	Migración
1	1990	66	37	3.156					
2	1991	59	39	3.325	-10,61	5,41	-16,01	5,35	21,36
3	1992	48	35	3.494	-18,64	-10,26	-8,39	5,08	13,47
4	1993	36	29	3.663	-25,00	-17,14	-7,86	4,83	12,69
5	1994	29	31	3.832	-19,44	6,90	-26,34	4,61	30,95
6	1995	29	29	4.001	0,00	-6,45	6,45	4,41	-2,04
7	1996	48	31	4.169	65,52	6,90	58,62	4,22	-54,40
8	1997	60	32	4.338	25,00	3,23	21,77	4,05	-17,72
9	1998	131	36	4.507	118,33	12,50	105,83	3,89	-101,94
10	1999	154	35	4.676	17,56	-2,78	20,34	3,75	-16,59
11	2000	116	58	4.845	-24,68	65,71	-90,39	3,61	94,00
12	2001	132	28	5.014	13,79	-51,72	65,52	3,49	-62,03
13	2002	157	67	5.265	18,94	139,29	-120,35	5,00	125,35
14	2003	114	41	5.516	-27,39	0,00	-27,39	4,77	32,15
15	2004	176	41	5.767	54,39	0,00	54,39	4,55	-49,84
16	2005	160	43	6.018	-9,09	4,88	-13,97	4,35	18,32
17	2006	191	39	6.268	19,38	-9,30	28,68	4,17	-24,51
18	2007	178	53	6.519	-6,81	35,90	-42,70	4,00	46,71
19	2008	162	71	6.770	-8,99	33,96	-42,95	3,85	46,80
20	2009	150	69	7.021	-7,41	-2,82	-4,59	3,71	8,30
21	2010	136	70	7.226	-9,33	1,45	-10,78	2,92	13,70

Fuente: - INEC (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos)

Elaboración: GAD DE PAUTE.

En base de la diferencia entre las tasas de crecimiento vegetativo y global, para el período 1990 – 2010, para el cual existe información censal, se estableció la tasa

migratoria de las localidades, convirtiendo en valores absolutos o saldos migratorios netos, para la proyección demográfica.

3.3.1.3. Fecundidad

Este indicador constituye uno de los componentes demográficos básicos que incide en el crecimiento de la población. Para su determinación se considera a la población femenina entre 15 y 49 años, la misma que en el año de 2010 representó el 50,72% del total de la población femenina, respectivamente.

Tabla 34: DEMOGRAFÍA: Distribución porcentual de la fecundidad

Grupos de edad	Paute
15 a 19	21,13
20 a 24	19,86
25 a 29	16,11
30 a 34	12,58
35 a 39	12,01
40 a 44	9,89
45 a 49	8,41

Fuente: Ajuste Demográfico
Elaboración: GAD DE PAUTE.

Con respecto a este indicador es necesario señalar que existen dos fuentes con resultados significativamente diferentes, debido a las diversas metodologías utilizadas y a la revisión de los datos que dio lugar a una corrección de los resultados:

- El Instituto Nacional de Estadísticas y Censos INEC, y
- El Centro de Población de Paternidad Responsable CEPAR.

La diferencia, de las dos fuentes, se detalla a continuación:

3.3.1.4. INEC

De acuerdo al INEC, en el periodo 2001 – 2010 el número promedio de hijos por mujer ha disminuido en un 5,8%, al variar de 2,76 a 2,6.

3.3.1.5. Centro de Estudios de Población y Desarrollo Social (CEPAR)

Según el CEPAR, la tasa global de fecundidad a nivel provincial, para el 2010 e llega a 2,6. La tasa específica de fecundidad por edad es más baja en las mujeres jóvenes, aumentan notablemente entre los 20 y 24 años y disminuye a medida que avanza la edad, siendo más rápido su descenso a partir de los 30 años de edad.

Para nuestro análisis, se utilizó la tasa global de fecundidad por quinquenios, tomando como punto de partida la tasa definida por el **SPECTRUM**, la proyección se realizó en base a los ritmos de crecimiento estimados por el programa para el país.

En cuanto a la distribución porcentual de la fecundidad por grupos de edades y la tasa global de fecundidad, se asumió lo calculado por el **SPECTRUM**, caso Ecuador.

Tabla 35: DEMOGRAFÍA: Tasa global de Fecundidad

Años	Valor
2010	4,91
2020	3,58
2030	2,90
2040	2,40

Fuente: Spectrum

Elaboración: GAD DE PAUTE.

3.3.1.6. Mortalidad Infantil

Analizando las tasas de natalidad y mortalidad, obtenidas de los anuarios de estadísticas vitales publicadas por el INEC, se han determinado los siguientes resultados:

Pese al descenso registrado, la mortalidad infantil aún es alta, para el 2010 es de 26 defunciones por 1.000 nacimientos.

3.3.2. CRECIMIENTO POBLACIONAL

3.3.2.1. Mediante el empleo del programa spectrum

En el paquete demográfico **SPECTRUM**, el factor decisivo para establecer diferentes hipótesis de crecimiento de la población constituye el factor migratorio, debido a las características propias de la población. Para Paute -urbano- se han establecido tres hipótesis (alta, media y baja), cada una con su respectivo soporte de análisis socioeconómico. Los resultados de las corridas del SPECTRUM (en resumen) se presentan en el cuadro siguiente, los cuales, nos permiten corroborar el ajuste entre el supuesto teórico adoptado para cada hipótesis migratoria y su expresión estadística.

Tabla 36: DEMOGRAFÍA: Hipótesis de crecimiento migratorio

Numero	Años	Hipótesis		
		Baja	Media	Alta
0	2011	171	168	164
5	2016	178	157	137
10	2021	184	147	110
15	2026	191	137	82
20	2031	199	127	55
25	2036	206	117	27
30	2041	214	107	0

FUENTE: AJUSTE DEMOGRÁFICO
ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE, PROPIA

3.3.2.2. HIPÓTESIS ALTA

La hipótesis alta se ha desarrollado a partir de una tendencia construida por la tasa de crecimiento positiva del saldo migratorio neto de la Paute -urbano-, tanto para hombres como mujeres, este modelo se asume como hipótesis alta, pues mantiene la tendencia migratoria de la serie histórica de datos.

3.3.2.3. HIPÓTESIS BAJA

Para esta hipótesis se ha utilizado una tasa de crecimiento migratorio negativa obtenida de la serie histórica 1990 - 2010, registrado en la Paute -urbano-, además de una disminución del crecimiento vegetativo de la población.

3.3.2.4. HIPÓTESIS MEDIA

Es un promedio de los valores anteriores, esta hipótesis se ha construido a partir del promedio de las hipótesis alta y baja. La hipótesis recomendada para el estudio, *es la hipótesis media*, tanto para hombres como para mujeres, para el período 2010 – 2041. En la siguiente tabla se presentan los resultados obtenidos.

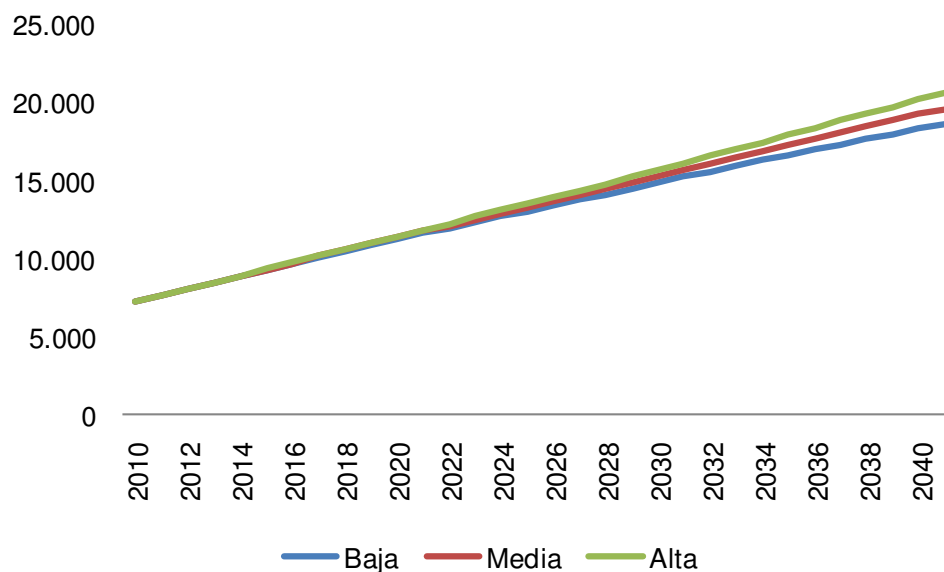
Tabla 37: DEMOGRAFÍA: Proyecciones Demográficas,
PAUTE -URBANO-

Año	Hipótesis		
	Alta	Media	Baja
	Total	Total	Total
2010	7.226	7.226	7.226
2011	7.635	7.635	7.634
2012	8.051	8.048	8.044
2013	8.469	8.462	8.454
2014	8.890	8.876	8.862
2015	9.313	9.292	9.270
2016	9.737	9.705	9.672
2017	10.160	10.116	10.071
2018	10.583	10.525	10.466
2019	11.004	10.930	10.855
2020	11.424	11.331	11.237
2021	11.841	11.727	11.612
2022	12.254	12.117	11.979
2023	12.664	12.502	12.340
2024	13.075	12.886	12.697
2025	13.486	13.267	13.047
2026	13.906	13.655	13.404
2027	14.334	14.049	13.763
2028	14.769	14.447	14.124
2029	15.211	14.850	14.489
2030	15.659	15.257	14.854
2031	16.109	15.663	15.217
2032	16.565	16.073	15.580
2033	17.022	16.481	15.939
2034	17.482	16.889	16.296
2035	17.941	17.295	16.648
2036	18.399	17.696	16.992
2037	18.852	18.091	17.329
2038	19.304	18.481	17.658
2039	19.753	18.866	17.979
2040	20.198	19.245	18.292
2041	20.638	19.616	18.594

Fuente: Spectrum

Elaboración: GAD DE PAUTE, PROPIA

IMAGEN 10: DEMOGRAFÍA: Proyecciones demográficas



Fuente: Spectrum
Elaboración: GAD DE PAUTE.

La población inicial del proyecto es mayor que la registrada en el Censo de noviembre de 2001, debido a que el área urbana censal, es menor que el área urbana aprobada por la I. Municipalidad de Paute en el año 2010. La diferencia de población de 148 habitantes corresponde a la estimación del área periférica a la censal, y que es parte del área urbana de la ciudad de Paute. En la siguiente ilustración se sobreponen dichas áreas

IMAGEN 11: ZONAS CENSALES Y LIMITE DEL PROYECTO

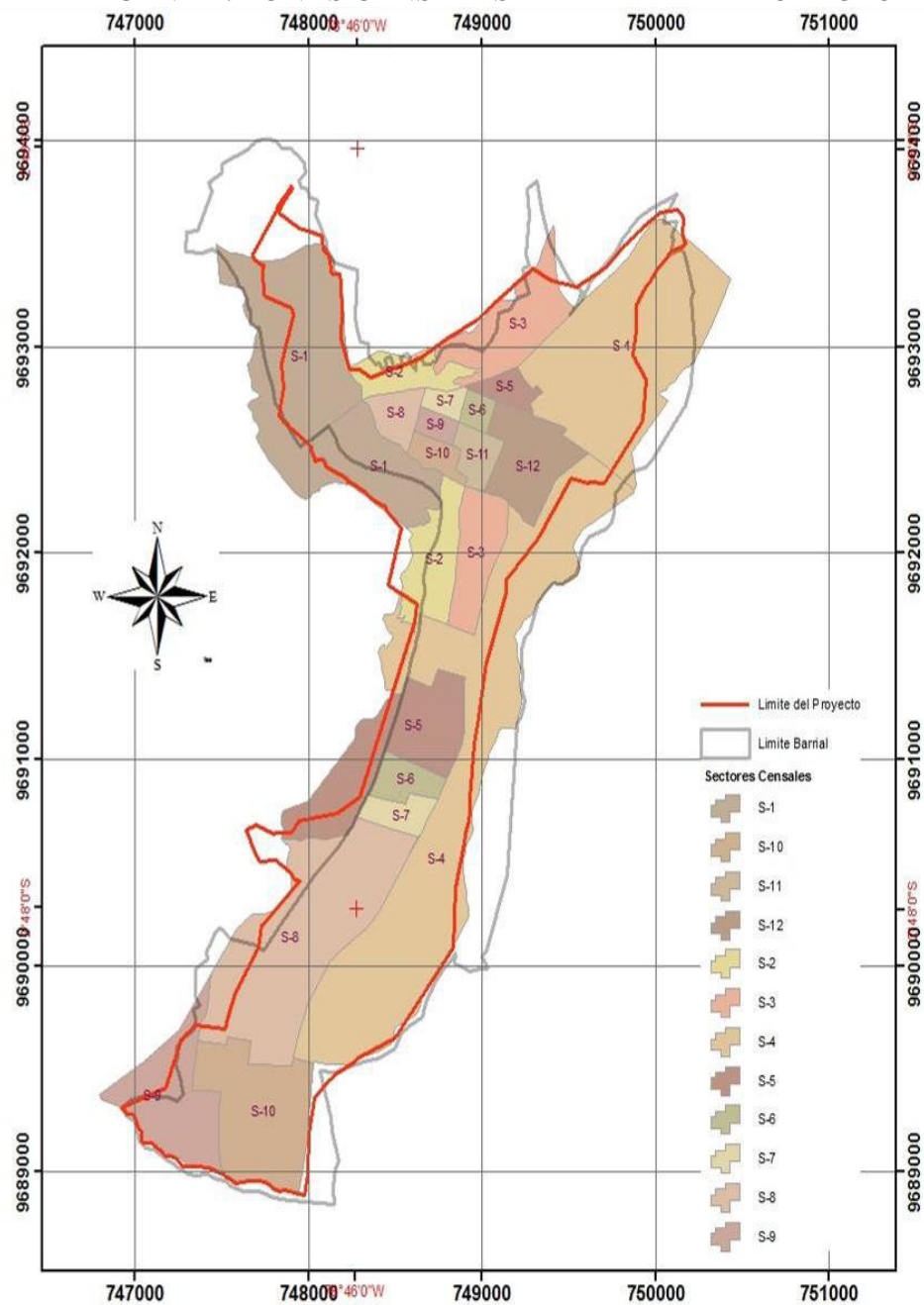


Tabla 38: PAUTE: Proyecciones Demográficas –ÁREA URBANA-

Años	POBLACION DEL PROYECTO		
	Total	Población Estimada	Expansión Urbana
2010	7.374	7.226	148
2011	7.791	7.635	156
2012	8.215	8.048	164
2013	8.642	8.462	173
2014	9.072	8.876	182
2015	9.504	9.292	191
2016	9.937	9.705	200
2017	10.369	10.116	209
2018	10.801	10.525	218
2019	11.231	10.930	227
2020	11.660	11.331	236
2021	12.086	11.727	245
2022	12.508	12.117	254
2023	12.926	12.502	262
2024	13.346	12.886	271
2025	13.766	13.267	280
2026	14.195	13.655	289
2027	14.632	14.049	298
2028	15.076	14.447	307
2029	15.527	14.850	316
2030	15.984	15.257	325
2031	16.443	15.663	334
2032	16.908	16.073	343
2033	17.374	16.481	352
2034	17.844	16.889	362
2035	18.313	17.295	372
2036	18.780	17.696	381
2037	19.242	18.091	390
2038	19.703	18.481	399
2039	20.161	18.866	408
2040	20.615	19.245	417
2041	21.064	19.616	426

Fuente: Spectrum

Elaboración: Estudio Demográfico

3.3.2.5. Otros métodos de proyección poblacional

Para las proyecciones Aritmética y Geométrica se propone utilizar un crecimiento igual al registrado en el período censal 2001 y 2010 para el área urbana de Paute y que es igual al 4,9% y 4,14% respectivamente.

El método de proyección poblacional con ajuste a las tasas de crecimiento de tipo lineal y exponencial se realiza de acuerdo a los datos registrados en los últimos dos censos (2001, 2010) y a los ajustes de las tasas de crecimiento intercensales por medio de regresiones lineales como exponenciales, a partir de las cuales se obtiene ecuaciones que nos sirven para determinar las poblaciones para los diferentes años del proyecto.

En la tabla adjunta se presentan proyecciones poblacionales utilizando el método demográfico SPECTRUM, los métodos Aritmético y Geométrico, y con ajuste de crecimiento lineal y exponencial, con las siguientes consideraciones:

Tabla 39: CRECIMIENTO POBLACIONAL EN EL AREA URBANA DE PAUTE
CONSIDERANDO LIMITE URBANO

Número de años	Año	Método de proyección poblacional				
		Demográfico	Aritmético	Geométrico	Reg. Expon.	Reg. Lineal
0	2010	7.374	7.374	7.374	7.374	7.374
1	2011	7.791	7.735	7.679	7.678	7.735
2	2012	8.215	8.097	7.997	7.994	8.111
3	2013	8.642	8.458	8.328	8.321	8.501
4	2014	9.072	8.819	8.673	8.660	8.905
5	2015	9.504	9.181	9.032	9.012	9.323
6	2016	9.937	9.542	9.406	9.377	9.757
7	2017	10.369	9.903	9.795	9.755	10.206
8	2018	10.801	10.265	10.201	10.146	10.670
9	2019	11.231	10.626	10.623	10.551	11.151
10	2020	11.660	10.987	11.063	10.971	11.647
11	2021	12.086	11.349	11.521	11.406	12.159
12	2022	12.508	11.710	11.998	11.856	12.688
13	2023	12.926	12.071	12.495	12.322	13.234
14	2024	13.346	12.433	13.012	12.804	13.796
15	2025	13.766	12.794	13.551	13.303	14.376
16	2026	14.195	13.155	14.112	13.820	14.973
17	2027	14.632	13.517	14.696	14.355	15.587
18	2028	15.076	13.878	15.305	14.908	16.219
19	2029	15.527	14.239	15.938	15.480	16.868
20	2030	15.984	14.601	16.598	16.072	17.534
21	2031	16.443	14.962	17.285	16.684	18.218
22	2032	16.908	15.323	18.001	17.316	18.919
23	2033	17.374	15.684	18.746	17.970	19.637
24	2034	17.844	16.046	19.522	18.646	20.374
25	2035	18.313	16.407	20.330	19.344	21.128
26	2036	18.780	16.768	21.172	20.066	21.899
27	2037	19.242	17.130	22.048	20.811	22.688
28	2038	19.703	17.491	22.961	21.581	23.493
29	2039	20.161	17.852	23.912	22.376	24.315
30	2040	20.615	18.214	24.902	23.197	25.154
31	2041	21.064	18.575	25.933	24.045	26.009

Fuente: Spectrum

Elaboración: Estudio Demográfico

De los resultados obtenidos se observa que la proyección utilizando un método de crecimiento demográfico alcanza una mayor población que el método aritmético, y al

ser un procedimiento en el cual intervienen varias variables, se propone utilizar estos valores para un horizonte final de vida útil.

3.3.3. ZONIFICACIÓN Y DENSIDADES DE LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE PAUTE

Actualmente la ciudad de Paute no cuenta con zonificación urbana en cuanto al uso de suelo. Para la determinación de zonificación de la ciudad de Paute, se revisó los levantamientos catastrales, así como la información obtenida del último censo de población y vivienda (noviembre de 2010) en cuanto a la población registrada en cada uno de los sectores censales. En cada sector censal se identificó un lote promedio y a partir de éste, se cuantificó la densidad de saturación que podría tener el sector en mención. En algunos con la información del catastro predial casos se verificó que la densidad dentro de un sector censal no es homogénea, razón por la cual se procedió a dividir en sub sectores de características similares.

La población proyectada al año 2040 en el área urbana de la ciudad de Paute es de 20.615 personas, distribuidos de diferente forma en un área urbana delimitada de 470 ha.

En la tabla 44, se presenta el porcentaje de la densidad de saturación, adoptada en los diferentes sectores censales y subsectores así como la población proyectada en cada uno de los sectores indicados. Cabe indicar que la delimitación de los subsectores se realizó de acuerdo a las diferentes densidades determinadas a partir de la información levantada en el catastro predial.

Tabla 40: : PORCENTAJE DE DENSIDAD POBLACIONAL SEGÚN SECTORES

Zona Censal	Sector De Planificación	Área (Ha)	Densidad Adoptada 2038 (Hab/Ha)	Población Proyectada Por Sector (Hab)	% de La Densidad de Saturación
1	101-All	59,14	37,32	2207	50,0
	102-A	7,74	27,61	214	75,0
	102-B	2,70	95,05	257	100,0
	103-All	22,53	27,61	622	75,0
	104-A	73,58	9,12	671	100,0
	104-B	3,73	109,38	408	100,0
	105-All	4,71	101,86	480	90,0
	106-All	3,01	101,97	307	90,0
	107-All	2,90	105	304	100,0
	108-All	6,36	112,78	717	100,0
	109-All	2,94	85,93	253	100,0
	110-All	4,42	111,74	494	75,0
	111-A	7,43	85,55	636	90,0
	111-B	11,62	45,65	530	75,0
	112-All	6,02	64,18	387	75,0
2	201-A	3,19	33,13	106	90,0
	201-B	4,00	33,13	132	90,0
	201-C	2,59	54,51	141	90,0
	201-D	4,52	33,13	150	90,0
	201-E	3,21	55,77	179	90,0
	201-F	4,17	61,97	258	100,0
	202-A	4,17	45,43	190	75,0
	202-B	7,03	33,13	233	90,0
	202-C	3,98	57,54	229	95,0
	202-D	1,75	92,97	162	90,0
	203-A	8,44	86,37	729	90,0
	203-B	6,61	98,24	650	90,0
	204-A	114,36	4,75	543	95,0
	204-A'	4,04	98,36	397	90,0
	204-B	2,19	97,54	214	80,0
	204-C	2,23	32,97	74	90,0
	204-D	5,92	33,13	196	90,0
	205-A	18,29	14,71	269	30,0
	205-B	16,77	58,72	985	90,0
	206-All	6,75	80,02	540	90,0
	207-All	5,87	78,88	463	50,0
	208-A	55,03	14,72	810	40,0
	208-B	4,03	39,01	157	84,0
	208-C	9,06	79,67	722	75,0
	209-A	14,54	6,84	99	75,0

Zona Censal	Sector De Planificación	Área (Ha)	Densidad Adoptada 2038 (Hab/Ha)	Población Proyectada Por Sector (Hab)	% de La Densidad de Saturación
	209-B	12,74	22,5	287	75,0
	210-A	29,43	27,61	813	75,0
	210-B	5,43	45,83	249	75,0

Fuente: Spectrum
Elaboración: Estudio Demográfico

3.4. DOTACIONES

Con la finalidad de determinar la dotación de agua potable para la ciudad de Paute, se analizaron y procesaron los registros de micro-medición de los años 2009 y 2010, en él se establecieron los siguientes consumos:

3.4.1. DOTACIÓN POBLACIÓN SERVIDA

Una vez procesada la información de la micro-medición de los años 2009 y 2010, se determinó que el consumo promedio por medidor fue de 0.8917 m³/vivienda/día.

Para el procesamiento de la información se establecieron rangos de consumo, dividiendo los usuarios en tres categorías, consumidores rango normal, rango alto y grandes consumidores. Los criterios de rangos de consumo, como la cantidad de usuarios que están dentro de los rangos indicados se establecen en la Tabla 41. Cabe indicar que la cantidad de usuarios que pertenecen a uno u otra categoría es variable, los valores presentados son valores promedios de los dos años de procesamiento de información.

Tabla 41: Resumen de Abonados y Consumo mensual de agua potable
(AÑO 2009 AL 2010)

Categoría	Rango de consumo (m ³ /mes)	Abonados		Consumo (m ³ /día)	
		Número	(%)	Número	(%)
1. Rango Normal	<40	1.540	83,74	816	50,03
2. Rango Alto	40 a 80	212	12,07	404	24,77
3. Grandes Consumidores	>80	77	4,19	411	25,20
T o t a l		1.839	100,00	70.487	100,00

Fuente: Micro-medición de la ciudad de Paute años 2009 y 2010

Según el Código Ecuatoriano para el Diseño de la Construcción de Obras Sanitarias (Norma INEN CO 10.07 -601 – Abastecimiento de Agua Potable y Eliminación de Aguas Residuales en el Área Urbana – R.O. No. 6-1992-08-18), en su numeral 4.1.4 establece que para poblaciones de clima templado en un rango de 5000 a 50000 habitantes, la dotación por usuario podría variar entre 190 y 220 l/día.

A partir del cuadro anterior, sin conocer el porcentaje de pérdidas existentes por la falta de macro-medición a la salida de las reservas, de la información proporcionada por la I. Municipalidad se han asumido pérdidas iniciales del 46%³. Adicionalmente se colocó como objetivo que dichas pérdidas se podrían disminuir hasta un 36% hasta el año 2020, en base a los aspectos indicados y suponiendo que se implante el modelo de gestión establecido en el documento de la referencia, se ha adoptado el valor del 30% de pérdidas para el año 2028.

Por otra parte de acuerdo a la cantidad de personas por vivienda establecidos en el censo de noviembre de 2010 para la ciudad de Paute, y considerando que los

³ Cuadro No. 14 “Situación Actual del Servicio de Agua Potable y Alcantarillado”, capítulo 6 del documento “Fortalecimiento de Gestión de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado del Gobierno Municipal de Paute – Provincia del Azuay” realizado por el Ing. Efrén Nicolalde – Enero de 2012.

consumos de los usuarios del sistema de agua potable son altos debido a los bajos costos del servicio, seguros que sus valores se irán ajustando a costos reales asumimos que dichos consumos disminuirán paulatinamente en 1,68 l/hab-día hasta el año 2038 (esta consideración se realiza de acuerdo a experiencias de otras ciudades del país como es el caso de la ciudad de Cuenca).

A partir de estas consideraciones se determinó una dotación incluyendo pérdidas de 240 l/hab/día, como se puede determinar en el siguiente cuadro las diferentes dotaciones asumidas por quinquenios

Tabla 42: Cálculo del Consumo Promedio más Pérdidas de
AGUA POTABLE POR USUARIO POR DÍA

Año	Consumo Total m ³ /mes	Número de abonados.	Consumo promedio/ usuario m ³ /mes	Índice de Pérdidas %	Consumo promedio / usuario más pérdidas m ³ /mes	Personas por vivienda (**)	Consumo promedio por persona más pérdidas l/hab/día
2012	59,287	2,274	26.07	46.00	38.06	3.61	351.43
2015	67,325	2,615	25.75	42.25	36.63	3.61	338.23
2020	75,851	3,181	23.85	36.00	32.44	3.61	299.54
2025	84,029	3,735	22.50	32.65	29.85	3.61	275.62
2030	91,982	4,327	21.26	30.00	27.64	3.61	255.22
2035	101,156	4,942	20.47	30.00	26.61	3.61	245.71
2038	106,331	5,306	20.04	30.00	26.05	3.61	240.54

(**) DATO CALCULADO A PARTIR DEL ÚLTIMO CENSO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA DE NOVIEMBRE DE 2010.

DOTACIÓN POBLACIÓN SIN SERVICIO

La población que no dispone del servicio de agua potable, se aprovisionará del líquido vital a través de los usuarios que dispone del servicio de agua potable, por lo cual se ha asignado una dotación equivalente a 40 l/hab/día.

3.4.2. DOTACIÓN POBLACIÓN CONECTADA

La población que se incorporará al sistema de alcantarillado lo hará de manera progresiva durante los diferentes meses del año, por lo cual se ha calculado una dotación promedio entre las asignadas para la población con y sin servicio.

Así por ejemplo, en el año 2025 la dotación para la población nueva conectada es de $(275 + 40)/2$, es decir 157,5 l/hab/día.

3.5. CAUDALES DE DISEÑO

3.5.1. OBTENCIÓN DE CAUDALES SANITARIOS

El caudal de aguas servidas para el diseño de alcantarillado sanitario está conformado por el caudal de aporte de aguas domésticas y el caudal de infiltración, siendo estos los siguientes:

3.5.1.1. Caudal Medio de aguas domesticas al final del período de diseño

Considerando un 80% de la dotación de agua potable como caudal de aporte de aguas servidas, se tiene:

$$qf = \frac{0,80 \times P \times Df \times M}{86.400}$$

En donde:

qf = Caudal medio de aguas domésticas (l/s).

Df = Dotación de agua potable al final del período de diseño (l/hab/día).

P = Población servida (hab).

Este caudal multiplicado con el factor de mayoración M de caudal instantáneo, se utiliza para el dimensionamiento y evaluación de las tuberías del sistema. La

dotación de agua potable adoptada al año 2038 es de 250 l/hab/día. Para el diseño de las obras de recolección y tratamiento de aguas servidas se consideró el 80% de este valor, es decir de 200 l/hab/día al final del período de diseño (año 2038).

3.5.1.2. Caudal máximo instantáneo al final del período de diseño

El caudal máximo instantáneo, es igual al caudal medio al final del período de diseño multiplicado por el factor de mayoración M, cuya expresión se obtuvo mediante el empleo de la siguiente ecuación determinada en los Planes Maestros de la Ciudad de Cuenca 1989, y que puede ser aplicada por la similitud existente en las costumbres de la región:

$$M = \frac{2,228}{Q^{0,073325}}$$

En donde:

M = Coeficiente de simultaneidad o mayoración.

Condición: M = 4, cuando Q < 4 l/s

Rango de límites = $1.5 \leq M \leq 4$

Q = Caudal medio diario de aguas servidas en (l/s).

De los aforos realizados en las tres principales descargas el valor de M determinado es similar al rango establecido en el párrafo anterior, como se puede observar en la siguiente tabla.

Tabla 43: determinación del valor de M, obtenido en los
DIFERENTES AFOROS DE LAS DESCARGAS

Ubicación del punto de descarga	Valor M obtenido en los aforos
Descarga en el sector de Zhumir	2.24
Descarga en el sector de Pirincay (Jardines de Paute)	1.68
Descarga en el sector de Yumancay (propiedad de los Salesianos)	1.48

FUENTE Y ELABORACIÓN: GAD DE PAUTE.

3.5.1.3. Caudal de Infiltración

Para determinar el caudal de infiltración en la ciudad de Paute, el GAD municipal del cantón Paute ha realizado varios análisis en las diferentes cuencas de descargas de aguas residuales, información que fue entregada a mi persona en donde se detalla lo siguiente:

Se realizó una serie de aforos en las descargas principales de la ciudad de Paute (descargas de Pirincay, Zhumir y Yumancay) durante los días 15, 16, 18, 19, 23 y 24 de agosto de 2011. Estos aforos se efectuaron en época de estiaje, es decir garantizando que los caudales medidos provengan únicamente de las aguas residuales, fugas e infiltración.

El análisis para la obtención de los caudales de infiltración, fue el siguiente:

- se determinó el área de aporte de la descarga,
- en función de los consumos de agua de los años 2009 y 2010, se estableció el consumo promedio diario, de este valor se estimó que el 80% se descarga a las redes de alcantarillado.
- Con los valores de población estimada y de consumo de agua (incluyendo el 40% de pérdidas), se calculó el caudal medio.

- El caudal medio calculado fue comparado con el caudal medio medido en campo, la diferencia de caudales se supuso que es por infiltración.
- Para el cálculo de los caudales unitarios de infiltración, el caudal determinado por esta causa se dividió tanto para el área de aporte de la descarga, como para la longitud total de la tubería que llega a la misma, sin considerar la longitud de las domiciliarias.

De los análisis realizados se pudo determinar los siguientes parámetros:

$$Q_{\text{inf}} = 0,04 \times A \quad \rightarrow \text{Sector Centro}$$

$$Q_{\text{inf}} = 0,09 \times A \quad \rightarrow \text{Sector Pirincay}$$

$$Q_{\text{inf}} = 0,01 \times A \quad \rightarrow \text{Sector Zhumir}$$

En dónde:

$$Q_{\text{inf}} = 0,6 \times L_{\text{alc}} \quad \rightarrow \text{Sector Centro}$$

$$Q_{\text{inf}} = 1,0 \times L_{\text{alc}} \quad \rightarrow \text{Sector Pirincay}$$

$$Q_{\text{inf}} = 0,1 \times L_{\text{alc}} \quad \rightarrow \text{Sector Zhumir}$$

ó

$$Q_{\text{inf}} = 0,6 \times L_{\text{al}} \quad \rightarrow \quad \text{Sector}$$

Centro

$$Q_{\text{inf}} = 1,0 \times L_{\text{alc}} \quad \rightarrow \quad \text{Sector}$$

Pirincay

$$Q_{\text{inf}} = 0,1 \times L_{\text{alc}} \quad \rightarrow \quad \text{Sector}$$

Zhumir

En dónde:

Q_{inf} = Caudal de infiltración en l/s.

L_{alc} = Longitud de la red de alcantarillado, en kilómetros

Para zonas en donde se proyecte con tuberías de PVC, PAD o PRFV, se ha considerado que la infiltración no sobrepasará el 50% de los valores establecidos, esta consideración se ha realizado primero porque para la conexión de un tramo de 6 metros de tuberías de PVC o 14 metros de tubería de PRFV se realizarán cinco o trece uniones menos respectivamente entre tuberías, que las tuberías de hormigón; adicionalmente se ha previsto la unión entre tuberías con junta estanca de caucho. Luego de estas consideraciones se recomienda la utilización de las siguientes ecuaciones de infiltración.

$$Q_{inf} = 0,03 \times A$$

En dónde:

Q_{inf} = Caudal de infiltración en l/s.

A = Área en Hectáreas

ó

$$Q_{inf} = 0,3 \times L_{alc}$$

En dónde:

Q_{inf} = Caudal de infiltración en l/s.

L_{alc} = Longitud de la red de alcantarillado, en kilómetros.

A continuación se establecen algunos valores obtenidos de diferentes normativas que rigen a nivel nacional, para su comparación con los resultados de campo obtenidos.

- La Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento de Quito, utiliza el caudal de infiltración igual a la siguiente expresión.

$$Q_{\text{inf}} = 0,1 \times A$$

En dónde:

Q_{inf} = Caudal de infiltración en l/s.
 A = Área en Hectáreas

Del análisis realizado, las normas indicadas recomiendan considerar estas ecuaciones para la determinación de valores máximos de infiltración. Al analizar con los parámetros obtenidos en la ciudad de Paute se puede establecer que los valores determinados están dentro del rango recomendado por las normas por lo tanto serán utilizadas en este proyecto.

3.5.1.4. Obtención De Caudales Sanitarios

Por lo tanto el caudal de diseño para alcantarillado sanitario es:

$$q_{\text{max}} = \frac{PP \times Df \times M}{86.400} + 0.03 \times A$$

En dónde:

q_{max} = Caudal Máximo (l/s)
 PP = Población de saturación calculada al final del período de diseño.
 Df = Dotación asumida al final del período de diseño (incluye pérdidas)
 M = Coeficiente de Mayoración
 $0,03 A$ = Caudal de infiltración (l/s)
 A = Área en Hectáreas

En las zonas donde existe alcantarillado o en donde se prevé su construcción, se ha establecido que el 100% de los moradores contarán con este servicio, es decir en estos sectores la cobertura a ser adoptada será del 100%.

3.5.2. OBTENCIÓN DE CAUDALES PLUVIALES

Los caudales pluviales se obtendrán tanto con el método racional como con el empleo del método US SCS (Curve number), la aplicación de cada uno de estos depende del área de aporte, así el primero se utiliza para áreas de aporte acumuladas inferiores a 80 ha, mientras que el segundo para valores superiores.

Realizando el ajuste a ecuaciones del tipo $I = A(t + C)^B$, para diferentes T (períodos de retorno), se obtienen los siguientes valores de los parámetros A, B y C.

Tabla 44: ECUACIONES IDF PARA PAUTE

T	A	C	B
2 Años	2066,9	16,1	-0,99484
3 Años	2384,3	16,1	-0,99484
5 Años	2732,5	16,1	-0,99484
10 Años	3161,8	16,1	-0,99484
15 Años	3400,6	16,1	-0,99484
20 Años	3566,7	16,1	-0,99484
25 Años	3694,1	16,1	-0,99484
50 Años	4084,8	16,1	-0,99484
100 Años	4471,3	16,1	-0,99484

Fuente: INAMHI, GAD MUNICIPAL DE PAUTE

$$I = A(t + C)^B$$

En donde:

I = Intensidad de lluvia (mm/h)

t = tiempo (minutos) de concentración de la lluvia más tiempo de recorrido = (tc + tr = t)

A,B,C = Parámetros de ajuste.

El tiempo de concentración, el inicial mínimo 12 minutos ó el calculado con fórmula:

$$tc = \frac{0,0195 \times L^{1,155}}{(Dif.niv)^{0,385}}$$

En donde:

tc = tiempo de concentración en minutos
 Dif.niv = Diferencia de nivel a la cuenca aportante.
 L = Longitud de recorrido antes de ingresar al colector en metros.

y, para tiempo de recorrido:

$$tr = \frac{1}{60} \sum \left(\frac{Li}{Vi} \right)$$

En donde

L = Li = Longitud del Colector (m)
 Vi = Velocidad en el colector (m/s)

Se han considerado los siguientes períodos de retorno en años, para:

Redes secundarias	3 años
Redes principales	5 años
Colectores interceptores	10 años

El cálculo del caudal pluvial por el método racional, se realiza empleando la

Ecuación conocida:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{0,360}$$

En donde:

Q = caudal en l/s

C = coeficiente de escurrimiento

A = Área de drenaje en hectáreas.

I = intensidad de lluvia en mm/hora.

Para la determinación del Coeficiente de Escorrimento (C), se analizó lo establecido por la EPMAPS-Quito que presenta en la siguiente tabla:

Tabla 45: COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

Coeficiente	Descripción
0,70	Para centros urbanos con densidad de población cercana a la de saturación y con calles asfaltadas.
0,60	Para zonas residenciales de densidad, $D \geq 200$ Hab/Ha.
0,55	Para zonas con viviendas unifamiliares, $150 < D < 200$
0,50	Para zonas con viviendas unifamiliares, $100 < D < 150$
0,40	Para zonas con viviendas unifamiliares, $D < 100$
0,40	Para zonas Rurales con población dispersa.

Fuente: Normas EPMAPS

En función de estos criterios y la realizada de Paute, en la siguiente tabla se resumen los valores de C adoptados para los diferentes sectores de la ciudad.

Tabla 46: COEFICIENTES DE ESCORRENTIA PARA LA DETERMINACION DEL CAUDAL PLUVIAL PARA EL ALCANTARILLADO DE PAUTE

ZONA	SECTOR	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA
1	Centro de la ciudad	0,7
2	Pirincay – Jardines de Paute	0,5
3	Poco consolidadas – periferia de Paute	0,35

3.5.3. CAUDAL DE ALCANTARILLADO COMBINADO

La red a diseñar en la ciudad de Paute, en el estudio de “Ampliación y Mejoramiento del Alcantarillado del Centro Cantonal de Paute” será de tipo de alcantarillado combinado.

El caudal de diseño para alcantarillado combinado estará constituido por el caudal máximo de aguas residuales y el caudal de aguas lluvias:

$$Q = Q_{lluv} + q_{max}$$

En donde:

Q = Caudal de diseño de alcantarillado combinado.

Q_{lluv} = Caudal de aguas lluvias.

q_{max} = Caudal máximo instantáneo de aguas servidas.

3.5.4. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA RED

Las tuberías y canales de hormigón se evaluaron a tubo lleno, manteniendo las condiciones de flujo a gravedad en los colectores o tuberías.

3.5.5. VELOCIDADES DE DISEÑO

Las velocidades en los conductos se obtuvieron empleando la fórmula de Manning Strickler, cuya expresión es:

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

En donde:

- V = velocidad (m/s)
- J = pendiente del conducto (m/m)
- R = radio hidráulico ($R = A/P$)
A=área mojada (m^2)
P=perímetro mojado (m)
- n = Coeficiente de Manning.

El coeficiente de rugosidad n , empleado para la evaluación se tomo según el tipo de material de tubería o colector de acuerdo a lo recomendado por el Código Ecuatoriano para el Diseño de la Construcción de Obras Sanitarias (Norma INEN CO 10.07 -601 –R.O. No. 6-1992-08-18) o para el caso de tubería de PRFV lo recomendado por el fabricante, y se resume en la tabla siguiente:

Tabla 47: COEFICIENTE DE RUGOSIDAD EMPLEADO

TIPO DE CONDUCTO	RANGO	n
Tubería de hormigón simple	0,012-0,015	0,013
Tubería de plástico o PVC corrugada		0,013
Tubería de PRFV		0,009

TIPO DE CONDUCTO	RANGO	n
Tubería de termoplástica de interior liso o PVC		0,010
Coletores y tuberías de hormigón armado, fundido en sitio	0,013-0,015	0,015
Ladrillo	0,014-0,019	0,016
Mampostería de piedra	0,017-0,020	0,018

Criterios de velocidad en los conductos:

V.min a tubo lleno	0.90 m/s
V. mín de auto limpieza (para Q sanitario)	0.45 m/s
V. máxima de diseño en tuberías de hormigón	4.00 m/s
V. máxima de diseño en canales y colectores, de hormigón armado y tuberías termoplásticas, PVC, PAD o PRFV.	9.00 m/s

Para velocidades superiores a las indicadas, se proyectaron y diseñaron estructuras hidráulicas de disipación de energía (rápidas) que permitan pasar de régimen supercrítico a la salida de dichas estructuras.

3.5.6. EVALUACIÓN HIDRÁULICA DE COLECTORES Y REDES DE ALCANTARILLADO EXISTENTES

La evaluación hidráulica de los colectores y redes de alcantarillado existentes se lo efectuó con los mismos parámetros establecidos en los numerales precedentes y su capacidad se lo evaluará al 80% o 90% de su capacidad a tubería llena, dependiendo el tipo de sistema.

Capacidad máxima de los colectores:

La capacidad máxima admitida en los colectores, existentes y las que se diseñarán será evaluada de la siguiente forma:

- a. TUBERÍAS CIRCULARES
 - Alcantarillado sanitario: $Y/D = 0.8$

- Alcantarillado pluvial y combinado $Y/D = 0.9$

En donde Y = calado o altura de lámina de agua

D = diámetro de la tubería

b. CANALES

- Alcantarillado sanitario: $y/H = 0.75$
- Alcantarillado pluvial y combinado $y/H = 0.9$

En donde: Y = altura de lámina de agua

H = altura del canal.

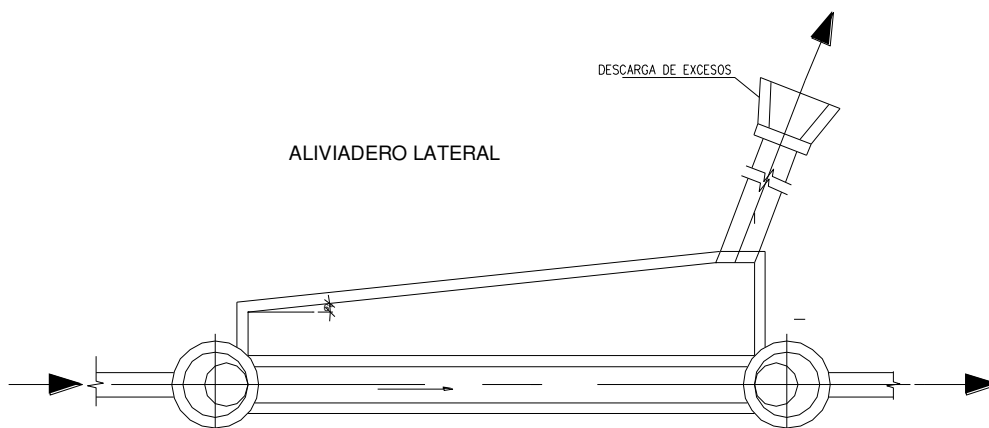
3.5.7. DISEÑO DE ALIVIADEROS

En vista que el sistema de alcantarillado que se diseñó en la Ampliación y Mejoramiento del Alcantarillado del centro cantonal de Paute es combinado, para optimizar el dimensionamiento del sistema de alcantarillado es adecuado prever vertederos laterales de alivio de caudales pluviales siempre y cuando se pueda descargar a un cauce hídrico cercano.

Los aliviaderos laterales funcionaran en condiciones que las tuberías a más de las aguas residuales y de infiltración recolectadas normalmente, transporten aguas lluvias y su caudal supere de tres veces el caudal sanitario máximo instantáneo, como se indica posteriormente. Cuando se supere estos caudales los aliviaderos laterales desfogarán una mezcla de aguas lluvias con aguas residuales, produciéndose contaminación de los cauces hídricos. Dicha contaminación será ocasional y su duración se dará mientras se mantenga las condiciones de lluvia en la zona. A la vez que aumenta en caudal de recolección de aguas lluvias en la red de alcantarillado

combinado, se incrementará el caudal en los cauces hídricos, produciéndose una mayor dilución de las aguas servidas que lleguen a los río o quebradas, minimizando el grado de contaminación y por ende disminuyendo el impacto hacia el entorno.

ILUSTRACIÓN 3.5.1: ALIVIADERO LATERAL DE EXCESOS



Debido a las condiciones topográficas de la ciudad de PAUTE, cuando se produzcan grandes crecientes del río Paute, los aliviaderos laterales cuya descarga se de en mencionado río podrán dejar de funcionar ocasionalmente mientras el nivel del río sea igual o superior al nivel del agua a la salida de los aliviaderos laterales. Esto podría causar inundaciones ocasionales en ciertas partes de la zona baja de la ciudad de PAUTE.

Para el diseño de aliviaderos de caudales pluviales hacia cauces hídricos se ha considerado que la línea agua a producirse en el vertedero lateral de acuerdo a las condiciones de las redes de alcantarillado será descendente, por tal motivo para el cálculo de estos elementos se empleará la ecuación de Ackers. La Energía específica en el vertedero lateral se calcula con la siguiente expresión:

$$E_w = \frac{\alpha \times v n^2}{2 \times g} + (d n - Y)$$

En donde:

$v n =$	Velocidad con caudal máximo m/s
$\alpha =$	Coeficiente corrección energía cinética
$g =$	Aceleración de la gravedad (m/s ²)
$d n =$	Altura del canal para Q máximo (m)
$E_w =$	Cálculo de la energía específica (m)
$Y =$	Altura del vertedero sobre la solera del canal (m)

La altura a la que debe estar el vertedero lateral de desfogue sobre la solera de la tubería (Y), se determina considerando que el caudal que circula por la tubería es mínimo de tres a cinco⁴ veces el caudal medio diario sanitario al final del período de diseño, se ha adoptado 3 veces el caudal máximo instantáneo al final del período de diseño. Esta consideración se hace para asegurar que no se produzca desborde de caudal sanitario hacia un cauce hídrico garantizando que cuando se den los caudales máximos instantáneo no se contaminen los cauces hídricos. La relación entre la altura del vertedero y la Energía Específica, debe ser menor a 0.6, como se puede apreciar en la siguiente expresión.

$$w = \frac{Y}{E_w} \leq 0.6$$

En donde:

$W =$	Relación calado a energía Específica
$E_w =$	Cálculo de la energía específica
$Y =$	Altura del vertedero sobre la solera del canal

4 Recomendación tomada del libro Diseño de Redes de Alcantarillado de Simón Arrocha

La longitud del vertedero lateral de alivio de caudales se calculara con la expresión de Ackers que se presenta a continuación:

$$L_2 = 2.03 \times B \times \left[2.828 \times \sqrt{(n_2 - 0.4)} (1 - 0.4w) + 0.31w - 0.984 \arccos \sqrt{(0.4/n_2)} + 0.065 \right]$$

En donde:

$n_2 =$	Relación entre h_1 y h_2 (calado de ingreso y calado de salida)
$L_2 =$	Longitud requerida para el vertedero
$w =$	Relación calado a energía Específica
$B =$	Diámetro de la tubería o ancho del canal

La altura inicial del agua sobre el vertedero lateral se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$h_1 = 0,5 \times Ew$$

En donde:

$h_1 =$	Altura del calado de agua en el vertedero al ingreso
$Ew =$	Energía específica

La altura final del agua sobre el vertedero lateral de desfogue, se obtiene de la siguiente ecuación.

$$h_2 = \frac{h_1}{n_2}$$

En donde:

$h_2 =$	Altura del calado de agua en el vertedero a la salida
$h_1 =$	Altura del calado de agua en el vertedero al ingreso
$n_2 =$	Relación entre h_1 y h_2 (calado de ingreso y calado de salida)

El calado de agua en el canal posterior al vertedero lateral se determina con la siguiente expresión:

$$d_2 = Y + h_2$$

En donde:

$d_2 =$	Calado de agua a la salida del vertedero lateral
$h_2 =$	Altura del calado de agua en el vertedero a la salida
$Y =$	Altura del vertedero sobre la solera del canal

CAPITULO 4

DISEÑO DEL INTERCEPTOR

4. DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PARA INTERCEPTOR

4.1.1. TIPO DE ALCANTARILLADO A SER IMPLEMENTADO.

Como se puede revisar en la evaluación de la red de alcantarillado, en la ciudad de Paute, las redes existentes son tanto de alcantarillado combinado, sanitario y en un pequeño sector separado. Dela misma manera en la evaluación en mención, se concluyó que en algunos tramos en los que existían redes de alcantarillado sanitario, se habían conectado sumideros de las vías a estas tuberías.

Por otra parte en un sector donde se ha construido alcantarillado separado, es decir tuberías para recolectar el agua pluvial y otras para transportar el agua residual, se pudo determinar que algunas domiciliarias de aguas residuales se habían conectado a las redes de alcantarillado pluvial, y los sumideros a las tuberías de alcantarillado sanitario. De igual forma en muchas casas la recolección tanto de aguas lluvias como de las aguas residuales se lo realiza utilizando una sola tubería que descarga a la red de alcantarillado.

Por lo expuesto, se ha adoptado como mejor solución de implementación de las redes de alcantarillado el diseño y la construcción de un sistema combinado, es decir que por la misma tubería pueda transportarse tanto el agua residual como el agua lluvia. De esta forma a más de evitar los inconvenientes detectados y descritos en los párrafos anteriores, se permitirá optimizar los costos de inversión, ya que será necesaria la

colocación de una sola tubería y no de dos como demanda las redes de sistemas separados.

Para optimizar el diámetro de las tuberías a ser empleadas en las redes de alcantarillado combinado, se ha previsto la construcción de aliviaderos pluviales, los que conectarán a un cauce hídrico.

Por otra parte en las zonas de baja densidad urbana, y ubicadas en la periferia de la ciudad se ha previsto la implementación de redes de alcantarillado sanitario.

4.1.2. DIÁMETRO MÍNIMO

El diámetro mínimo para alcantarillado pluvial 0.25 m, mientras para alcantarillado sanitario es de 0.20 m, según el Código Ecuatoriano para el Diseño de la Construcción de Obras Sanitarias (Norma INEN CO 10.07 -601 – R.O. No. 6-1992-08-18).

Los diámetros de hasta 0,60 m serán de tubería de PVC serie 5. Los diámetros mayores que 0.50 m serán con tubería de PRFV. Para los diámetros de 0.60 m, se ha diseñado tanto con tubería de PVC o PRFV, la selección del material se ha dado en base a dos factores, la capacidad de conducción del caudal y la velocidad que alcance el flujo en el interior de la tubería.

Se ha adoptado la tubería de PRFV para diámetros mayores a 0.60 m, por los siguientes aspectos:

- Es una tubería estanca que no permite el ingreso de agua de infiltración.
- La longitud de la tubería es de 14 m, comparada con la de PVC que es de 6m, por lo tanto tiene una menor cantidad de juntas estancas de neopreno, en

consecuencia al tener una menor cantidad de estas juntas, la probabilidad de fallo en el cierre hermético es menor.

- En la instalación de la tubería de PRFV se prueban cada una de las juntas estancas, garantizando su completa hermeticidad.
- El espesor de las paredes de la tubería de PRFV al tener una mayor rigidez, garantiza una menor deformación frente a la tubería de PVC, y cualquier falla en el relleno puede ser absorbida de mejor manera por las paredes de PRFV que la de PVC.
- Al presentarse materiales en las tuberías como grava o arena, producto de una lluvia, y al golpear estos con las paredes de las tuberías, el PRFV presenta mayor resistencia que el PVC frente a la abrasión y la impacto, en consiguiente la posibilidad de fracaso por impacto es menor. Al no estar pavimentadas la capa de rodadura de muchas de las vías de Paute, es muy factible el ingreso de los materiales en mención.

Las tuberías se diseñarán para que funcionen a sección parcialmente llena según la relación y/D menor o igual a 0.90 para redes combinadas y pluviales.

Los colectores que descarguen a algún cauce hídrico obligatoriamente en su tramo final se construirán de hormigón simple o armado.

Se ha previsto la construcción de las redes de alcantarillado con tubería Plástica con unión elastomérica, debido a que el nivel freático se encuentra superficial y con la finalidad de minimizar el agua de infiltración. Las tuberías se diseñarán para que funcionen a sección parcialmente llena según la relación Y/D menor o igual a 0.90 para redes combinadas y pluviales. Para el dimensionamiento de la redes de alcantarillado se considerarán los diámetros interiores. En la tubería de PRFV el diámetro interior mínimo coincide con el diámetro nominal. Para las tuberías de plástico (PVC ó PAD),

el diámetro interior mínimo difiere del nominal, en la tabla siguiente se da la denominación de la tubería utilizada, su diámetro nominal y su diámetro interior mínimo.

Tabla 48: DIÁMETROS MÍNIMOS DE LA TUBERÍA PLÁSTICA

DENOMINACION	DIAMETRO NOMINAL (mm)	DIAMETRO INTERIOR MINIMO (mm)	MATERIAL
DNP15	150	135	PVC ó PAD
DNP20	200	180	PVC ó PAD
DNP25	250	215	PVC ó PAD
DNP30	300	270	PVC ó PAD
DNP35	350	340	PVC ó PAD
DNP40	400	390	PVC ó PAD
DNP50	500	450	PVC ó PAD
DNP55	550	516	PVC ó PAD
DNP60	600	580	PVC ó PAD
600	600	600	PRFV
700	700	700	PRFV
750	750	750	PRFV
800	800	800	PRFV
900	900	900	PRFV
1000	1000	1000	PRFV
1100	1100	1100	PRFV
1200	1200	1200	PRFV

4.1.3. POZOS DE REVISIÓN

Se colocarán al inicio de tramos de cabecera; en todo cambio de pendiente, dirección y sección. Si se define en el proyecto la necesidad de apertura de calles de manera de solucionar el drenaje o por necesidad de desarrollo urbano se considerará pozos a la salida de las nuevas calles.

La máxima distancia entre pozos adoptada para este proyecto y que concuerda con valores que se emplean en varias ciudades del país como en el caso de la ciudad de Quito (EPMAPS) es de 80 m. Entre puntos de intersección de los ejes de las vías, en los tramos de fuertes pendientes o marginales se consideraron pozos intermedios.

Los pozos de revisión en tuberías hasta 700 mm, serán construidos con paredes de Hormigón Ciclópeo con una abertura de 60 cm y un diámetro interior de 900mm, los pozos en tuberías superiores a los 700 mm de diámetro se construirá el pozo de diámetro interior de 1200 mm o hasta tubería de 1000 mm y de 1500 mm hasta tubería de 1300 mm, el espesor de los pozos será de 0.3 m.

El fondo del pozo deberá tener cuantos canales sean necesarios para permitir el flujo adecuado del agua a través del pozo sin interferencia hidráulicas que conduzcan a pérdidas grandes de energía.

Los pozos de salto se considerarán para saltos mayores a 0.60 m, se diseñarán con disipadores de energía: como tanques, pantallas.

Se considerarán diseños especiales en hormigón armado para los siguientes casos: los pozos implantados sobre colectores, los pozos mayores de 4,50 m de profundidad y pozos con estructuras de disipación de energía.

Los pozos de disipación de energía serán de impacto y se utilizarán cuando se produzcan saltos mayores a los especificados o cuando las velocidades en las tuberías de llegada superen los 4.5 m/s. Los pozos de impacto consistirán en cajas de hormigón armado de forma rectangular, en el que la tubería de ingreso no estará alineada con la tubería de salida, sino se colocará diametralmente opuesta en la cámara. Las medidas de las cámaras son variables y depende de los diámetros de ingreso de la tubería. Estos pozos de impacto garantizarán la disipación de la energía.

Los detalles constructivos de los diferentes pozos se encuentran en el capítulo No. 3 de los planos adjuntos.

4.1.4. PROFUNDIDADES

La red de alcantarillado se diseñará a profundidades que permitan la evacuación de las aguas lluvias y/o servidas de los predios a cada lado de las calles, desde los puntos de nivel más bajo referido a las rasantes de la calzada. Para las profundidades se ha utilizado lo establecido por el Código Ecuatoriano para el Diseño de la Construcción de Obras Sanitarias (Norma INEN CO 10.07 -601 –R.O. No. 6-1992-08-18) que indica que la profundidad mínima en pozos de salida será de 1,50 metros. En condiciones normales, el diseño se realizará entre 2 y 3 metros de profundidad.

Para profundidades mayores a 5,0 metros, dependiendo del caso se ha considerado ramales auxiliares al pie del lote (Cota más baja), que se implantarán en espacios verdes del predio, calles o pasajes.

Para el diseño de los colectores principales en lo posible deberán estar a profundidades inferiores de 6 m; las redes secundarias y primarias existentes seguirán funcionando en los diferentes tramos, y luego en los pozos de revisión se conectarán a los colectores principales.

4.2. DISEÑOS DEFINITIVOS DEL INTERCEPTOR

4.2.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los diseños definitivos de los diferentes componentes del sistema de alcantarillado combinado de la ciudad de PAUTE.

A partir de los resultados de la evaluación y al determinar las zonas que no tienen servicio de alcantarillado combinado dentro de la zona urbana, la ciudad de Paute fue dividida para el diseño de redes de recolección de alcantarillado. Cada una de estas

redes conecta al interceptor marginal al río Paute (Interceptor desde Zhumir a Yumancay), de la misma manera que las redes de alcantarillado existente.

Dentro de las redes de recolección existente, se ha diseñado ciertos tramos que de acuerdo a la evaluación realizada en la primera etapa son insuficientes.

Las redes diseñadas de alcantarillado combinado son las de los sectores centro de Paute (Calvario, Centro, Luntur, Cdla. Don Bosco, Pancalle, Los Sauces, El Centenario, Virgen Pamba), Pirincay – Jardines de Paute (La Playa, Las Peñas, 11 de febrero, Pirincay), mientras que en el sector de Tutucán por las características de la zona se ha diseñado una red sanitaria

Tanto las aguas servidas como las pluviales se conectan al alcantarillado combinado diseñado, cada una de las redes tendrá en su recorrido aliviaderos laterales de caudales pluviales; dichos aliviaderos conectan por medio de una descarga a un río que atraviesa la ciudad.

4.3. DESCRIPCIÓN DE LOS DISEÑOS DE LOS INTERCEPTORES.

Las diferentes redes de recolección de alcantarillado descargan en el interceptor. Por la configuración geográfica de la ciudad, como ha ido creciendo se va a diseñar un interceptor principal, ubicado en la margen izquierda del río Paute, desde la zona de Zhumir hasta Yumancay.

4.3.1. INTERCEPTOR DE LA MARGEN IZQUIERDA RÍO PAUTE: DESDE ZHUMIR HASTA YUMANCAY DEL CANTÓN PAUTE.

Este interceptor nace en la calle Camilo Ponce (sector del puente del Zhumir sobre el río Paute), posteriormente sigue a través de la Av. Luis Enrique Vásquez, hasta llegar a una futura estación de bombeo. En su recorrido atraviesa los ríos Pirincay y

Cutilcay. A lo largo de su trazado se ha previsto la construcción de 15 vertederos laterales de alivio que descargarán las aguas lluvias en el río Paute.

A este colector descargarán las aguas servidas de Zhumir y Tutucán, así como las aguas lluvias y servidas de los sectores de las Pirincay, Once de Febrero, Jardines de Paute, las Peñas. La Playa, centro urbano, Calvario, Luntur, ciudadela Don Bosco, Virgen Pamba, el Centenario.

El interceptor será construido con tubería plástica (PVC o PAD) y Poliéster Reforzado con Fibras de Vidrio (PRFV), y tiene una longitud de 3.900 aprox. m desde la calle Camilo Ponce (sector Zhumir) hasta su desembocadura en el río Paute, su pendiente en la mayoría de su recorrido es del 0.40%. Sus diámetros serán variables desde tubería de diámetro nominal 350 mm de PVC a 600 y 700 mm de PRFV y un tramo de 1100 mm PRFV. El caudal medio a transportar será de 291.62 l/s y el máximo de 2680.80 l/s.

La longitud total diseñada es de 3.929.57 m, en 72 tramos. En la siguiente tabla se presenta la longitud de los diferentes diámetros a utilizar en el Interceptor.

Tabla 49: INTERCEPTOR MARGINAL – LONGITUD DE TUBERÍAS A INSTALAR

DIÁMETRO	MATERIAL DE LA TUBERÍA	LONGITUD
DNP30	PVC ó PAD	1051,56
DNP35	PVC ó PAD	178,31
DNP40	PVC ó PAD	165,21
DNP50	PVC ó PAD	370,46
DNP55	PVC ó PAD	359,43
DNP60	PVC ó PAD	441,99
600	PRFV	435,61
700	PRFV	619,58
TOTAL		3622,15

PAD = Polietileno de Alta Densidad, PVC = Policloruro de Vinilo,
PRFV = Poliéster reforzado con fibras de vidrio.

Para la interconexión de los diferentes tramos de las tuberías se utilizarán pozos de revisión, se construirán en esta zona un total de 72 pozos, de los cuales 52 serán pozos de revisión y 6 pozos disipadores de energía que también servirán como pozos de revisión, y 14 pozos especiales para tuberías con diámetros mayores a 600 mm, sus alturas serán variables. En el cuadro siguiente se hace un resumen de los diferentes tipos de pozos por alturas.

Tabla 50: INTERCEPTOR MARGINAL – No. DE POZOS

Pozos Revisión		Pozos de Impacto		Pozos Especiales	
Altura	Cantidad	Altura	Cantidad	Altura	Cantidad
0 a 1.5 m	0	0 a 2.0 m	0	0 a 2.0 m	0
0 a 2.0 m	6	0 a 3.0 m	1	0 a 3.0 m	6
0 a 2.5 m	10	0 a 4.0 m	3	0 a 4.0 m	9
0 a 3.0 m	17	0 a 5.0 m	1	0 a 5.0 m	3
0 a 3.5 m	6	0 a 6.0 m	1	0 a 6.0 m	1
0 a 4.0 m	6				
0 a 4.5 m	1				
0 a 5.0 m	1				
0 a 5.5 m	0				
TOTAL =	47	TOTAL =	6	TOTAL =	19

Para el dimensionamiento de los vertederos laterales, se ha considerado que inicien su funcionamiento cuando se produzca una dilución de tres veces del caudal máximo sanitario, de acuerdo a lo indicado en el numeral 3.5.7. Los diseños de los vertederos laterales se basaron en la ecuación de Ackers como se indicó en el mencionado capítulo, y fueron comprobados por la ecuación de Babbitt.

En el siguiente cuadro se resume, las longitudes, niveles de los vertederos con respecto al fondo del canal, caudal de desfogue, diámetros de las tuberías de ingreso salida y desfogue, de cada uno de los vertederos que constituyen en colector Ignacio Jaramillo.

Tabla 51: ALIVIADEROS DEL interceptor marginal de paute

ALIVIADERO	Longitud del Vertedero (m)	Nivel del Vertedero Sobre El Fondo del Canal (m)	Caudal de Desfogue del Vertedero (l/s)	Diámetros Nominales de Las Tuberías			Cota del Vertedero de Alivio (m.s.n.m)	Cota de Descarga (m.s.n.m)
				Ingreso	Salida	Desfogue		
Aliviadero No. 2	5.70	0.10	340.01	DNP 60	DNP 30	DNP 60	2175.514	2174.408
Aliviadero No. 3	12.50	0.11	764.73	700	DNP 35	700	2174.481	2173.671
Aliviadero No. 4	12.00	0.11	979.00	DNP 60	DNP 35	DNP 60	2173.645	2170.629
Aliviadero No. 5	8.60	0.15	456.69	DNP 60	DNP 35	DNP 60	2172.746	2171.311
Aliviadero No. 6	14.50	0.14	1664.08	800	DNP 30	800	2172.144	2171.595
Aliviadero No. 7	11.30	0.17	939.87	800	DNP 50	800	2171.478	2171.243
Aliviadero No. 8	7.10	0.16	1091.31	800	DNP 50	800	2170.771	2170.412
Aliviadero No. 9	7.90	0.17	518.12	DNP 60	DNP 50	DNP 60	2170.327	2169.955
Aliviadero No. 10	10.10	0.16	949.27	700	DNP 50	700	2169.428	2169.236
Aliviadero No. 11	18.40	0.14	2878.56	1100	DNP 55	1100	2168.509	2168.184
Aliviadero No. 12	14.30	0.20	1696.66	700	DNP 55	700	2167.416	2166.785

ELABORACIÓN: PROPIA

Los cálculos del Interceptor y de los Aliviaderos anteriormente nombrados en este capítulo se encuentran dentro de los ANEXOS con el nombre de “DISEÑO Y PLANOS DEL INTERCEPTOR Y CALCULO DE ALIVIADEROS” donde se muestran donde están colocados así como los perfiles para su construcción.

CAPITULO 5

ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

5. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

5.1. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL Y MANUAL DE MITIGACIÓN AMBIENTAL

Para la ejecución y un funcionamiento armónico de las obras de alcantarillado con el medio ambiente se ha realizado un estudio de Impacto Ambiental, con su respectivo plan de manejo, que se deberá aplicar en las diferentes fases del proyecto. Dicho estudio se encuentra en proceso de revisión por parte del Ministerio del Ambiente, para obtener la respectiva Licencia Ambiental. A continuación se presenta un resumen de los principales contenidos del EsIA:

5.1.1. OBJETIVO DEL ESIA

Elaborar el Estudio de Impacto Ambiental del Proyecto de Ampliación y Mejoramiento del Alcantarillado del cantón Paute, ajustándose a los requerimientos estipulados en el Sistema Único de Manejo Ambiental (SUMA) del Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria, a fin de que se proceda a su revisión, aprobación y otorgamiento de la Licencia Ambiental necesaria para la construcción y operación-mantenimiento del mismo, de tal manera que se permita al Municipio de Paute realizar una gestión socio-ambiental adecuada en sus áreas de influencia.

5.1.2. LÍNEA BASE AMBIENTAL

5.1.2.1. Medio Físico

En el área de influencia del proyecto la temperatura media anual es de 16.5 °C, con temperaturas medias tanto para máximos y mínimos anuales de 17 °C y 15.8 °C respectivamente. Los meses de mayor precipitación en la ciudad de Paute son febrero, marzo y diciembre, siendo el de mayor precipitación máxima mensual febrero con 235,6 mm. El mes con menos precipitaciones registradas es agosto, con precipitaciones máximas de 91 mm, medias de 37,1 mm y mínimas de 7,6 mm. Paute presenta una humedad relativa media anual de 78.7%, con una media máxima de 97.8% y una media mínima de 43.1%.

El sistema hídrico de la zona de estudio, se encuentra constituido por la subcuenca del río Cutilcay y las microcuencas de las quebradas: Chitayacu, Pirincay y Yumancay, todas éstas que forman parte de la Cuenca del Río Paute. Éstos recursos hídricos fueron monitoreados para determinar la calidad del agua y en base a los resultados obtenidos en el Índice de calidad de Agua (ICA) podemos decir que el río Paute (inicio de la ciudad), Q. Yumancay y Q. Chitayacu tienen una calidad de agua regular, mientras que el agua del río Paute (final de la ciudad) y del R. Cutilcay es mala.

Los principales usos de suelo identificados en base a la cartografía del IGM a escala 1:50000 son: Vegetación Leñosa (0,61%), Pastos (0,04%), Agua (1,98%), Centros Poblados (7,26%), Cultivos (28,52%), Mosaico: Vegetación leñosa, Asentamientos Humanos, cultivos, pasto (49,56%), Suelo Descubierta (12,03 %).

5.1.2.2. Análisis de riesgos naturales o amenazas naturales

Los riesgos exógenos a los que se encuentra expuesto el proyecto de alcantarillado son los siguientes:

- Riesgo de Inundaciones: dentro del área de influencia las zonas con riesgo alto de inundaciones son las que se encuentran a lo largo del río Paute, ya que son zonas bajas con poca pendiente. Riesgo medio existe en las zonas que se encuentran cerca al río Cutilcay y a las quebradas Yumancay y Chitayacu.
- Riesgo de deslizamientos: en general el área de influencia del proyecto, presenta un riesgo bajo de deslizamientos, sin embargo en las zonas norte, suroeste y junto a la vía interoceánica se evidencia un riesgo de deslizamientos alta, es decir tiene pendientes mayores a 50° y riesgo medio con pendientes entre 35° y 50°, que podrían afectar la ejecución del proyecto en sus diferentes etapas.

5.1.2.3. Medio Biótico

Las especies arbóreas presentes en el área de estudio son sauce y eucalipto combinadas con especies nativas de los andes complementados por un estrato herbáceo. Cabe mencionar que en el área de estudio no se encontraron especies endémicas ni en peligro de extinción. En cuanto a la fauna presente en el área de influencia podemos mencionar que se identificaron 18 especies de aves, 3 especies de mamíferos, 2 especies de anfibios y una de reptiles.

Cabe mencionar que se realizaron dos estaciones de muestreo de macroinvertebrados para determinar la calidad de agua, en donde se obtuvo que en las dos estaciones las aguas son altamente contaminadas.

5.1.2.4. Medio Socio-económico y cultural

El área total del proyecto alcanza los 550 ha y se desarrollará en la parroquia urbana de Paute, ubicada en la margen izquierda de río que lleva su mismo nombre y se encuentra a una distancia aproximada de 42 km de la ciudad de Cuenca.

De acuerdo con los datos obtenidos del VII Censo de Población y vivienda del año 2010 el área urbana y su periferia del Cantón Paute (cabecera cantonal) tienen una población de 7.226 habitantes, lo que representa el **73,39** % de la población total del cantón.

5.1.3. ÁREAS DE INFLUENCIA

El Área de Influencia se encuentra enmarcada principalmente por los recursos bióticos y abióticos que se encuentran dentro del área del proyecto, además los sectores Pirincay (lugar de la escombrera) y San Ignacio (botadero municipal), los barrios que constituyen la ciudad de Paute y el barrio Tutucán. En la fase de construcción, el Área de Influencia Directa (AID) asciende a 104.64 ha. y el Área de Influencia Indirecta (AII) es de 468.73 ha., mientras que en la fase de Operación y Mantenimiento el AID corresponde a 541,14 ha y el AII a 971,75 ha.

5.1.4. DETERMINACIÓN DE ÁREAS SENSIBLES

El área en donde se pretende emplazar el proyecto de alcantarillado para la ciudad de Paute, según oficio MAE-DPACMS-2011-0815 otorgado por el Ministerio del Ambiente no intercepta con el Sistema Nacional de Áreas Protegidas, Bosques y Vegetación Protectores y Patrimonio Forestal del Estado y además son zonas bastante intervenidas ya que son áreas urbanas, por éstas razones podemos mencionar que el proyecto no afecta a Áreas Ambientalmente Sensibles.

5.1.5. EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES

Para el proyecto de ampliación y mejoramiento del alcantarillado de la ciudad de Paute se han identificado 270 impactos negativos, de los cuales 229 corresponden a la fase de construcción y 41 a la fase operación y mantenimiento. De la misma manera se han identificado 109 impactos positivos, de los cuales 72 corresponden a la fase de construcción y 37 a la fase operación y mantenimiento.

5.1.5.1. Viabilidad del proyecto de alcantarillado

El proyecto de ampliación y mejoramiento del sistema de alcantarillado para la ciudad de Paute es ambientalmente viable para su ejecución, ya que éste tipo de proyectos al ser realizados en zonas urbanas bastante intervenidas, no generarán impactos ambientales negativos altamente significativos, sino simplemente impactos ambientales de significancia media y baja, que mediante la aplicación de medidas de prevención, control y mitigación apropiadas podrán ser minimizados o eliminados.

5.1.6. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL

5.1.6.1. ESTRUCTURA DEL PLAN DE MANEJO AMBIENTAL

El Plan de Manejo Ambiental está estructurado de la siguiente manera:

- FASE DE CONSTRUCCIÓN

Programa	Nombre de la Medida	Procedimientos
Programa de Prevención, Control y Mitigación	Prevención y control del ruido	Realizar mantenimientos continuos de maquinaria y equipos
	Prevención y control de la contaminación atmosférica	* Realizar mantenimientos continuos de maquinaria y equipos * Aspersión hídrica en épocas de sequía.
	Manejo de combustibles	* Almacenamiento adecuado de combustibles y aceites

Programa	Nombre de la Medida	Procedimientos
		* Limpieza de derrames ocurridos
	Manejo de obras de concreto y materiales de construcción	* Protección del área de preparación de hormigones. * Manejo de arenas, triturados y otros materiales de construcción.
	Protección de Flora y Fauna	* Proteger la flora y fauna del lugar durante las actividades de desbroce y limpieza. * Planificación adecuada para realizar las labores de desbroce.
	Prevención de la erosión e inestabilidad del suelo	* Colocación de entibados para dar estabilidad al terreno. * Colocación de plástico para prevenir la erosión de terreno.
Programa de Salud y Seguridad	Salud y Seguridad en los frentes de trabajo	* Afiliación de los trabajadores al seguro social IESS. * Suministro de implementos al personal de la obra * Señalización del área del proyecto * Colocación de pasos peatonales y tapas provisionales.
Programa de Manejo de Residuos	Gestión de Residuos Sólidos	* Caracterizar los residuos asimilables a domiciliarios en recipientes adecuados * Disponer adecuadamente los escombros generados en la obra
	Gestión de Residuos Líquidos	* Instalaciones de letrinas móviles en los frentes de trabajo
Programa de Capacitación	Capacitación y Educación Ambiental	Capacitación sobre riesgos laborales, Seguridad y Medio Ambiente y Uso de implementos y Equipo de Protección Personal
Programa de Relaciones Comunitarias	Socialización del proyecto de Alcantarillado	Ejecución de talleres informativos Comunicación de paralización de servicios
Programa de Restauración de Área Degradadas	Recuperación de áreas afectadas	Retiro de suelos contaminados y remoción de suelos compactados Siembra de árboles
Programa de abandono y cierre de áreas de trabajo	Retiro de instalaciones temporales, equipos y materiales	Retiro de instalaciones, maquinaria y equipo de los campamentos.
Programa de Monitoreo	Monitoreo	Inspecciones de campo para verificar el grado de cumplimiento
Programa de Contingencias	Contingencias	Medidas para actuar en caso de contingencias

- FASE DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Programa	Nombre de la Medida	Procedimientos
Programa de Salud y Seguridad	Salud y Seguridad Ocupacional	* Suministro de implementos al personal de la obra. * Señalización del área del proyecto
Programa de Manejo de Residuos	Gestión de Residuos	* Recolección de los residuos asimilables a domiciliarios en recipientes adecuados * Disponer adecuadamente los escombros generados en la obra
Programa de Relaciones Comunitarias	Mantener buenas relaciones con la comunidad	* Comunicación de paralización de servicios
Programa de Monitoreo	Monitoreo	* Monitoreo de la Calidad de Agua

CAPITULO 6

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

- El actual sistema de alcantarillado de la ciudad de Paute se encuentra depositando sus aguas a cuerpos receptores sin un previo tratamiento y sin ningún sistema de transporte que en este caso sería el interceptor a ser diseñado.
- Para el diseño hidráulico de los tramos del interceptor, se calculó las relaciones hidráulicas para tuberías con sección parcialmente llena. Las tuberías y colectores se diseñaran para trabajar a flujo libre por gravedad.
- El diseño de este interceptor esta proyectado de manera que siga la pendiente natural del terreno aproximándose lo máximo al drenaje que naturalmente tendría, minimizando los problemas ecológicos ambientales debido a la presencia del hombre en la naturaleza.
- Notar que en el “Análisis poblacional”, se determina la población de diseño basándonos en varios aspectos como: análisis estadístico (censos), normativas emitidas para la ocupación de los lotes en la urbanización, análisis de la población de saturación, de lo cual se puede concluir que se realizó un análisis exhaustivo y a la vez se utilizo el programa llamado SPECTRUM para llegar a la verdadera población futura de este proyecto.

- Resaltar la colaboración brindada por el Departamento de Agua Potable Y alcantarillado del Gobierno local del Cantón Paute el cual nos facilito todos los equipos e información necesaria así como la ayuda humana para realizar este proyecto.

6.2. RECOMENDACIONES

- Realizar un mantenimiento programado en lo referente a pozos de revisión, limpieza de sumideros, de tramos de tuberías de bajas pendientes y de las descargas al río Paute.
- Difundir de manera práctica y con medios sencillos el tratamiento que están realizando al agua actualmente con el fin de que la población confíe plenamente en la calidad y la consideren apta para el consumo humano.
- Crear espacios de participación ciudadana promovidos por el gobierno municipal para socializar el proyecto con diferentes grupos sociales, en donde se sientan incluidos e integrados en la toma de decisiones.
- Explicar que la red de drenaje, significa un cambio importante en el nivel de vida de los moradores, ya que inmediatamente se eliminaran focos de contaminación, debido a las aguas estancadas, las aguas lluvias se pueden recolectar y conducir a dicha zona para su eliminación.
- Recomendar que se realice el mantenimiento de las redes de alcantarillado tal y como se indica en el manual de operación y mantenimiento que tiene el Gobierno Local de Paute.
- Realizar las acometidas domiciliarias para el alcantarillado Sanitario y pluvial, para evitar que los usuarios realicen conexiones ilícitas de aguas lluvias al

sistema de alcantarillado sanitario y viceversa, con esto se garantiza que no exista contaminación del suelo, posibles filtraciones y mal funcionamiento de las redes.

- Cumplir en la etapa de construcción con las especificaciones técnicas y recomendaciones de los fabricantes, así garantizamos su óptimo funcionamiento.
- Establecer un pago justo por el nuevo servicio el mismo que será pagado por la ciudadanía.

BIBLIOGRAFÍA

- López Cualla Ricardo Alfredo. (2007). Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. 2da ed. EDITORIAL ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA.
- McGhee, Terence J., “Abastecimiento de agua y alcantarillado”, 6ta Edición.
- Collado Lara Ramón. 1992. Depuración de aguas residuales en pequeñas comunidades. COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Madrid - España.
- Metcalf & Eddy, Inc. 1995. Ingeniería de aguas residuales tratamiento, vertido y reutilización. 3era ed. Volumen I. Mc GRAW HILL. Madrid – España.
- Romero Rojas Jairo Alberto. 2000. Tratamiento de aguas residuales, teoría y principios de diseño. 1era ed. EDITORIAL ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA.
- Rocha, Simón, “Sistemas de recolección de aguas corridas y lluvias”.
- Instituto ecuatoriano de normalización INEN. (1992). Código ecuatoriano de la construcción. Diseño de Instalaciones Sanitarias. Primera edición.
- Organización Panamericana de la Salud. (2005). Guías para el diseño de tecnologías de Alcantarillado. Lima, Perú:

- Organización Panamericana de la Salud. (2005). Guías para el diseño de Tanques Imnhoff y Lagunas de Estabilización. Lima, Perú:
- El Libro VI de Calidad Ambiental del Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria (TULAS).
- Hernández M. Aurelio, Hernández L. Aurelio, Galán M. Pedro. 2004. Manual de depuración Uralita: Sistemas de depuración de aguas residuales en núcleos de hasta 20.000 habitantes. 3era edición. Madrid: Paraninfo.
- Chow, V. (1994). Hidráulica de Canales Abiertos. Obtenido de <http://fluidos.eia.edu.co/hidráulica/articulos/flujocanales/manning/manning.html>
- INEC. (2010). Censo de Población y Vivienda. Azuay-Paute.
- Arrocha Simon. (2005). Diseño de Redes de Alcantarillado (Diseño de Acueductos)

ANEXOS

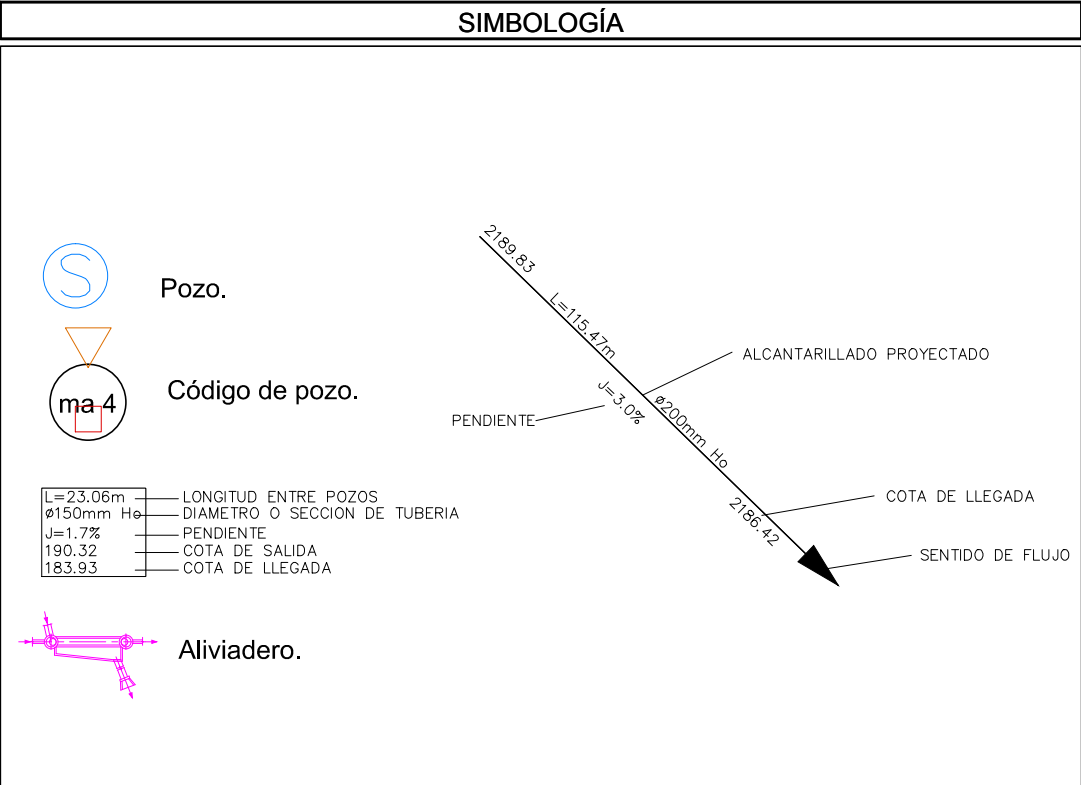
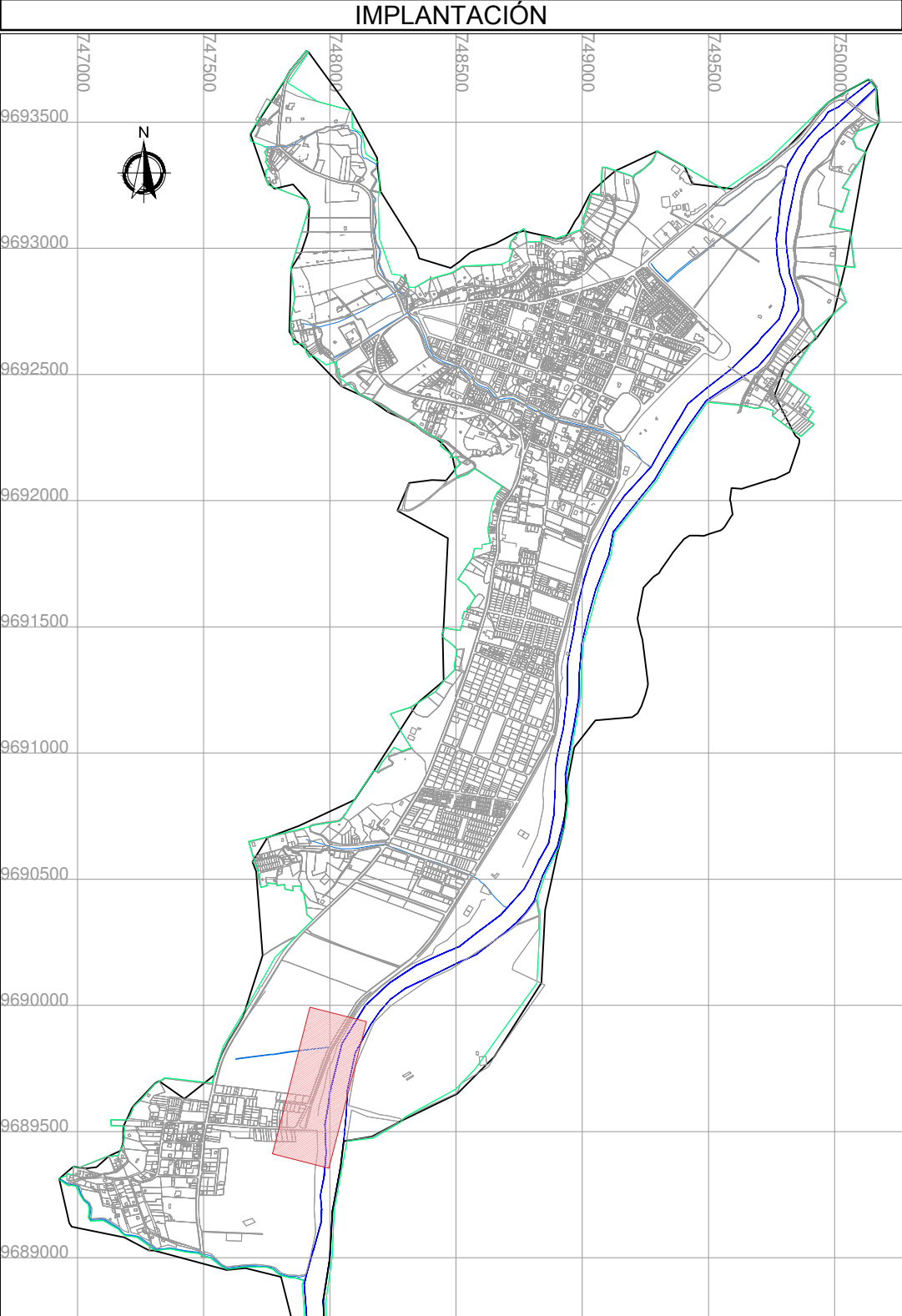
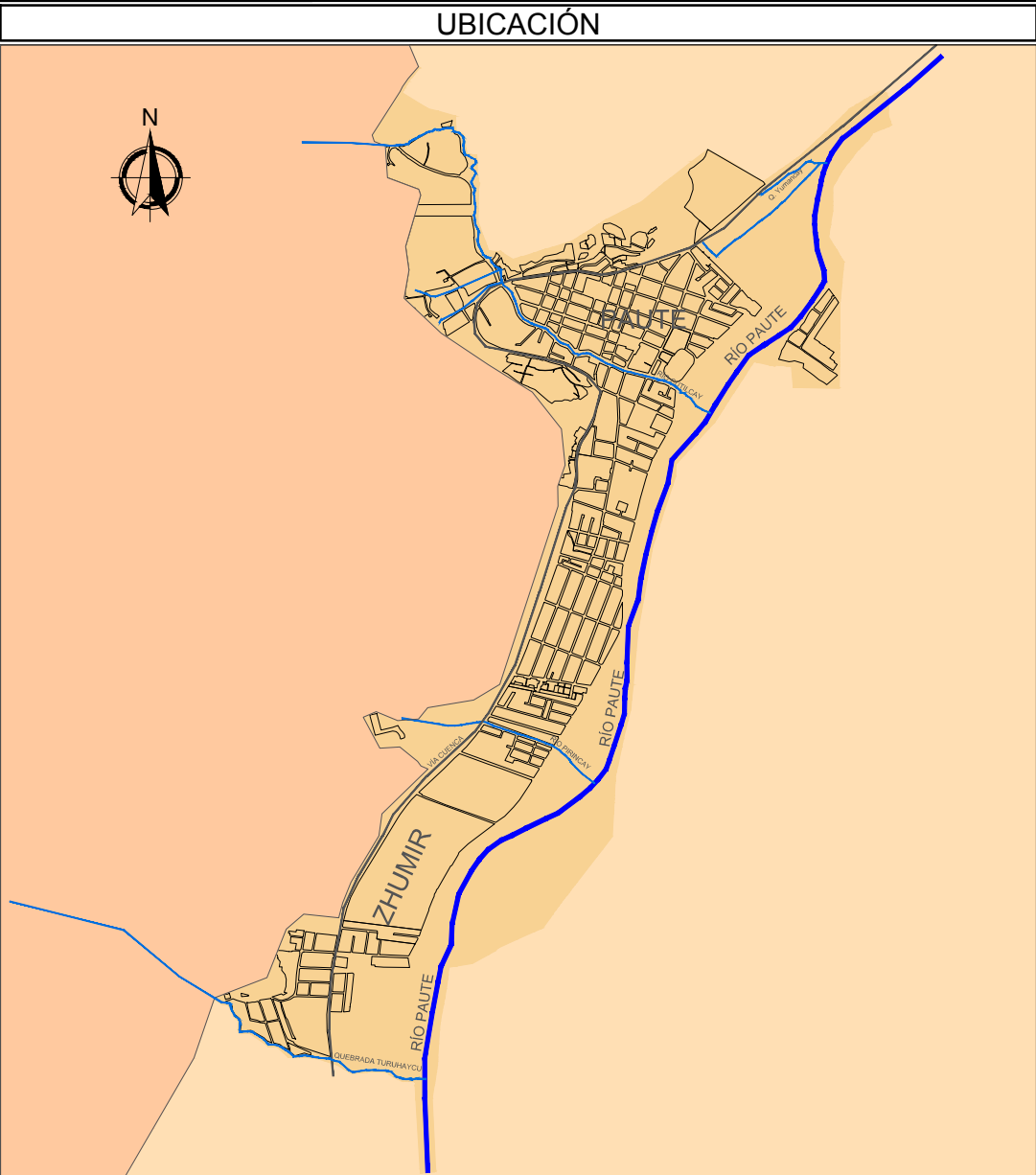
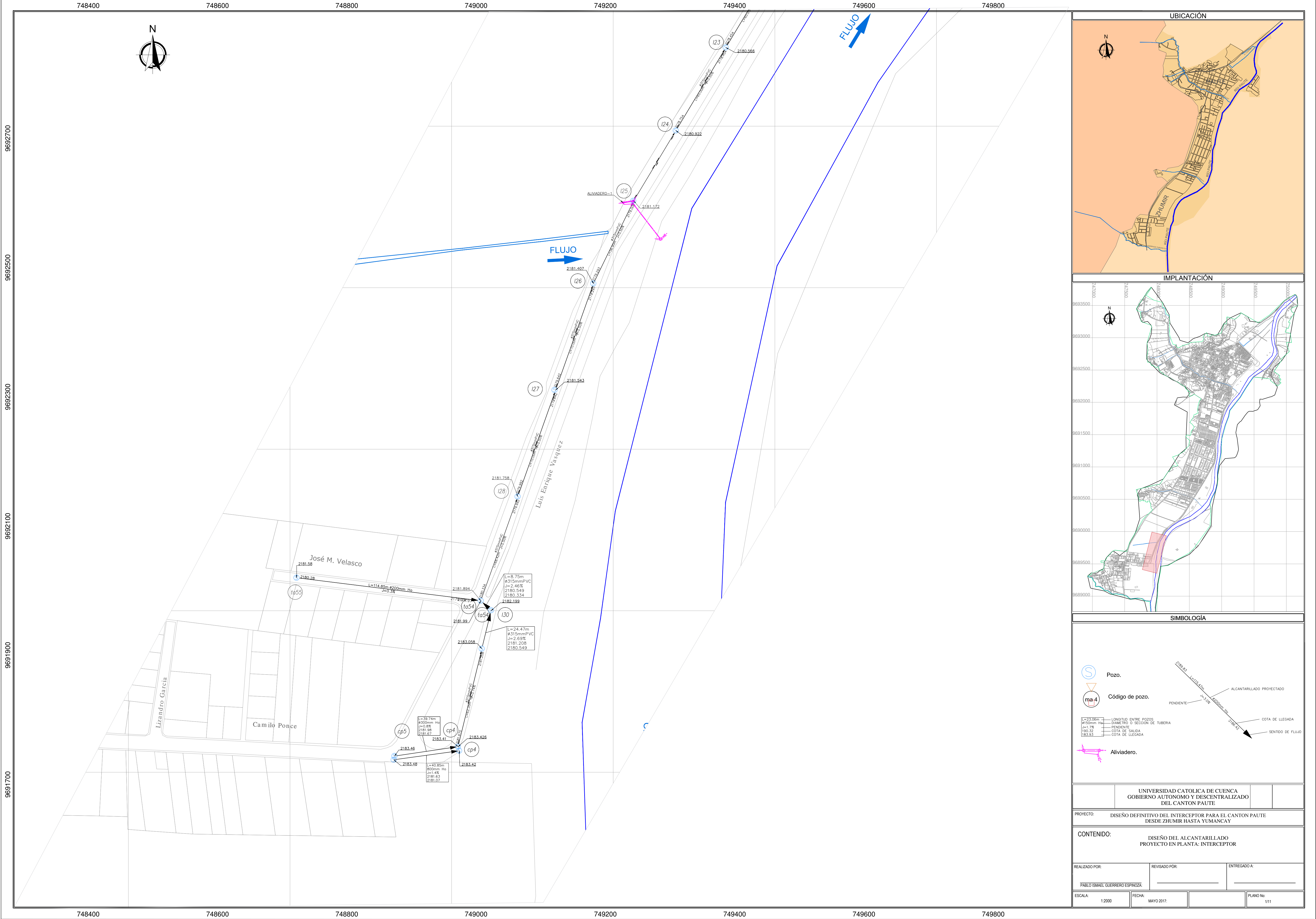
- a) ESTUDIO DE SUELOS.
- b) ALCANTARILLADO DE PAUTE.
- c) DISEÑO, PLANOS Y CÁLCULO DEL INTERCEPTOR Y LOS ALIVIADEROS.

ESTUDIO DE SUELOS.

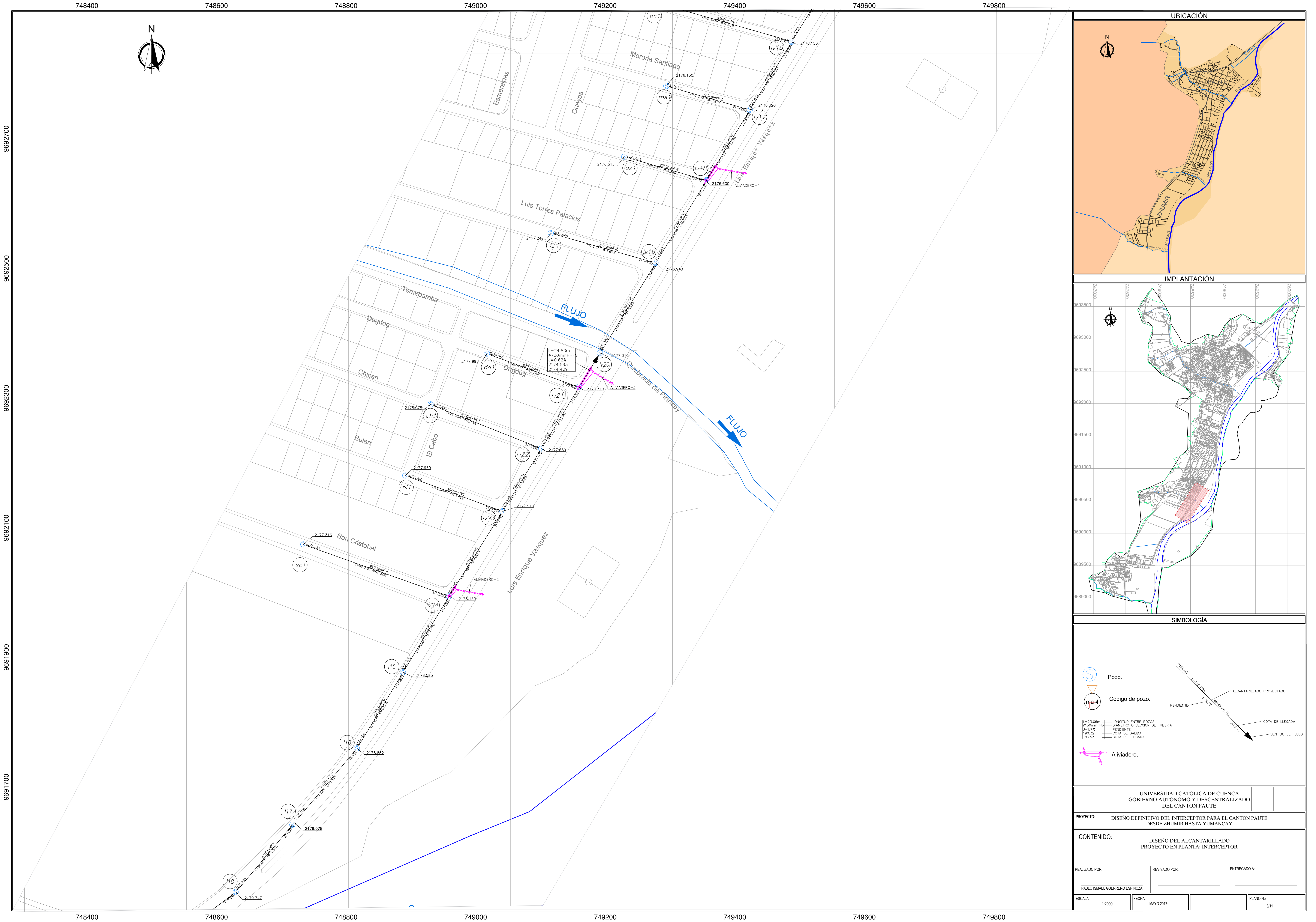
ALCANTARILLADO DE PAUTE.

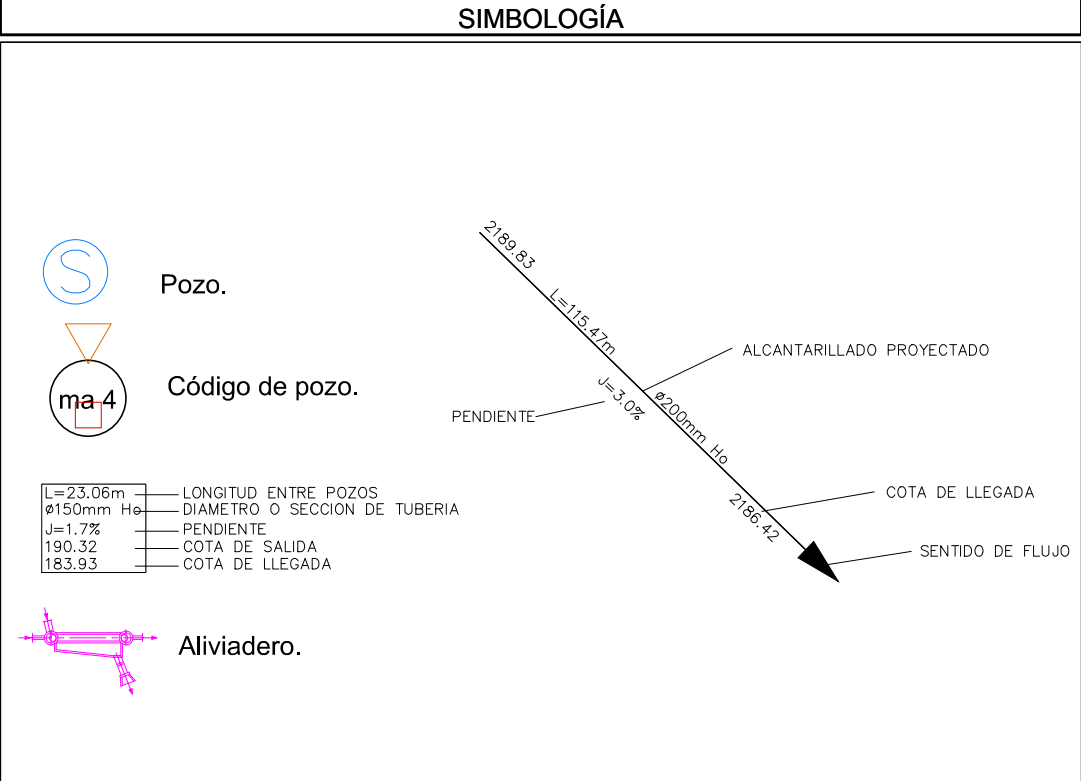
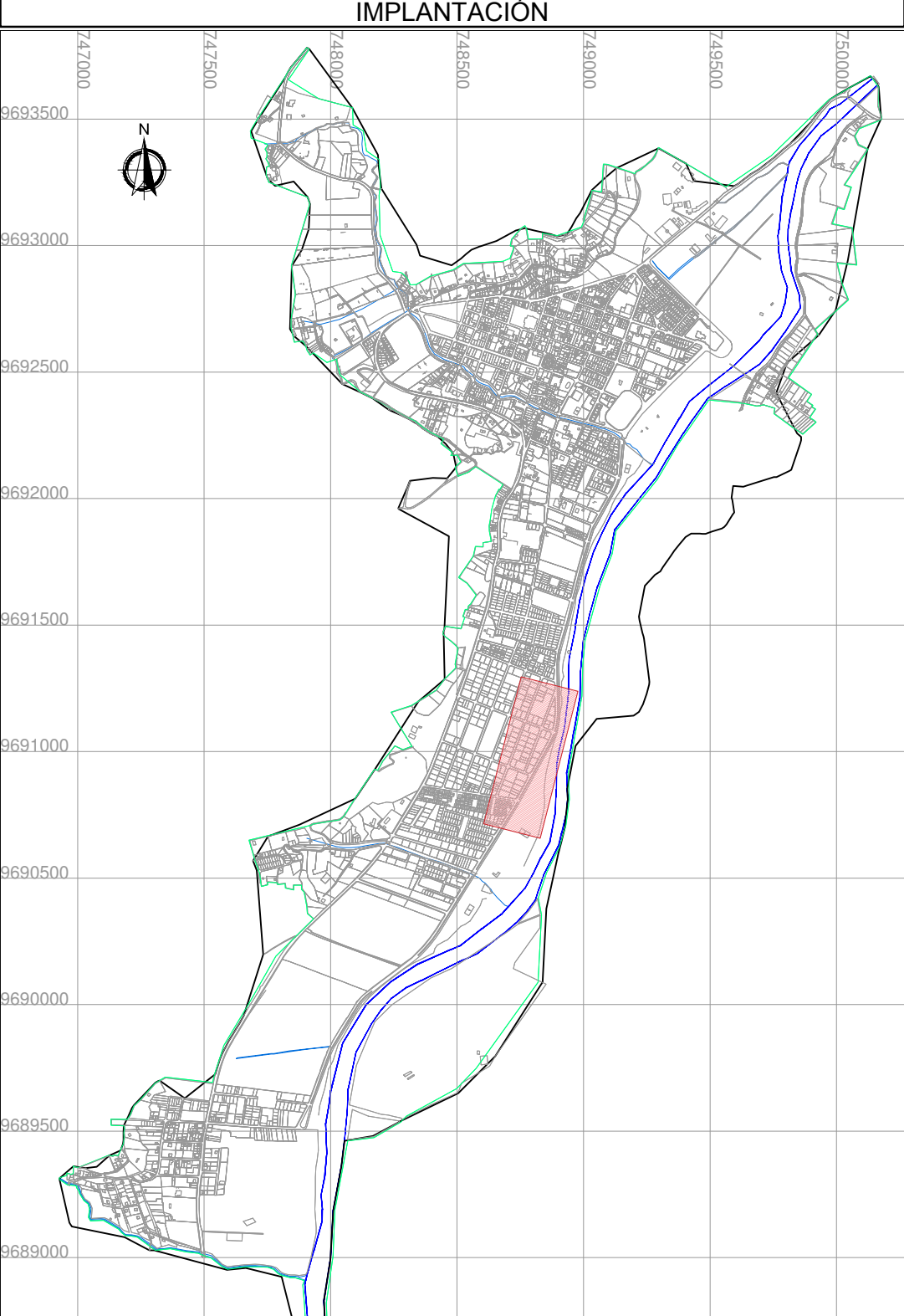
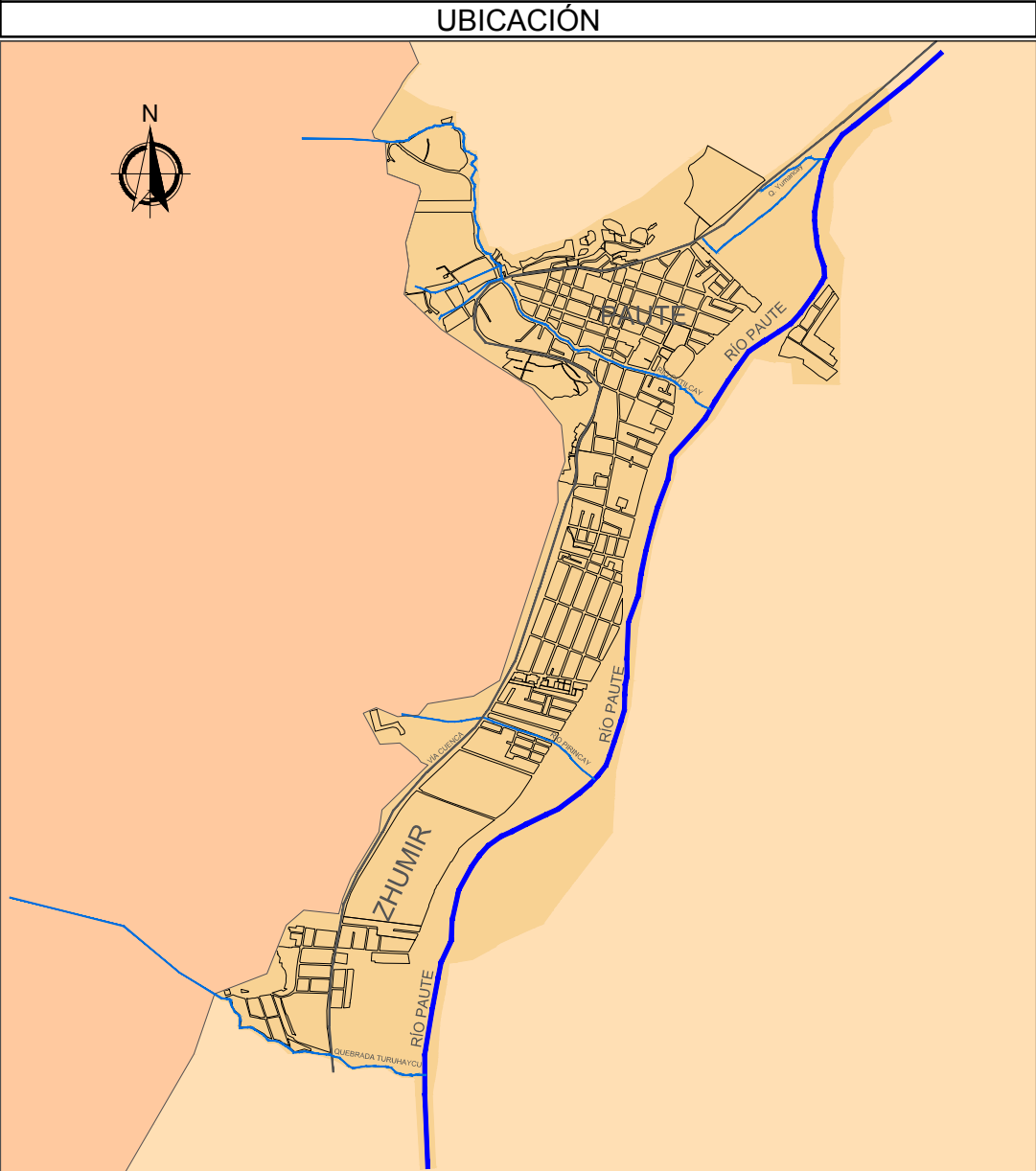
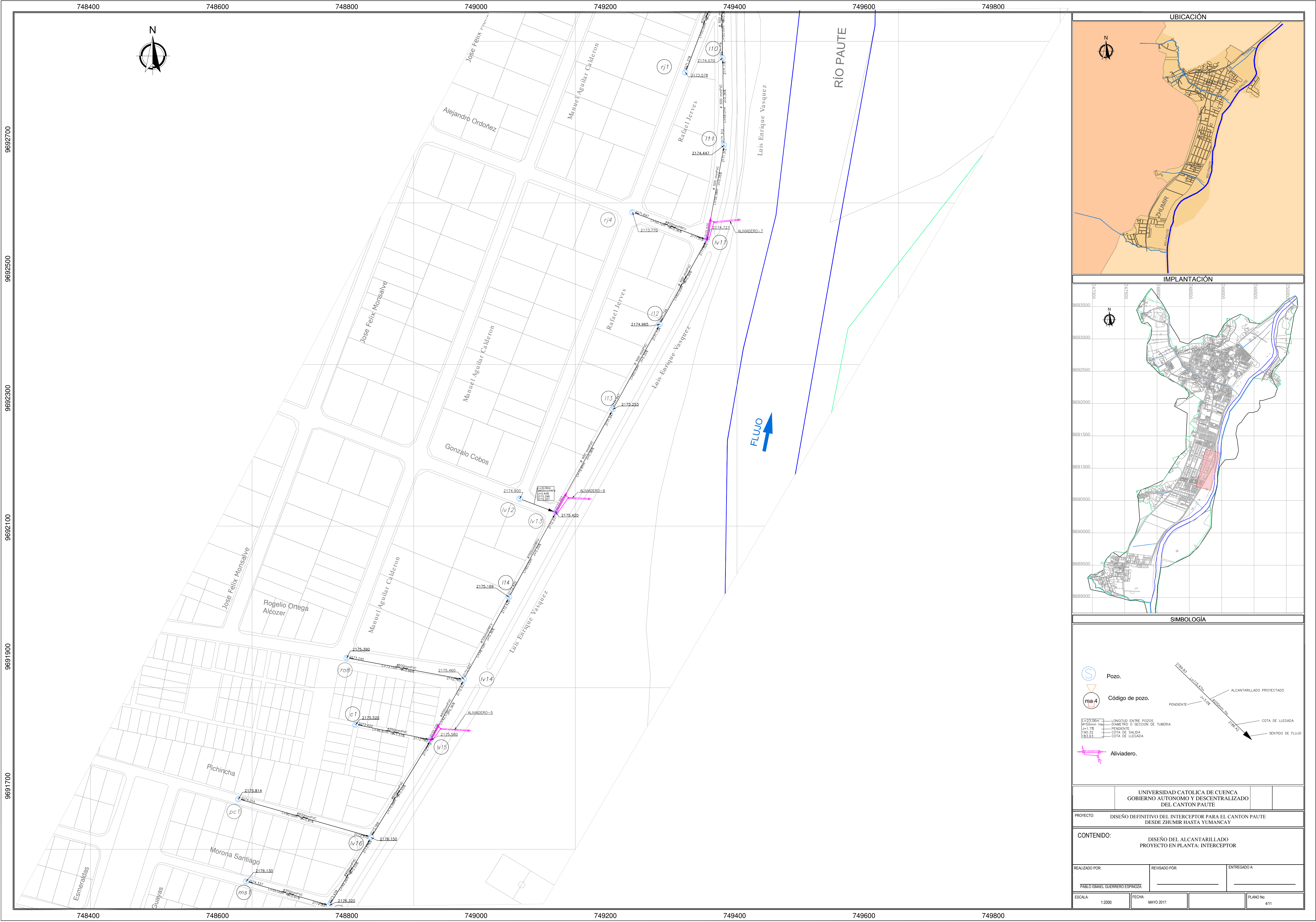
DISEÑO, PLANOS Y CÁLCULO DEL INTERCEPTOR Y LOS ALIVIADEROS.

	a	c	b
3 A514	2364.3	16.1	-0.00434



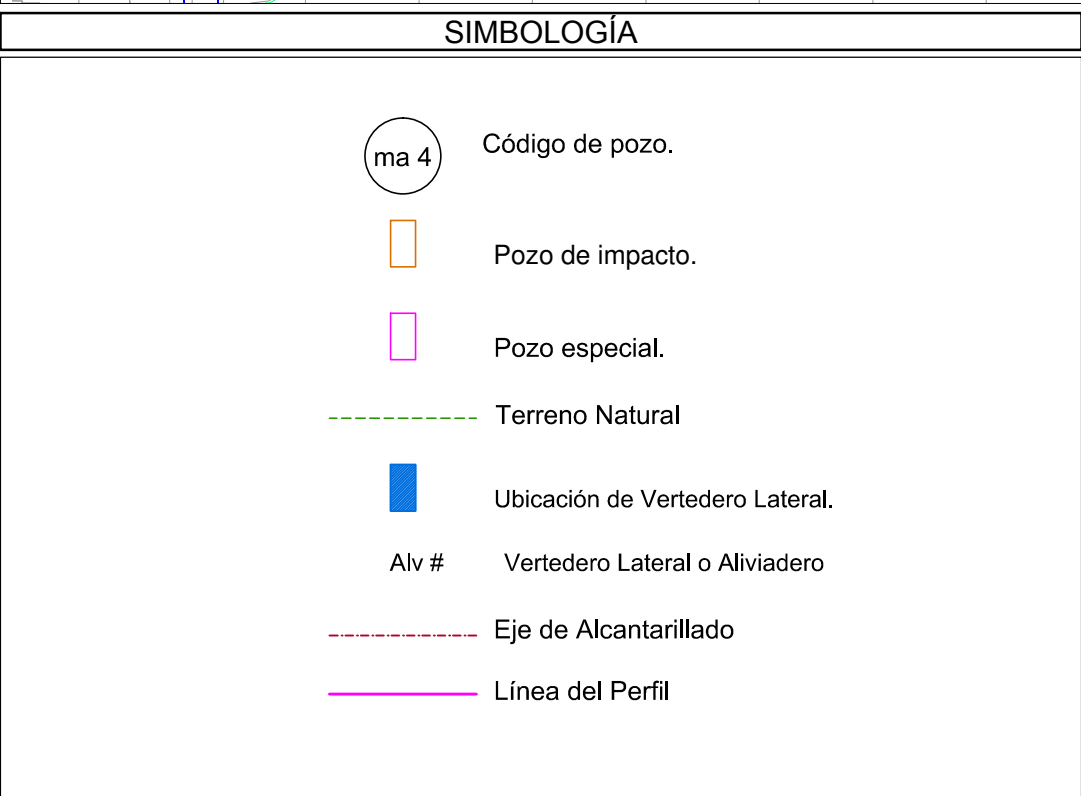
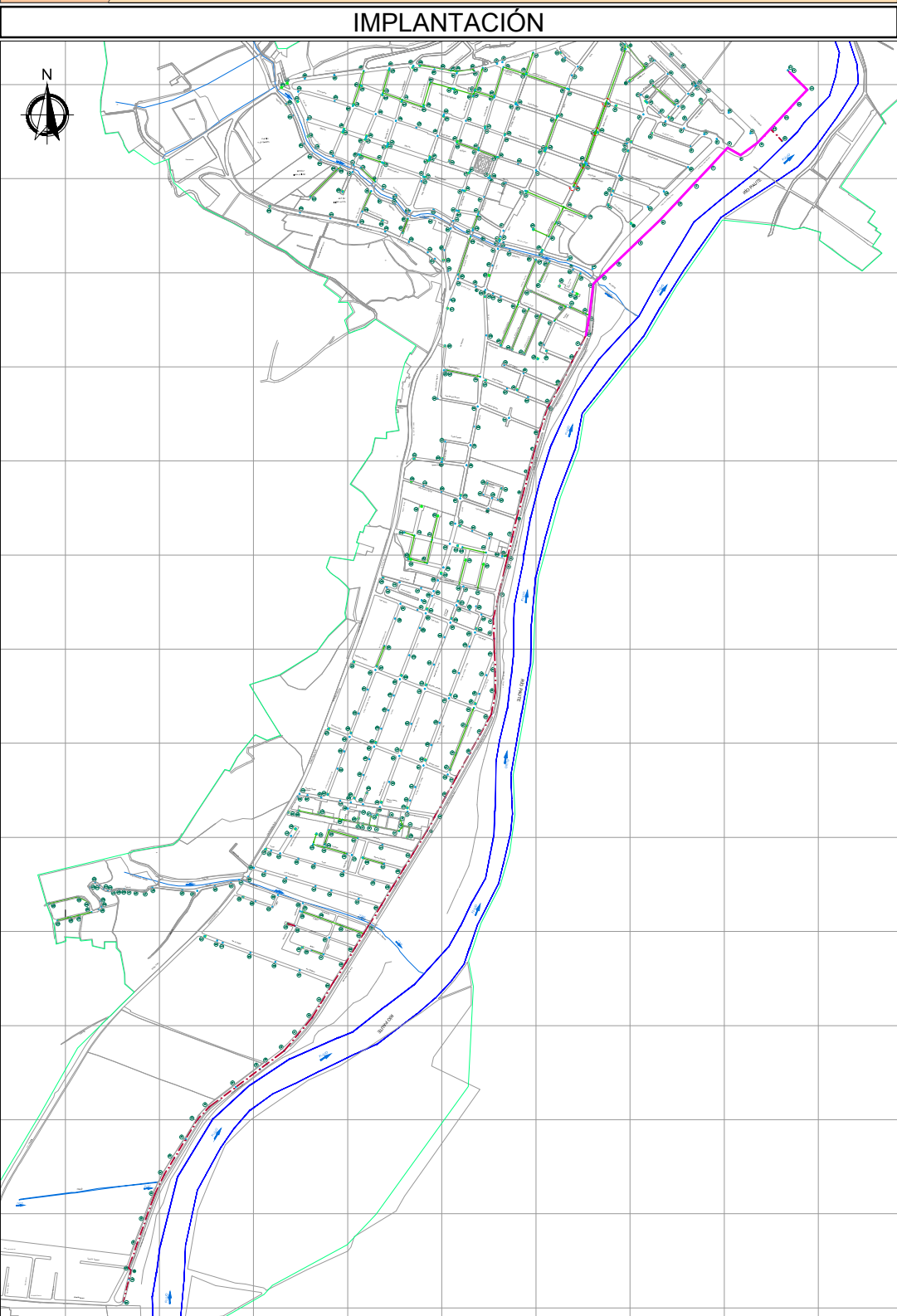
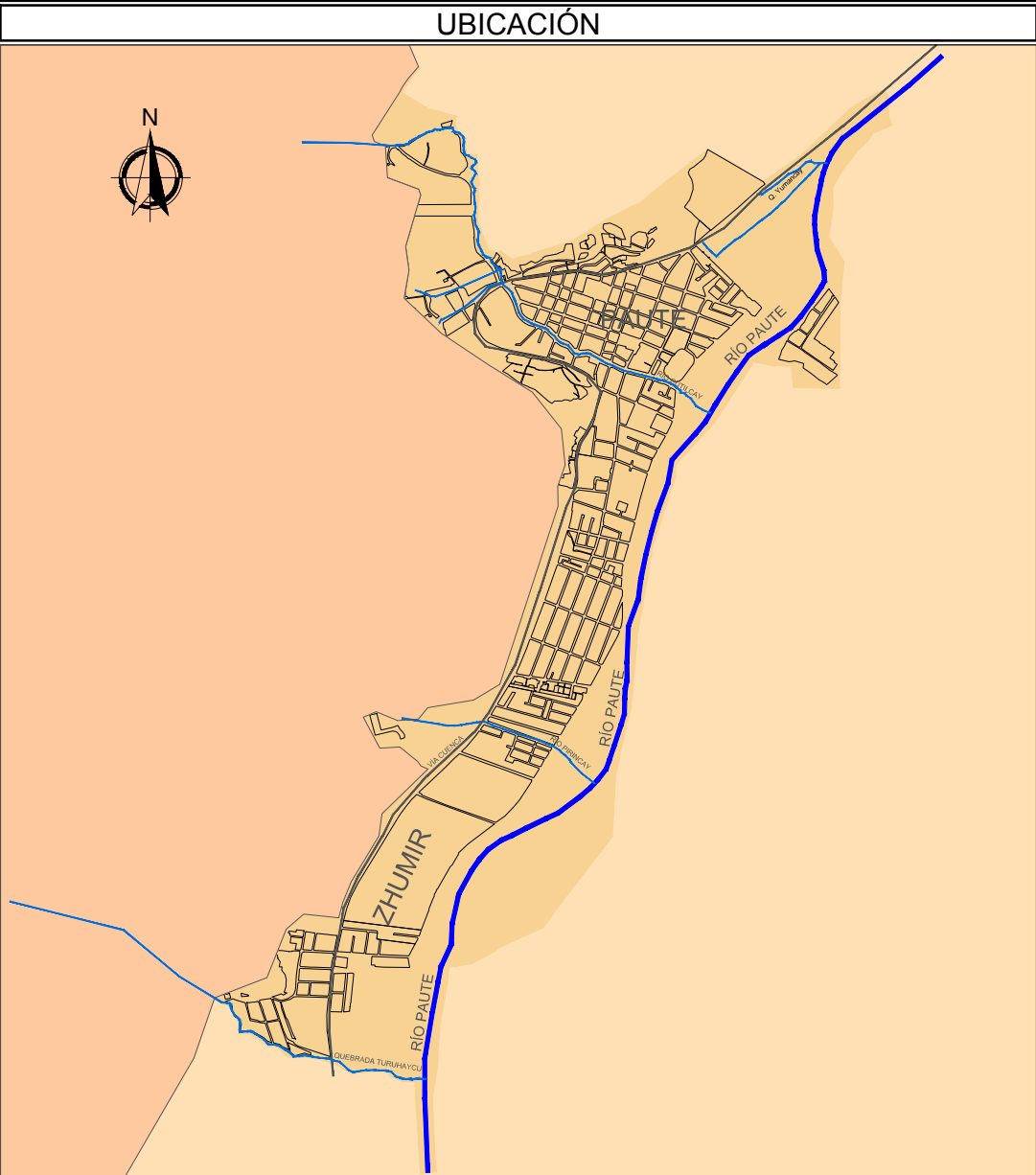
UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA GOBIERNO AUTONOMO Y DESCENTRALIZADO DEL CANTON PAUTE		
PROYECTO: DISEÑO DEFINITIVO DEL INTERCEPTOR PARA EL CANTON PAUTE DESDE ZHUMIR HASTA YUMANCAY		
CONTENIDO: DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PROYECTO EN PLANTA: INTERCEPTOR		
REALIZADO POR: PABLO ISMAEL GUERRERO ESPINOZA	REVISADO POR:	ENTREGADO A:
ESCALA: 1:2000	FECHA: MAYO 2017	PLANO No: 1/11



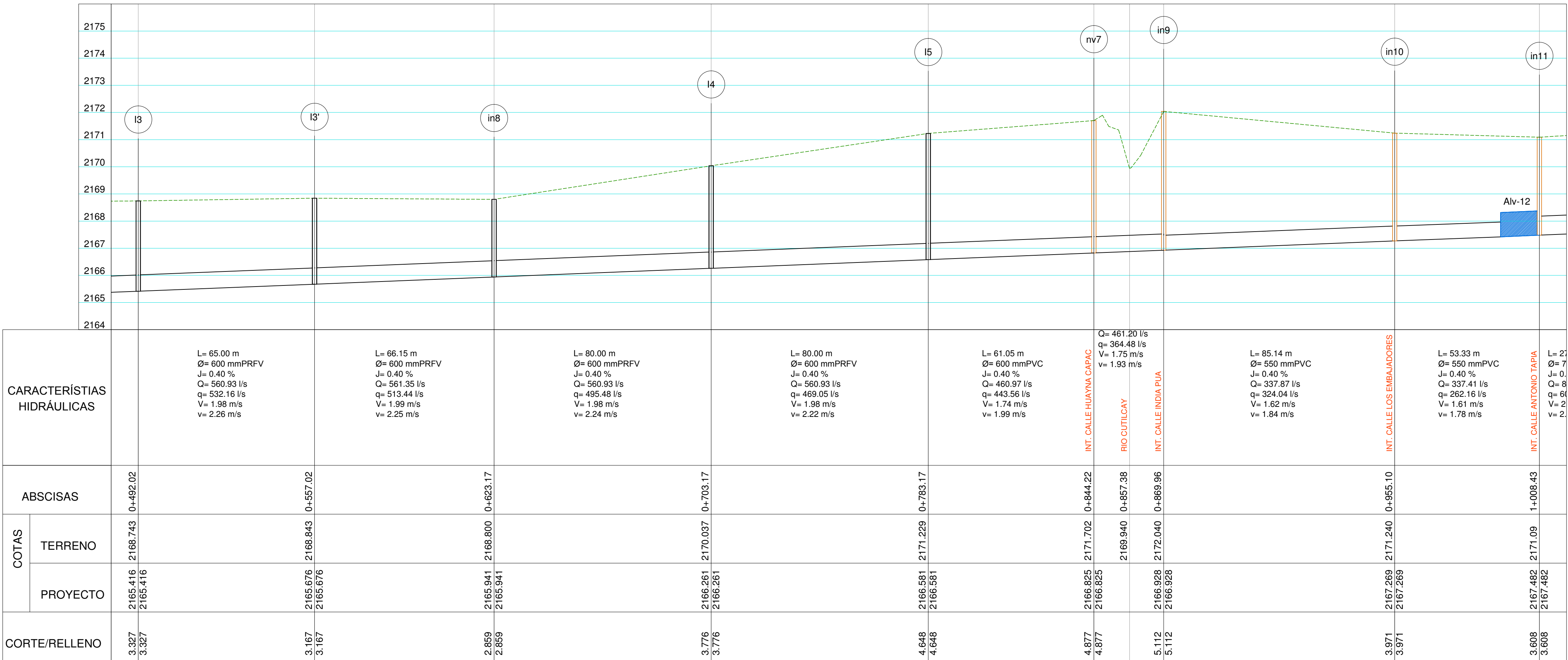
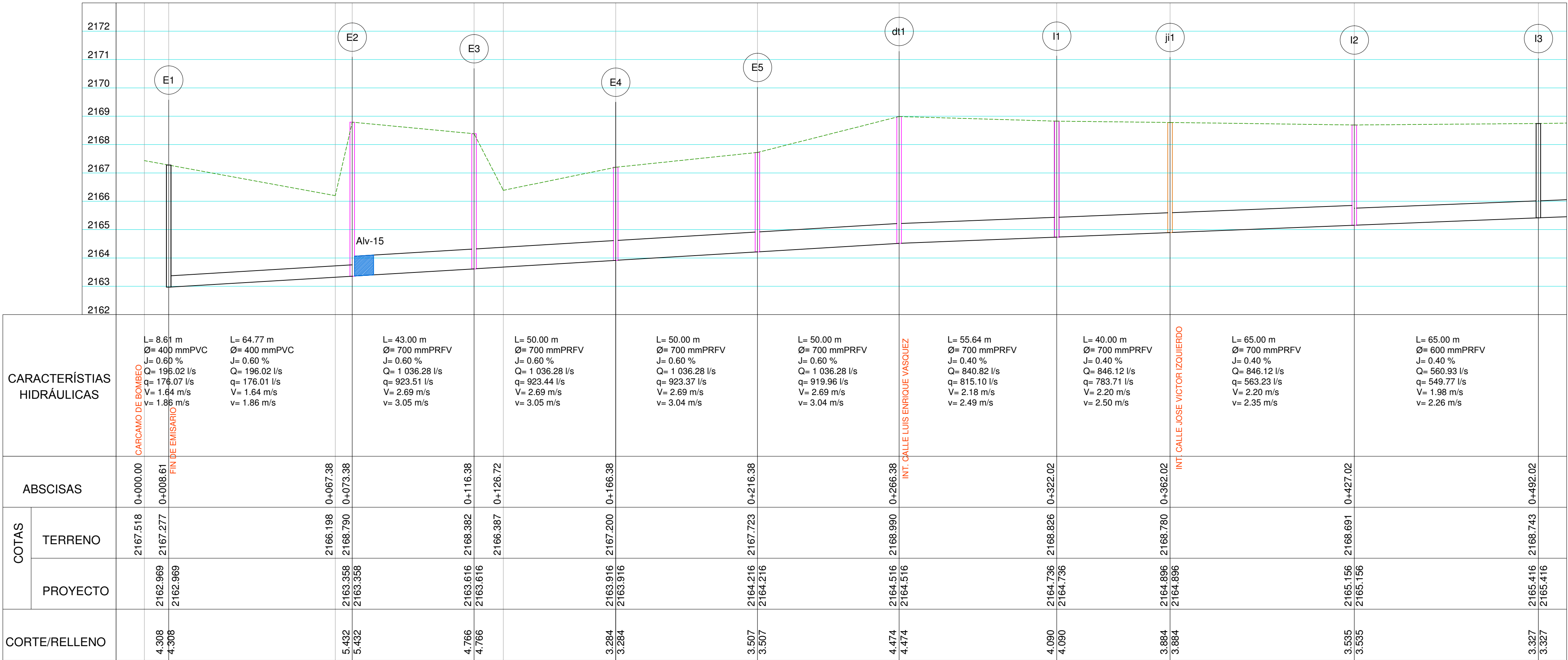


UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA GOBIERNO AUTÓNOMO Y DESCENTRALIZADO DEL CANTON PAUTE			
PROYECTO: DISEÑO DEFINITIVO DEL INTERCEPTOR PARA EL CANTON PAUTE DESDE ZHUMIR HASTA YUMANCAY			
CONTENIDO: DISEÑO DEL ALICANTARILLADO PROYECTO EN PLANTA: INTERCEPTOR			
REALIZADO POR: PABLO ISMAEL GUERRERO ESPINOZA		REVISADO POR: _____	
ENTREGADO A: _____		FECHA: MAYO 2017	
ESCALA: 1:2000		PLANO No: 4/11	

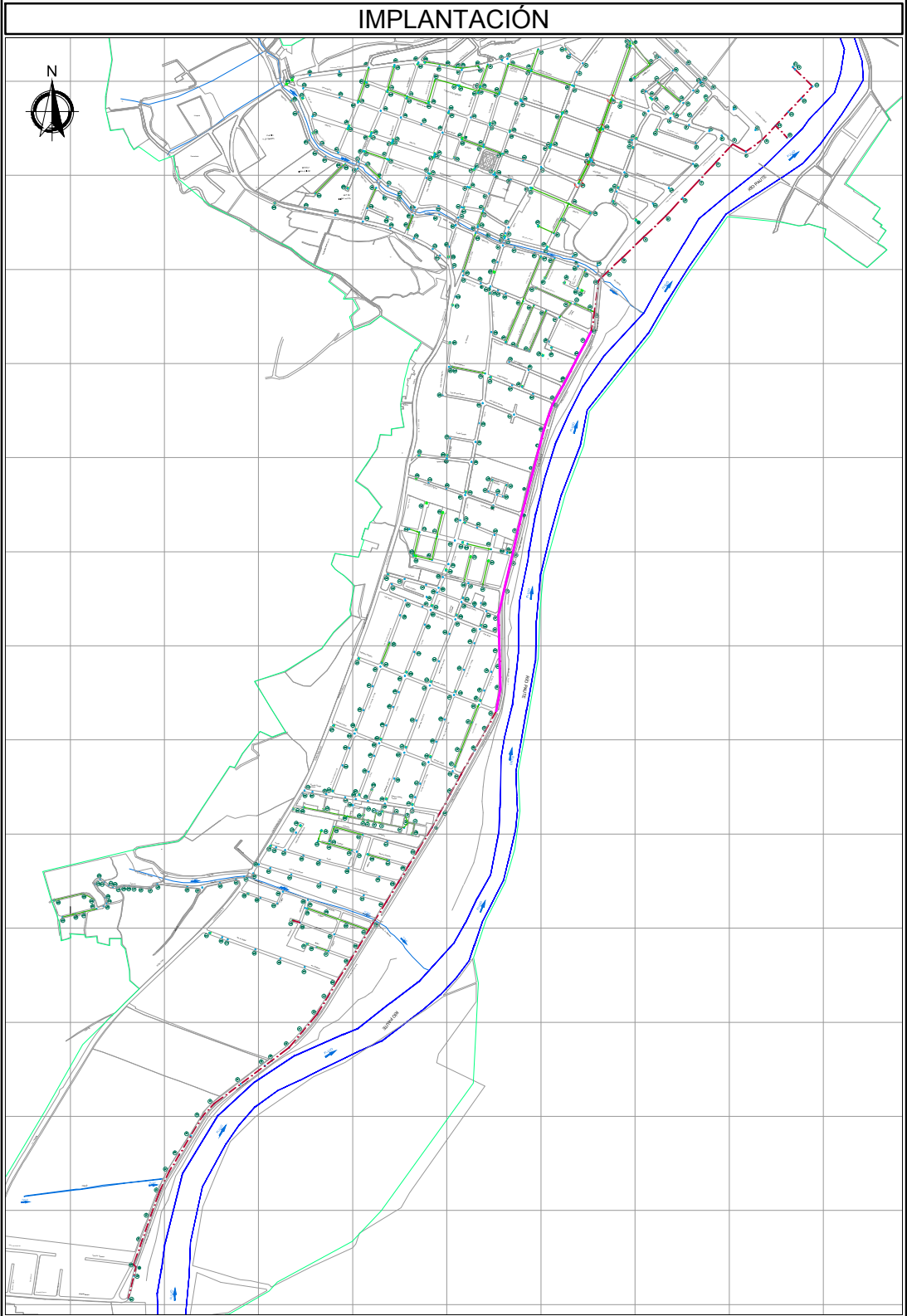
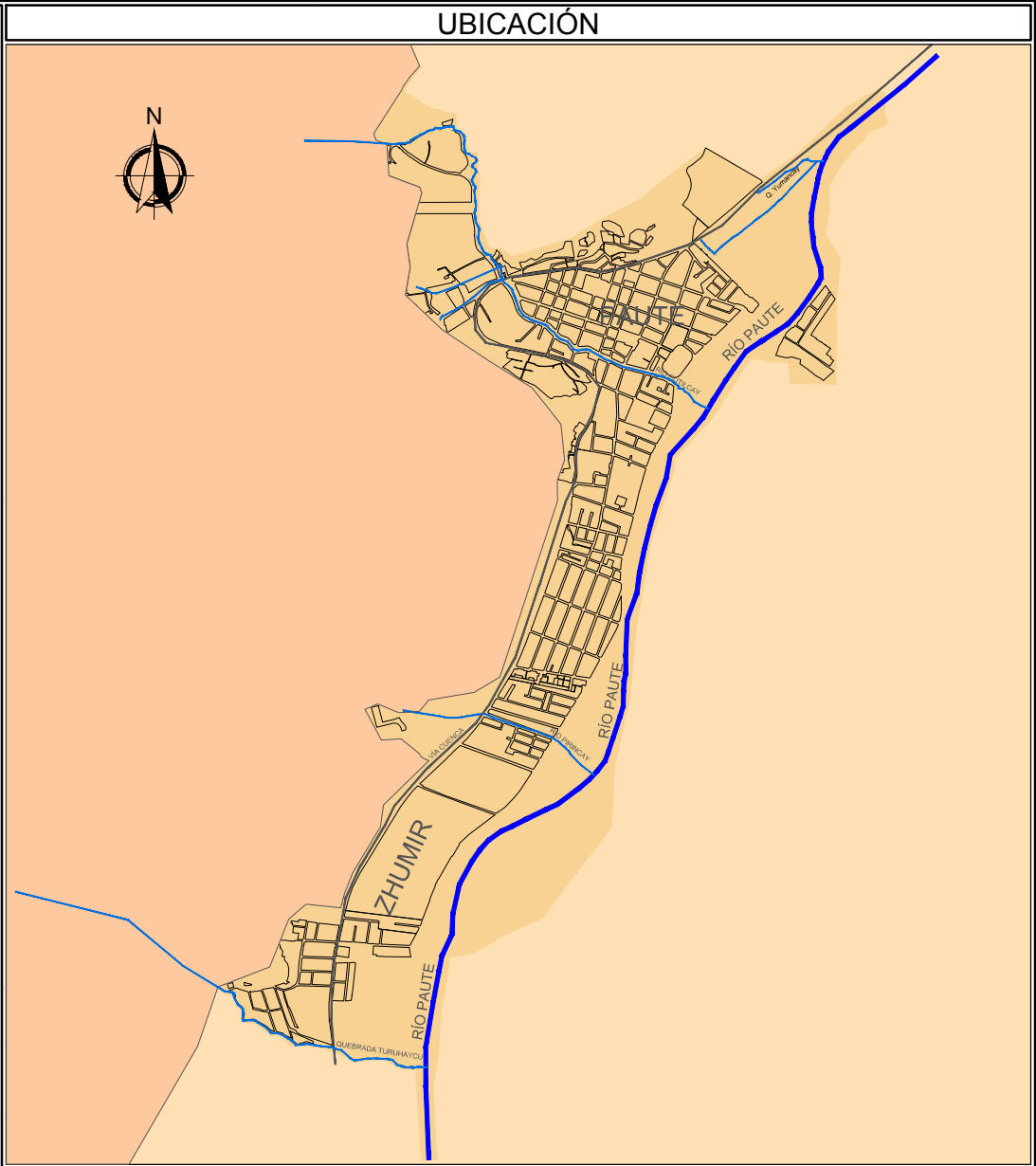
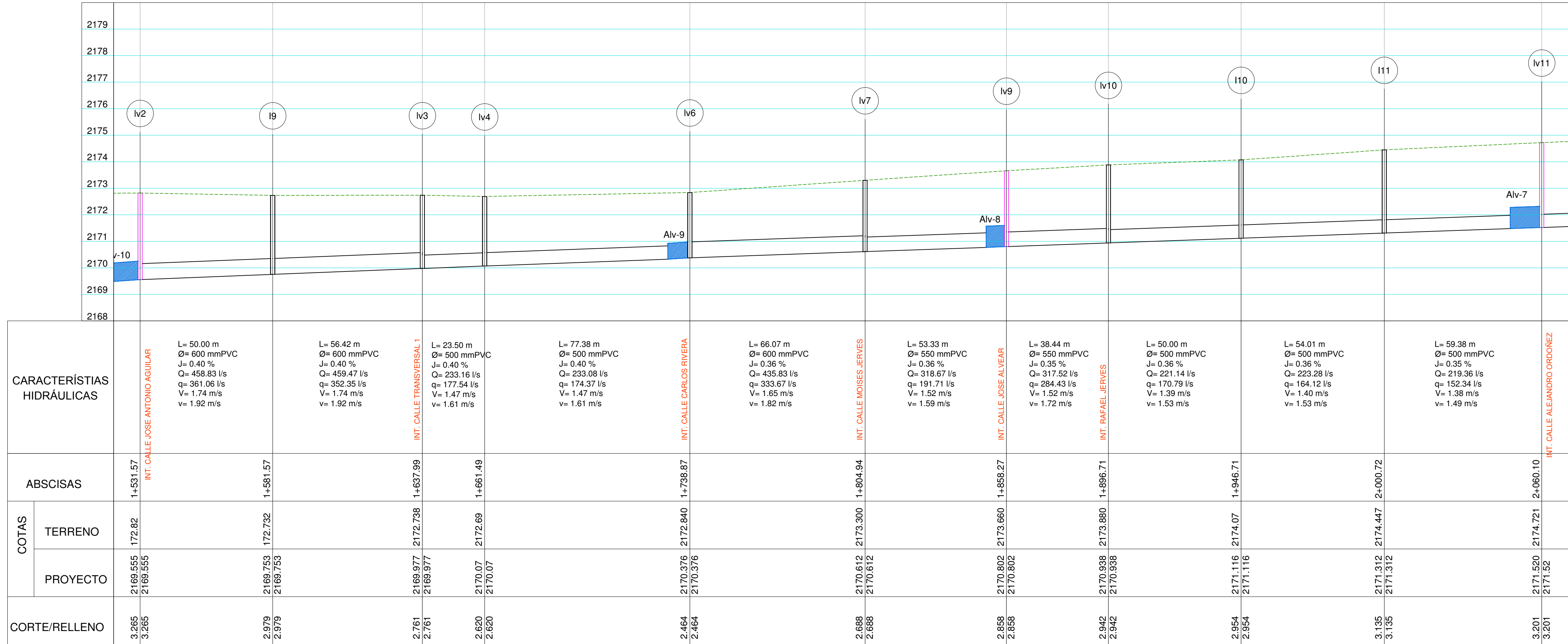
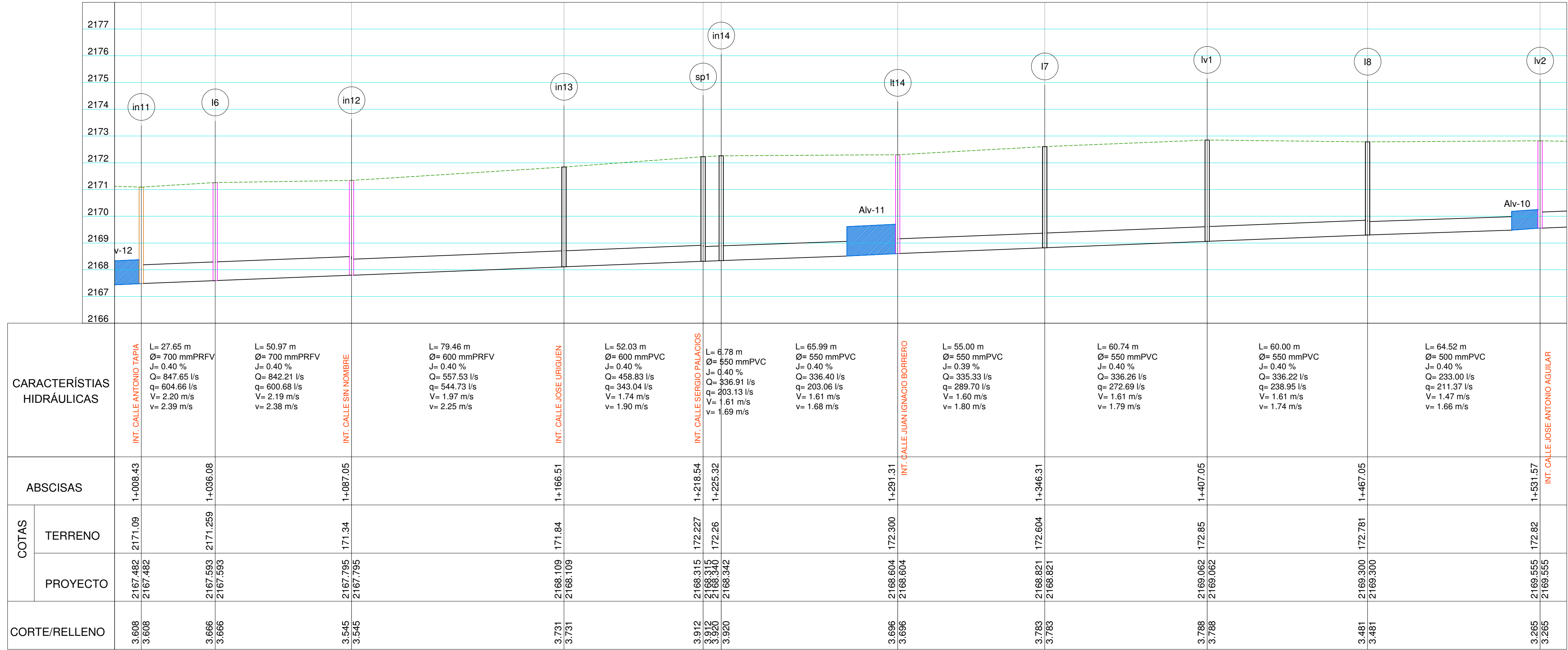
PERFIL DEL LA AV. LUIS ENRIQUE VÁSQUEZ
"INTERCEPTOR"
ALCANTARILLADO COMBINADO
0+000.00-1+008.43



UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO DE PAUTE		
PROYECTO: DISEÑO DEFINITIVO DEL INTERCEPTOR PARA EL CANTON PAUTE DESDE ZHUMIR HASTA YUMANCAY		
CONTENIDO: DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PROYECTO VERTICAL AVENIDA LUIS ENRIQUE VÁSQUEZ "INTERCEPTOR"		
REALIZADO POR: PABLO ISMAEL GUERRERO ESPINOZA	REVISADO POR:	ENTREGADO A:
ESCALA: H: 1:1000 V: 1:100	FECHA: MAYO 2017	PLANO No: 8/11



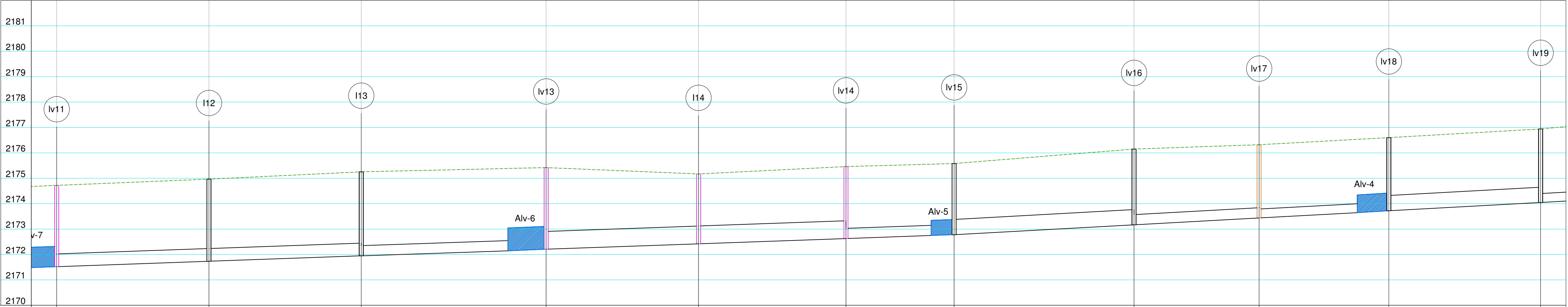
PERFIL DEL LA AV. LUIS ENRIQUE VÁSQUEZ
"INTERCEPTOR"
ALCANTARILLADO COMBINADO
1+008.43-2+060.10



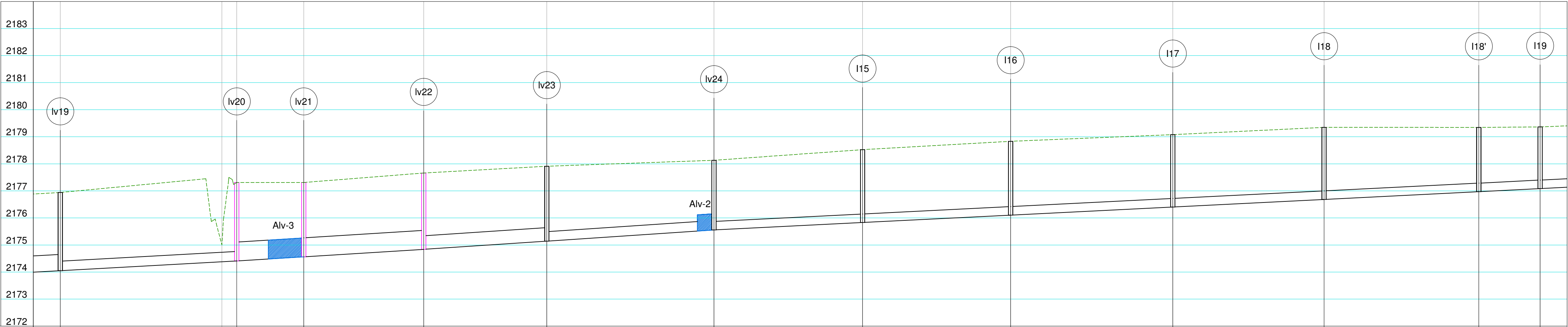
SIMBOLOGÍA			
	Código de pozo.		
	Pozo de impacto.		
	Pozo especial.		
	Terreno Natural		
	Ubicación de Vertedero Lateral.		
	Vertedero Lateral o Aliviadero		
	Eje de Alcantarillado		
	Línea del Perfil		

UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO DE PAUTE			
PROYECTO:	DISEÑO DEFINITIVO DEL INTERCEPTOR PARA EL CANTON PAUTE DESDE ZHUMIR HASTA YUMANCAY		
CONTENIDO:	DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PROYECTO VERTICAL AVENIDA LUIS ENRIQUE VÁSQUEZ "INTERCEPTOR"		
REALIZADO POR:	REVISADO POR:	ENTREGADO A:	
PABLO ISMAEL GUERRERO ESPINOZA			
ESCALA:	H: 1:1000 V: 1:100	FECHA:	MAYO 2017
		PLANO No:	9/11

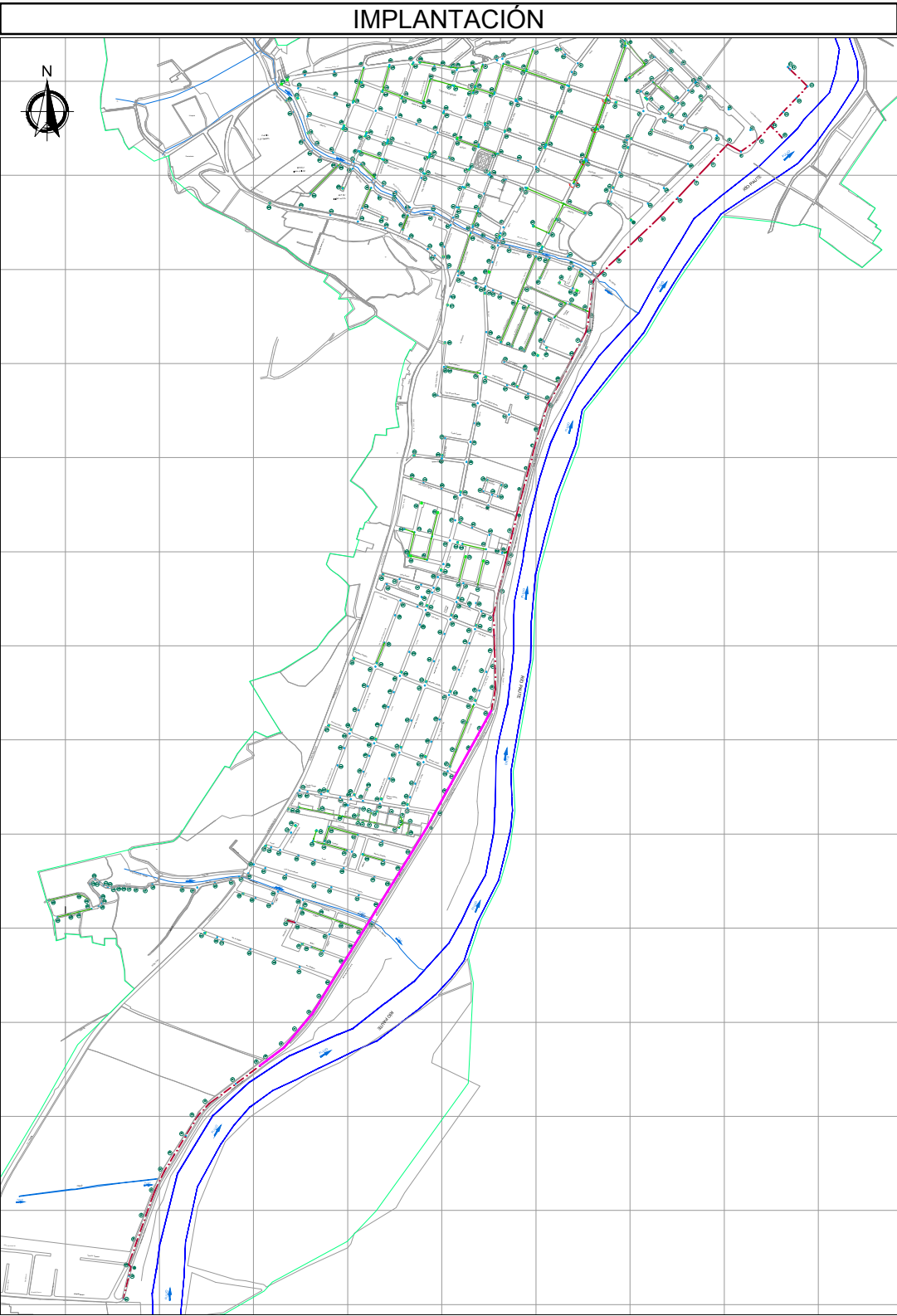
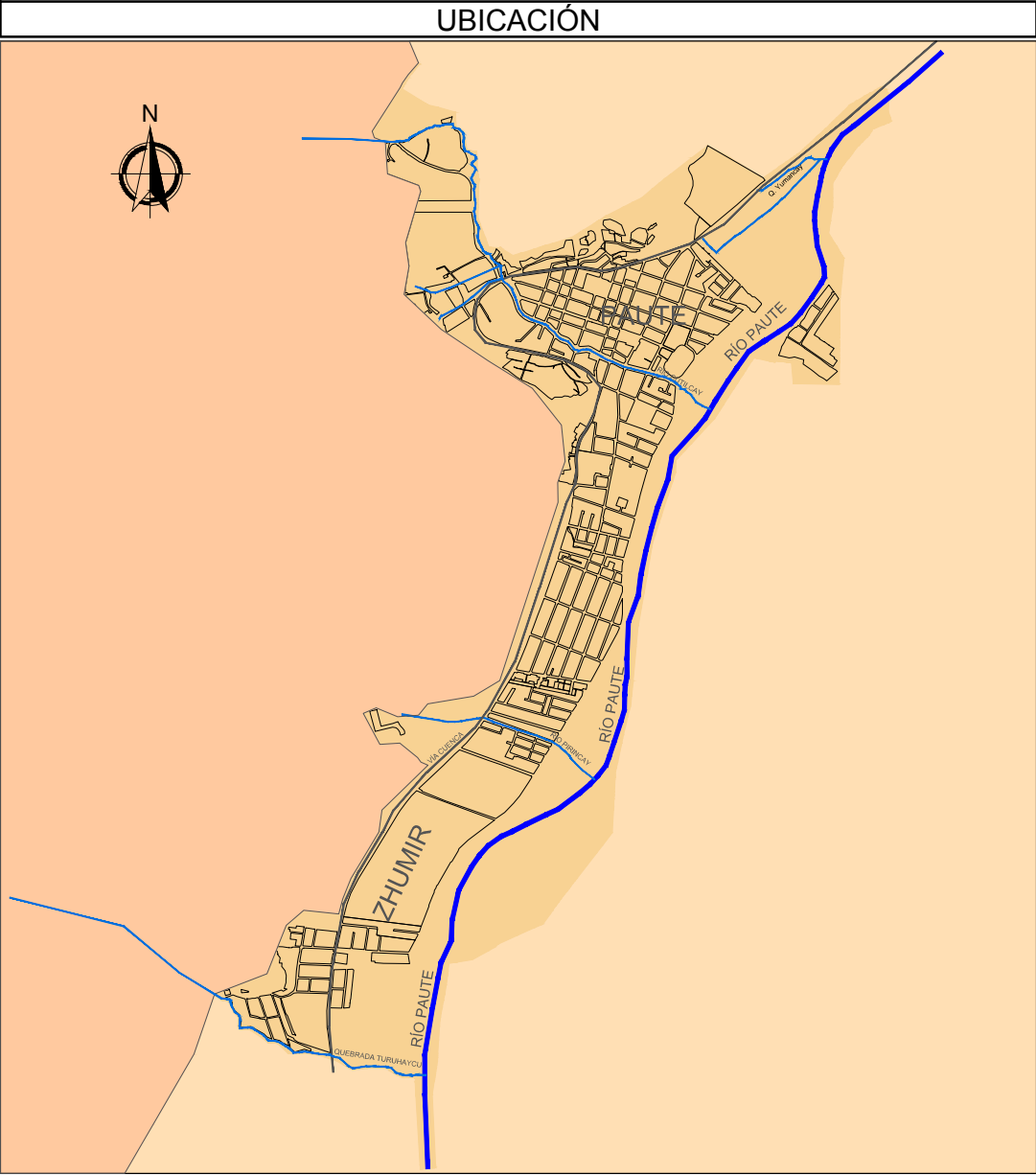
PERFIL DEL LA AV. LUIS ENRIQUE VÁSQUEZ
"INTERCEPTOR"
ALCANTARILLADO COMBINADO
2+060.10-3+192.44



CARACTERÍSTIAS HIDRÁULICAS		ABSCISAS		COTAS		CORTE/RELLENO	
				PROYECTO	TERRENO		
INT. CALLE ALEJANDRO ORDÓÑEZ L= 60.00 m Ø= 500 mmPVC J= 0.36 % Q= 221.35 l/s q= 170.52 l/s V= 1.39 m/s v= 1.53 m/s L= 60.00 m Ø= 500 mmPVC J= 0.35 % Q= 220.83 l/s q= 154.69 l/s V= 1.39 m/s v= 1.50 m/s L= 72.81 m Ø= 400 mmPVC J= 0.36 % Q= 151.22 l/s q= 138.56 l/s V= 1.27 m/s v= 1.44 m/s L= 60.00 m Ø= 700 mmPRFV J= 0.35 % Q= 797.11 l/s q= 668.94 l/s V= 2.07 m/s v= 2.32 m/s L= 58.10 m Ø= 700 mmPRFV J= 0.36 % Q= 798.54 l/s q= 646.90 l/s V= 2.07 m/s v= 2.31 m/s L= 42.57 m Ø= 400 mmPVC J= 0.36 % Q= 151.21 l/s q= 100.67 l/s V= 1.27 m/s v= 1.36 m/s L= 70.88 m Ø= 600 mmPVC J= 0.55 % Q= 540.91 l/s q= 442.48 l/s V= 2.05 m/s v= 2.28 m/s L= 49.26 m Ø= 400 mmPVC J= 0.55 % Q= 187.35 l/s q= 170.13 l/s V= 1.57 m/s v= 1.78 m/s L= 51.10 m Ø= 350 mmPVC J= 0.55 % Q= 130.16 l/s q= 83.02 l/s V= 1.43 m/s v= 1.52 m/s L= 59.80 m Ø= 600 mmPVC J= 0.55 % Q= 540.69 l/s q= 513.10 l/s V= 2.05 m/s v= 2.33 m/s		3.201 3.201	2171.520 2171.52	2174.721 2171.52	2+060.10		
		3.231 3.231	2171.734 2171.734	2174.965	2+120.10		
		3.306 3.306	2171.947 2171.947	2175.253	2+180.10		
		3.213 3.213	2172.207 2172.207	2175.420	2+252.91		
		2.749 2.749	2172.42 2172.42	2175.169	2+312.91		
		2.833 2.833	2172.627 2172.627	2175.46	2+371.01		
		2.801 2.801	2172.779 2172.779	2175.69	2+413.59		
		2.981 2.981	2173.169 2173.169	2176.15	2+484.46		
		2.881 2.881	2173.439 2173.439	2176.32	2+533.72		
		2.880 2.880	2173.720 2173.72	2176.60	2+584.82		
2.891 2.891	2174.049 2174.049	2176.940	2+644.62	INT. CALLE LUIS TORRES PALACIOS			

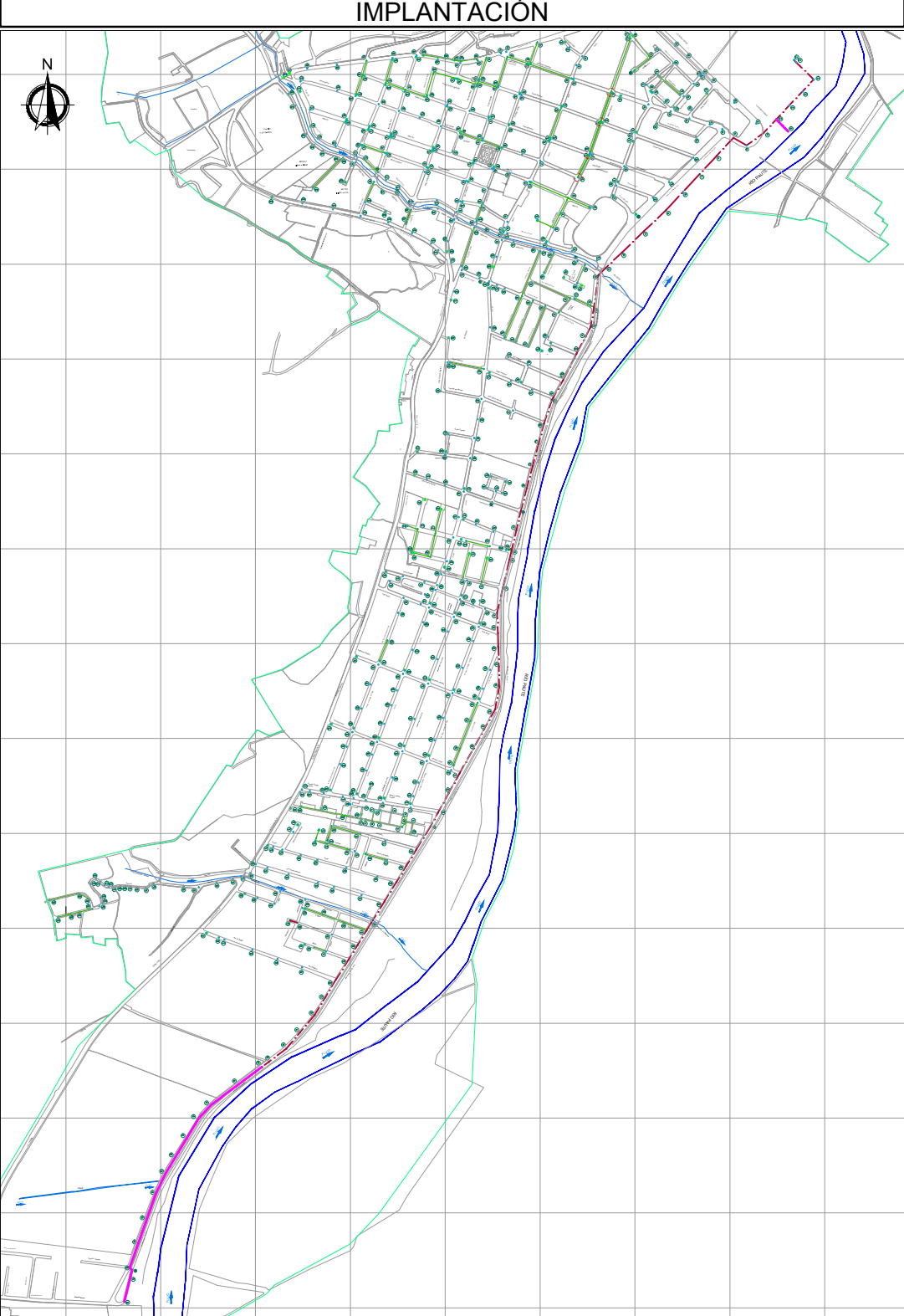
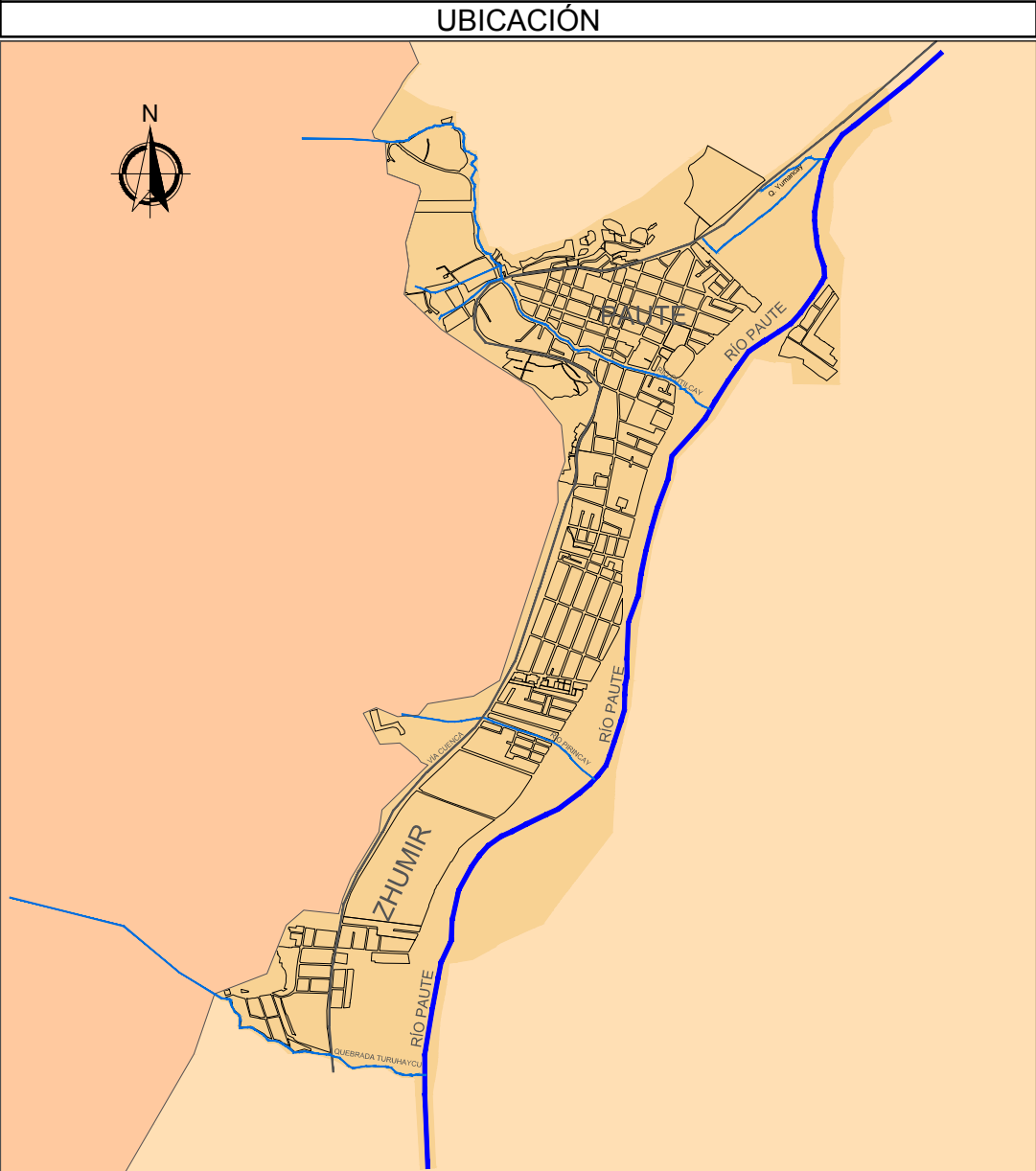
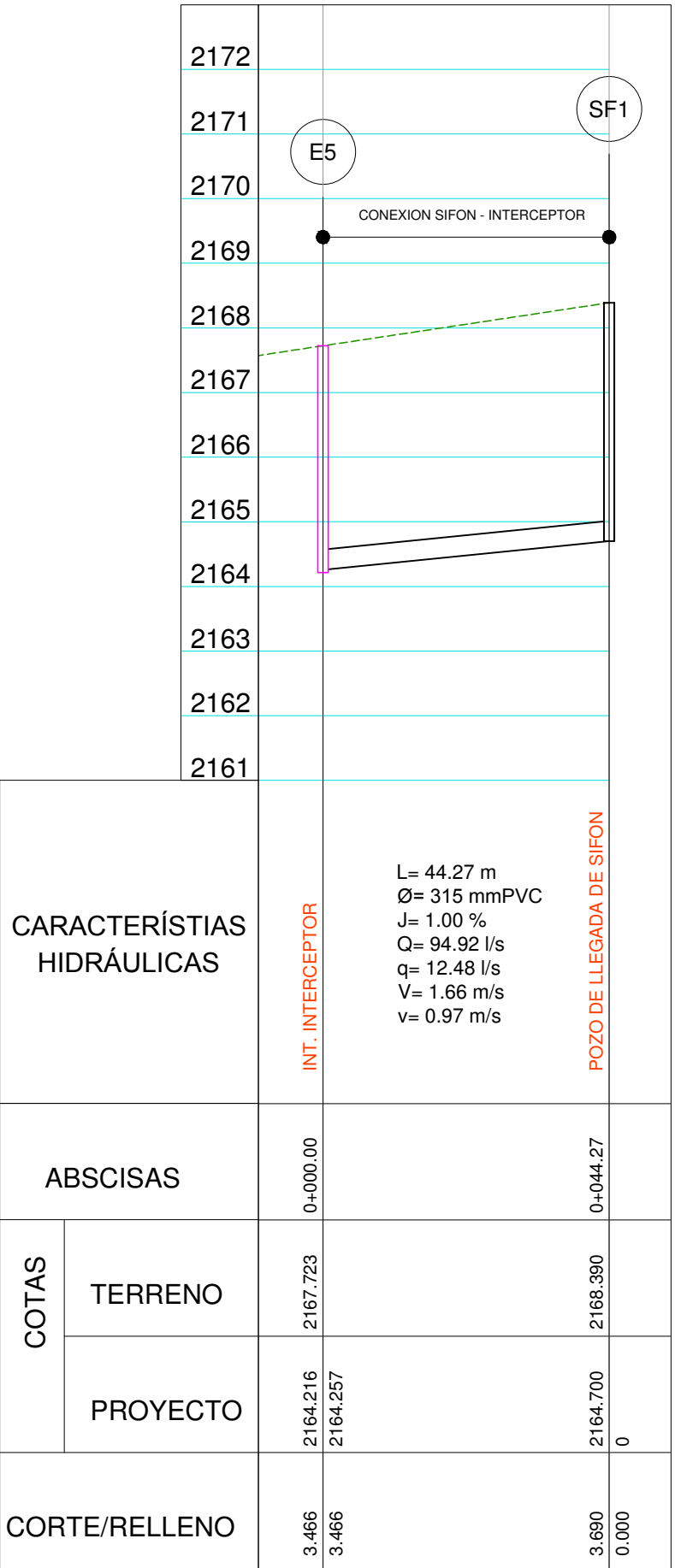
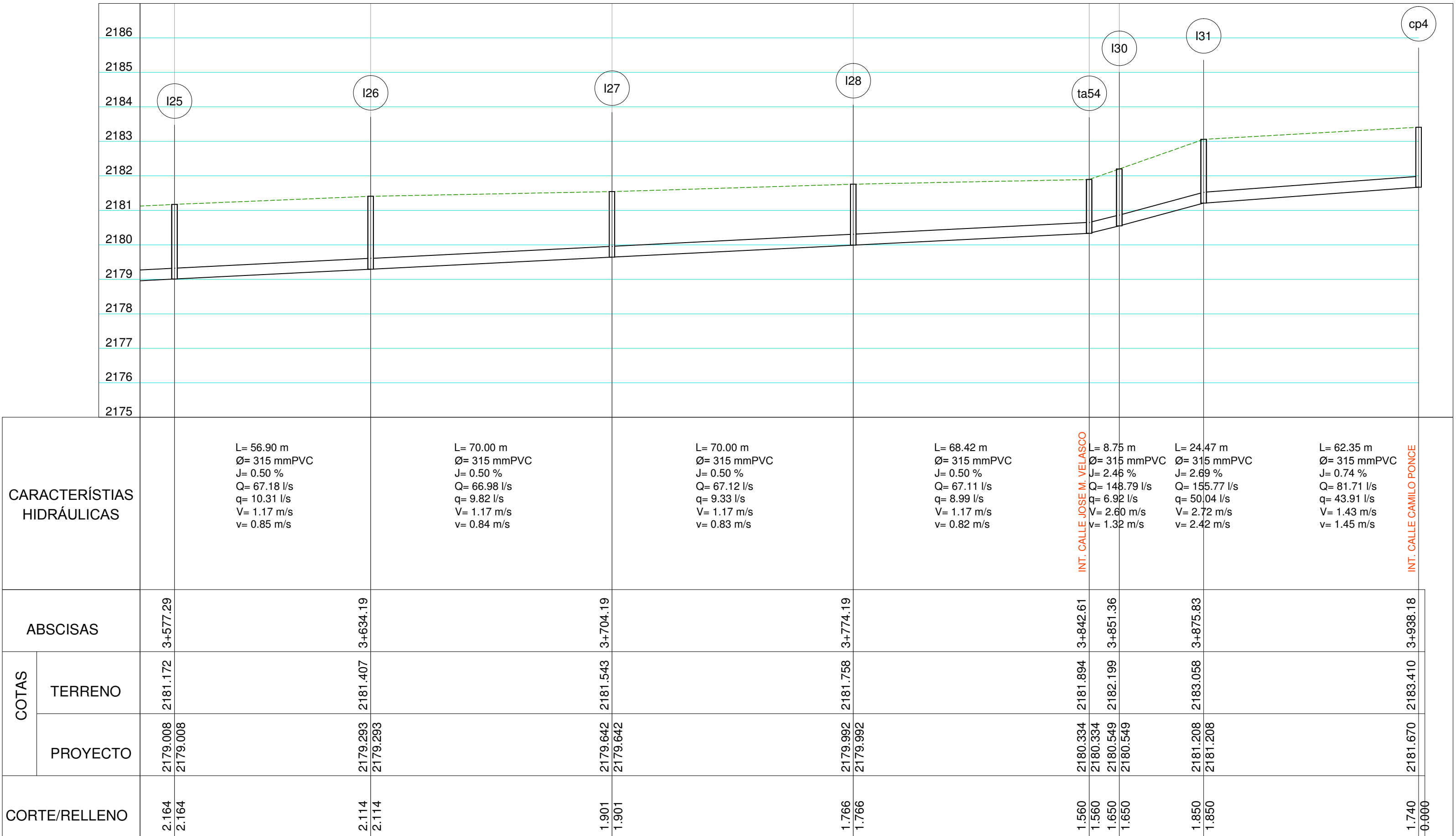
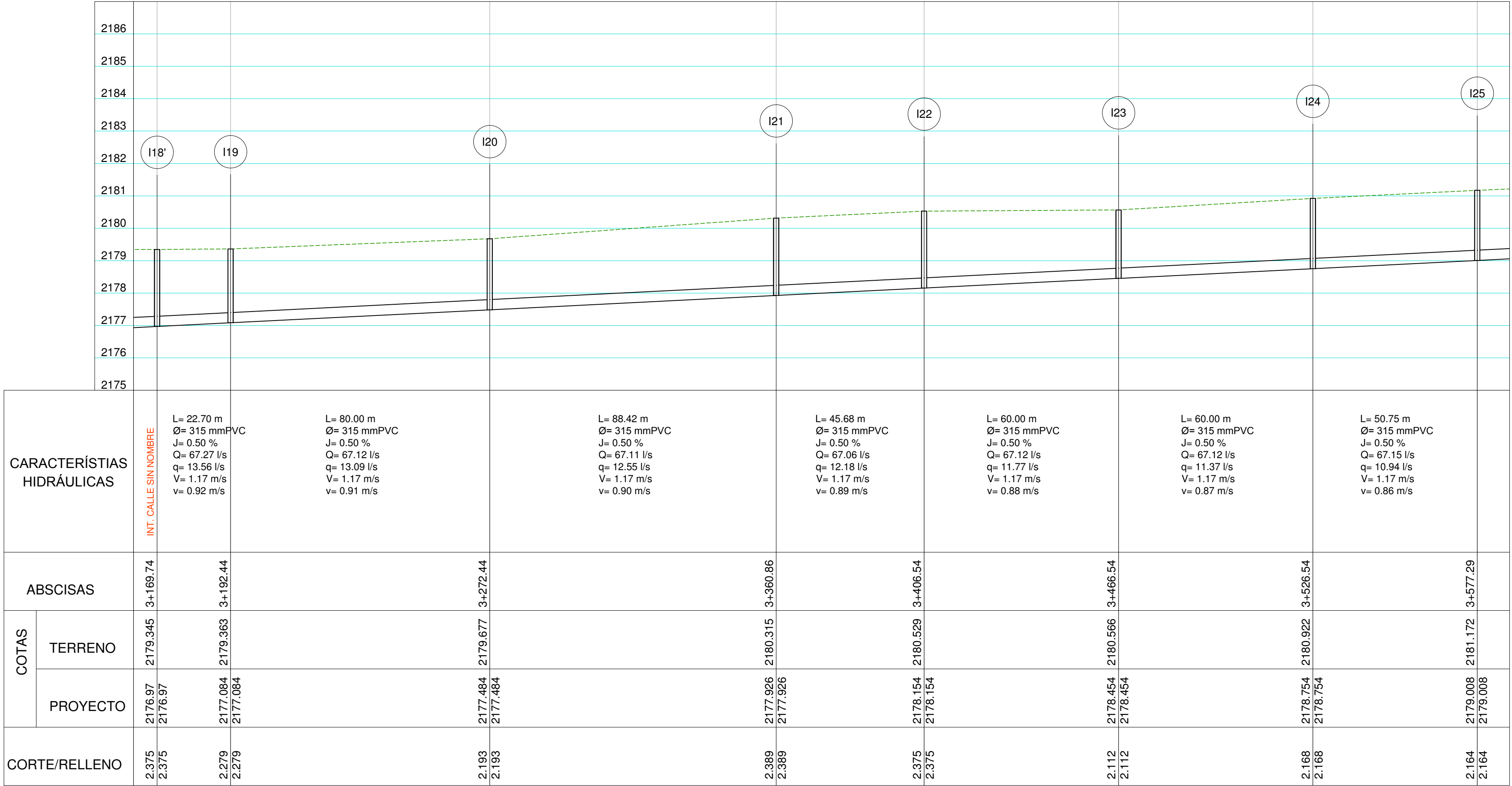


CARACTERÍSTIAS HIDRÁULICAS		ABSCISAS		COTAS	
		TERRENO	PROYECTO		
L= 65.33 m Ø= 350 mmPVC J= 0.55 % Q= 130.29 l/s q= 90.42 l/s V= 1.44 m/s v= 1.55 m/s	INT. CALLE LUIS TORRES PALACIOS	2176.940	2174.049 2174.049	2+644.62	
		2175.005	2174.009 2174.409	2+704.45 2+709.95	QUEBRADA DE PRINCYA INT. CALLE TOBERMABA
		2177.310	2174.563 2174.563	2+734.75	INT. CALLE DUDUDU
		2177.310	2174.563 2174.563	2+734.75	
		2177.660	2174.639 2174.639	2+779.17	INT. CALLE OHICAN
		2177.910	2175.142 2175.142	2+824.74	INT. CALLE BULAN
		2178.13	2175.555 2175.555	2+886.62	INT. CALLE SAN CRISTOBAL
		2178.523	2175.83 2175.83	2+941.62	
		2178.832	2176.104 2176.104	2+986.44	
L= 60.00 m Ø= 315 mmPVC J= 0.50 % Q= 67.12 l/s q= 14.49 l/s V= 1.17 m/s v= 0.94 m/s		2179.078	2176.404 2176.404	3+056.44	
		2179.347	2176.684 2176.684	3+112.44	
L= 56.00 m Ø= 315 mmPVC J= 0.50 % Q= 67.12 l/s q= 14.05 l/s V= 1.17 m/s v= 0.93 m/s		2179.945	2176.97 2176.97	3+169.74	INT. CALLE SIN NOMBRE
		2179.863	2177.084 2177.084	3+192.44	
L= 57.30 m Ø= 315 mmPVC J= 0.50 % Q= 67.06 l/s q= 13.63 l/s V= 1.17 m/s v= 0.92 m/s		2179.345	2176.97 2176.97	3+169.74	INT. CALLE SIN NOMBRE
		2179.863	2177.084 2177.084	3+192.44	
L= 22.70 m Ø= 315 mmPVC J= 0.50 % Q= 67.27 l/s q= 13.56 l/s V= 1.17 m/s v= 0.92 m/s		2179.345	2176.97 2176.97	3+169.74	INT. CALLE SIN NOMBRE
		2179.863	2177.084 2177.084	3+192.44	



SIMBOLOGÍA			
ma 4	Código de pozo.		
	Pozo de impacto.		
	Pozo especial.		
	Terreno Natural		
	Ubicación de Vertedero Lateral.		
Alv #	Vertedero Lateral o Aliviadero		
	Eje de Alcantarillado		
	Línea del Perfil		
UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO DEL CANTON PAUTE			
PROYECTO: DISEÑO DEFINITIVO DEL INTERCEPTOR PARA EL CANTON PAUTE DESDE ZHUMIR HASTA YUMANCAY			
CONTENIDO: DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PROYECTO VERTICAL AVENIDA LUIS ENRIQUE VÁSQUEZ "INTERCEPTOR"			
REALIZADO POR: PABLO ISMAEL GUERRERO ESPINOZA		REVISADO POR: ENTREGADO A:	
ESCALA: H: 1:1000 V: 1:100		FECHA: MAYO 2017	
		PLANO No: 10/11	

PERFIL DEL LA AV. LUIS ENRIQUE VÁSQUEZ
"INTERCEPTOR"
ALCANTARILLADO COMBINADO
3+192.44-3+938.18



SIMBOLOGÍA

- ma 4 Código de pozo.
- Pozo de impacto.
- Pozo especial.
- Terreno Natural
- Ubicación de Vertedero Lateral.
- Alv # Vertedero Lateral o Aliviadero
- Eje de Alcantarillado
- Línea del Perfil

UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA
GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO
DEL CANTON PAUTE

PROYECTO: DISEÑO DEFINITIVO DEL INTERCEPTOR PARA EL CANTON PAUTE
DESDE ZHUMIR HASTA YUMANCAY

CONTENIDO: DISEÑO DEL ALCANTARILLADO
PROYECTO VERTICAL
AVENIDA LUIS ENRIQUE VÁSQUEZ
"INTERCEPTOR"

REALIZADO POR: PABLO ISMAEL GUERRERO ESPINOZA

REVISADO POR: _____

ENTREGADO A: _____

ESCALA: H: 1:1000
V: 1:100

FECHA: MAYO 2017

PLANO No: 11/11

PLANILLA DE CALCULO:									
DIMENSIONAMIENTO DE LOS VERTEDEROS LATERALES DE EXCESOS PARA CANALES CIRCULARES O RECTANGULARES									
PASO	DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO	CALCULO	RESULTADO	UNIDAD	
VERTEDERO INTERCEPTOR Iv21 - Iv20; ALV 3									
1	Diámetro o ancho de la tubería	D ó B	0,700	m	Q-max = Kmax x D ^{8/3} x i ^{1/2} / n	1,13	Caudal máximo para canal circular		m ³ /s
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,006	m/m					
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009						
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353						
2	K1 para calcular área para Qmax	K1	0,7662		Am = K1 x D ²	0,38	Area de sección transversal para caudal máximo tub. Circular		m ²
3	Caudal Pluvial Maximo para un periodo de retorno de 5 años	QP	839,2300	lt/s	Vmax = Qmax/A	3,02	Velocidad transversal con caudal máximo		m/s
4	Altura del canal	H	0,000	m	Kmax = f(H/B)	canal circular	Determinación de Kmax para canales rectangulares		
	Relación H/B	H/B	0,000						
5					Q-max = Kmax x B ^{8/3} x i ^{1/2} / n	canal circular	Caudal máximo a transportar para tubería rectangular		m ³ /s
6					Vmax = Q-max/(B x H)	canal circular	Velocidad transversal con caudal máximo		m/s
7	Caudal Sanitario Medio	Qs	17,810	lt/s	QS = R x Qs/1000	0,053	Caudal máximo a transportar en tubería sanitaria		m ³ /s
8	Relación de dilución entre 2,5 y 5	R	3,000						
9					K = QS x n/(D ^{8/3} x i ^{1/2})	0,0158	Relación par determinación de calado de agua en la tubería		
10					Y/B = f(K)	0,15	Relación calado a diámetro ó ancho		
11	Determinación del coeficiente K1	K1 = f(Y/B)	0,07		Y = (Y/B) x B	0,11	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo		m
12				A = K1 x D ²	0,0362	Area de sección transversal en tubería circular		m ²	
13					V = Q/A	1,48	Velocidad transversal en la tubería circular con caudal mínimo		
				764,73	V = Q/(B x Y)	canal circular	Velocidad transversal en la tubería rectangular con caudal mínimo		m
Cálculo con la ecuación de Ackers				56,69					
14	Velocidad con caudal máximo	Vn	3,018	m/s	Ew = α x Vn ² /2g + (dn - Y)	1,11	Cálculo de la energía específica		m
	Coeficiente corrección energía cinetica	α ₁	1,200						
	Aceleración de la gravedad	g	9,810	m/s					
	Altura del canal para Qmáximo	dn	0,660	m					
15					(w=Y/Ew) < 0,6	0,09	Relación calado a energía específica		
16	Relación entre h1 y h2 (calado de ingreso y calado de salida)	n ₂	21,000		L ₂ = 2.03 x B x (2.828 x √(n ₂ - 0.4) (1 - 0.4 w) + 0.31 w - 0.984 w ^{0.05} √(0.4 / n ₂) + 0.065)	12,50	Longitud requerida para el vertedero		m
17	Coeficiente de corrección energía cinética	α ₂	1,400		V2 = ((2g/α ₂) (Ew - α ₂ ' x Ew/(2 x n ₂))) ^{0.5}	3,90	Determinación de la velocidad en el extremo inferior del vertedro		m/s
18	Coeficiente de corrección energía presiones	α ₂ '	0,950						
19					h1 = 0,5 x Ew	0,56	Altura del calado de agua en el vertedero al ingreso		m
20				41,64	h2 = h1/n ₂	0,03	Altura del calado de agua en el vertedero a la salida		m
21	Relación calado a diámetro o ancho del colector	d2/B	0,188		d2 = Y + h2	0,13	Calado de agua a la salida del vertedero lateral		m
22					K = f(d2/B)	0,02	Determinación del coeficiente K1 para determinación caudal		
23	Relación longitud ancho del canal	L/B	17,86		Q = K x (D ^{8/3} x i ^{1/2})/n	0,0745	Caudal a transportar despues del vertedero lateral		m ³ /s
24	Relación calado a energía específica	w	0,0944		n2 = f(L/B;w)	13,70	Valor a verificar en la tabla de la figura 5.16 pag 199 Metcalf y Eddy		
	Diámetro de la tubería para Q sanitario	Ds	0,340	m					
	Caudal Sanitario máximo	QS	0,053	m ³ /s	K = QS x n/(Ds ^{8/3} x i ^{1/2})	0,1279	Relación par determinación de calado de agua en la tubería		
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,006	m/m					
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,010						
25					Y/B = f(K)	0,44	Relación calado a diámetro ó ancho		m
26					Y ₂ = (Y/B) x B	0,15	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo		m/s
27					Δ = Y2 - Y	-0,03 0,04	Desnivel a que se debe colocar la t.sanitaria respecto a la t.principal		
28	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353		Q-max = Kmax x Ds ^{8/3} x i ^{1/2} / n	0,14	Caudal máximo a llevar en la tubería sanitaria		m ³ /s
29	K1 para determinar área para máximo caudal	K1	0,7662		V-max-s = Q-max/(K1 x Ds ²)	1,58	Velocidad con caudal máximo		m/s
Cálculo con la ecuación de Babbitt									
30					Ymax = 0,94 x Ds	0,3196	Calado de agua a caudal máximo		m
31					h2 = Ymax - Y ₂	0,17	Calado de agua a la salida del vertedero lateral.		m
32					h1 = H - Y ó h1 = 0,94 x D - Y	0,553	Calado de agua al ingreso del vertedero lateral.		m
33	Velocidad de aproximación con caudal máximo	Vmax	3,02	m/s	L = 7,55 x Vmax x d x log(h1/h2)	8,18	Determinación de la longitud del vertedero lateral		m
Dimensionamiento de la transición									
34	Diámetro o base tubería ingreso	B o D	0,7	m	I = (B-Ds)/(tagθ)	3,4	Longitud de la transición		m
	Diámetro o base tubería salida	Ds	0,34	m					
	Angulo de transición	θ	6	grados					
35	Relación diámetro tubería versus radio de curvatura recomendado	r/Ds	2		r = 2 x Ds	0,68	Radio de curvatura en la tubería		
36	Angulo entre el colector principal y la tubería sanitaria	ω	99,874833	grados	lc = ω x (r + Ds/2)/180	0,47	Longitud de la curva		m
37	Coeficiente de pérdida por cambio de dirección según el ángulo de giro	p	0,034		hf = p x V-max-s ² /(2 x g)	0,034	Pérdida de carga porcambio de dirección en el interior del colector		m
38					i = (hf + Δ)/(l + lc)	2,03%	Pendiente en el canal de transición por cambio de dirección y desnivel		%
VERTEDERO INTERCEPTOR I1 - dt1; ALV 13 Variante: j12 - j1									
1	Diámetro o ancho de la tubería	D ó B	1,000	m	Q-max = Kmax x D ^{8/3} x i ^{1/2} / n	2,63	Caudal máximo para canal circular		m ³ /s
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,005	m/m					
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009						
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353						
2	K1 para calcular área para Qmax	K1	0,7662		Am = K1 x D ²	0,77	Area de sección transversal para caudal máximo tub. Circular		m ²
3	Caudal Pluvial Maximo para un periodo de retorno de 5 años	QP	2063,0000	lt/s	Vmax = Qmax/A	3,44	Velocidad transversal con caudal máximo		m/s

PLANILLA DE CALCULO:								
DIMENSIONAMIENTO DE LOS VERTEDEROS LATERALES DE EXCESOS PARA CANALES CIRCULARES O RECTANGULARES								
PASO	DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO	CALCULO	RESULTADO	UNIDAD
4	Diámetro o ancho de la tubería	D ó B	1,000	m	$Q_{\text{max}} = K_{\text{max}} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	2,63	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,005	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353					
5	K1 para calcular área para Qmax	K1	0,7662		$A_m = K1 \times D^2$	0,77	Área de sección transversal para caudal máximo tub. Circular	m²
6					$V_{\text{max}} = Q_{\text{max}}/A$	3,44	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
7	Altura del canal	H	0,000	m	$K_{\text{max}} = f(H/B)$	canal circular	Determinación de Kmax para canales rectangulares	
8	Relación H/B	H/B	0,000					
9					$Q_{\text{max}} = K_{\text{max}} \times B^{8/3} \times i^{1/2} / n$	canal circular	Velocidad transversal con caudal máximo	m³/s
10	Caudal Sanitario Medio	Qs	43,250	lt/s	$Q_S = R \times Q_s/1000$	0,130	Caudal máximo a transportar en tubería sanitaria	m³/s
11	Relación de dilución entre 2,5 y 5	R	3,000					
12					$K = Q_S \times n / (D^{8/3} \times i^{1/2})$	0,0165	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
13					$Y/B = f(K)$	0,15	Relación calado a diámetro ó ancho	
14	Determinación del coeficiente K1	$K1 = f(Y/B)$	0,07		$Y = (Y/B) \times B$	0,15	Área de sección transversal en tubería circular	m
15					$A = K1 \times D^2$	0,0739	Velocidad transversal en la tubería circular con caudal mínimo	m²
16					$V = Q/A$	1,76	Velocidad transversal en la tubería rectangular con caudal mínimo	m
				1869,8	$V = Q/(B \times Y)$	canal circular		
Cálculo con la ecuación de Ackers				149,95				
17	Velocidad con caudal máximo	Vn	3,438	m/s	$E_w = \alpha \times Vn^2/2g + (dn - Y)$	1,51	Cálculo de la energía específica	m
	Coeficiente corrección energía cinética	α_1	1,200					
	Aceleración de la gravedad	g	9,810	m/s				
	Altura del canal para Qmáximo	dn	0,940	m				
18					$(w=Y/E_w) < 0,6$	0,10	Relación calado a energía específica	
19	Relación entre h1 y h2 (calado de ingreso y calado de salida)	n2	18,000		$L_2 = 2,03 \times B \times (2,828 \times \sqrt{(n_2 - 0,4)}(l - 0,4w) + 0,31w - 0,994w \cos \sqrt{(0,4/n_2)} + 0,065)$	15,95	Longitud requerida para el vertedero	m
20	Coeficiente de corrección energía cinética	α_2	1,400					
21	Coeficiente de corrección energía presiones	α_2'	0,950					
					$V2 = ((2g/\alpha_2) (E_w - \alpha_2' \times E_w(2 \times n_2)))^{0,5}$	4,54	Determinación de la velocidad en el extremo inferior del vertedro	m/s
22					$h1 = 0,5 \times E_w$	0,76	Altura del calado de agua en el vertedero al ingreso	m
23					$h2 = h1/n_2$	0,04	Altura del calado de agua en el vertedero a la salida	m
24	Relación calado a diámetro o ancho del colector	d2/B	0,192		$d2 = Y + h2$	0,19	Calado de agua a la salida del vertedero lateral	m
25					$K = f(d2/B)$	0,02	Determinación del coeficiente K1 para determinación caudal	
26	Relación longitud ancho del canal	L/B	15,95		$Q = K \times (D^{8/3} \times i^{1/2})/n$	0,1932	Caudal a transportar despues del vertedero lateral	m³/s
27	Relación calado a energía específica	w	0,0991		$n2 = f(L/B;w)$	15,00	Valor a verificar en la tabla de la figura 5.16 pag 199 Metcalf y Eddy	
28	Diámetro de la tubería para Q sanitario	Ds	0,600	m	$K = Q_S \times n / (Ds^{8/3} \times i^{1/2})$	0,0726	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
	Caudal Sanitario máximo	QS	0,130	m³/s				
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
29					$Y/B = f(K)$	0,32	Relación calado a diámetro ó ancho	m
30					$Y_2 = (Y/B) \times B$	0,19	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m/s
31					$\Delta = Y2 - Y$	-0,04 0,04	Desnivel a que se debe colocar la t.sanitaria respecto a la t.principal	
32	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353		$Q_{\text{max}} = K_{\text{max}} \times Ds^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,5996	Caudal máximo a llevar en la tubería sanitaria	m³/s
33	K1 para determinar área para máximo caudal	K1	0,7662		$V_{\text{max-s}} = Q_{\text{max}}/(K1 \times Ds^2)$	2,17	Velocidad con caudal máximo	m/s
Cálculo con la ecuación de Babbitt								
34					$Y_{\text{max}} = 0,94 \times Ds$	0,564	Calado de agua a caudal máximo	m
35					$h2 = Y_{\text{max}} - Y_2$	0,372	Calado de agua a la salida del vertedero lateral.	m
36					$h1 = H - Y \quad \delta \quad h1 = 0,94 \times D - Y$	0,79	Calado de agua al ingreso del vertedero lateral.	m
37	Velocidad de aproximación con caudal máximo	Vmax	3,44	m/s	$L = 7,55 \times V_{\text{max}} \times d \times \log(h1/h2)$	8,5	Determinación de la longitud del vertedero lateral	m
Dimensionamiento de la transición								
38	Diámetro o base tubería ingreso	B ó D	1	m	$l = (B-Ds)/(\text{tag}\theta)$	3,8	Longitud de la transición	m
	Diámetro o base tubería salida	Ds	0,6	m				
	Angulo de transición	θ	6	grados				
39	Relación diámetro tubería versus radio de curvatura recomendado	r/Ds	2		$r = 2 \times Ds$	1,2	Radio de curvatura en la tubería	
40	Angulo entre el colector principal y la tubería sanitaria	ω	0	grados	$l_c = \omega \times (r + Ds/2)/180$	0	Longitud de la curva	m
41	Coeficiente de pérdida por cambio de dirección según el ángulo de giro	p	0		$hf = p \times V_{\text{max-s}}^2/(2 \times g)$	0,000	Pérdida de carga por cambio de dirección en el interior del colector	m
					$i = (hf + \Delta)/(l + l_c)$	1,11%	Pendiente en el canal de transición por cambio de dirección y desnivel	%
VERTEDERO INDIA PUA pj1 - in9; ALV 18								
1	Diámetro o ancho de la tubería	D ó B	0,500	m	$Q_{\text{max}} = K_{\text{max}} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,59	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,010	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353					
2	K1 para calcular área para Qmax	K1	0,7662		$A_m = K1 \times D^2$	0,19	Área de sección transversal para caudal máximo tub. Circular	m²
3	Caudal Pluvial Maximo para un periodo de retorno de 5 años	QP	492,0200	lt/s	$V_{\text{max}} = Q_{\text{max}}/A$	3,06	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
4	Altura del canal	H	0,000	m			Detaerminación de Kmax para	

PLANILLA DE CALCULO:								
DIMENSIONAMIENTO DE LOS VERTEDEROS LATERALES DE EXCESOS PARA CANALES CIRCULARES O RECTANGULARES								
PASO	DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO	CALCULO	RESULTADO	UNIDAD
	Relación H/B	H/B	0,000		$K_{max} = f(H/B)$	canal circular	canales rectangulares	
5					$Q_{max} = K_{max} \times B^{8/3} \times i^{1/2} / n$	canal circular	Caudal máximo a transportar para tubería rectangular	m³/s
6					$V_{max} = Q_{max} / (B \times H)$	canal circular	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
7	Caudal Sanitario Medio	Qs	8,250	lt/s	$Q_S = R \times Q_s / 1000$	0,025	Caudal máximo a transportar en tubería sanitaria	m³/s
	Relación de dilución entre 2,5 y 5	R	3,000					
8			450,230		$K = Q_S \times n / (D^{8/3} \times i^{1/2})$	0,0141	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
9					$Y/B = f(K)$	0,14	Relación calado a diámetro ó ancho	
10					$Y = (Y/B) \times B$	0,07	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m
11	Determinación del coeficiente K1	$K1 = f(Y/B)$	0,07		$A = K1 \times D^2$	0,0167	Area de sección transversal en tubería circular	m²
12					$V = Q/A$	1,48	Velocidad transversal en la tubería circular con caudal mínimo	
13				449,02	$V = Q/(B \times Y)$	canal circular	Velocidad transversal en la tubería rectangular con caudal mínimo	m
Cálculo con la ecuación de Ackers				34,75				
14	Velocidad con caudal máximo	Vn	3,063	m/s	$E_w = \alpha \times V n^2 / 2g + (dn - Y)$	0,97	Cálculo de la energía específica	m
	Coeficiente corrección energía cinética	α_1	1,200					
	Aceleración de la gravedad	g	9,810	m/s				
	Altura del canal para Qmáximo	dn	0,470	m				
15					$(w=V/E_w) < 0,6$	0,07	Relación calado a energía específica	
16	Relación entre h1 y h2 (calado de ingreso y calado de salida)	n2	17,000		$L_2 = 2,03 \times B \times (2,828 \times \sqrt{(n_2 - 0,4)} (l - 0,4w) + 0,31w - 0,994 \times \cos \sqrt{(0,4/B)} + 0,065)$	7,80	Longitud requerida para el vertedero	m
17	Coeficiente de corrección energía cinética	α_2	1,400		$V2 = ((2g/\alpha_2) (E_w - \alpha_2 \times E_w / (2 \times n_2)))^{0,5}$	3,64	Determinación de la velocidad en el extremo inferior del vertedro	m/s
	Coeficiente de corrección energía presiones	α_2^*	0,950					
18					$h1 = 0,5 \times E_w$	0,49	Altura del calado de agua en el vertedero al ingreso	m
19			34,750		$h2 = h1/n_2$	0,03	Altura del calado de agua en el vertedero a la salida	m
20					$d2 = Y + h2$	0,10	Calado de agua a la salida del vertedero lateral	m
21	Relación calado a diámetro o ancho del colector	d2/B	0,197		$K = f(d2/B)$	0,02	Determinación del coeficiente K1 para determinación caudal	
22					$Q = K \times (D^{8/3} \times i^{1/2} / n)$	0,0430	Caudal a transportar despues del vertedero lateral	m³/s
23	Relación longitud ancho del canal	L/B	15,6		$n2 = f(L/B; w)$	13,50	Valor a verificar en la tabla de la figura 5.16 pag 199 Metcalf y Eddy	
	Relación calado a energía específica	w	0,0719					
24	Diámetro de la tubería para Q sanitario	Ds	0,600	m	$K = Q_S \times n / (Ds^{8/3} \times i^{1/2})$	0,0138	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
	Caudal Sanitario máximo	QS	0,025	m³/s				
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
25					$Y/B = f(K)$	0,14	Relación calado a diámetro ó ancho	m
26					$Y_2 = (Y/B) \times B$	0,08	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m/s
27					$\Delta = Y2 - Y$	-0,06 0,01	Desnivel a que se debe colocar la t.sanitaria respecto a la t.principal	
28	K para relación (d/D)max = 94%	Kmax	0,3353		$Q_{max} = K_{max} \times Ds^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,6034	Caudal máximo a llevar en la tubería sanitaria	m³/s
29	K1 para determinar área para máximo caudal	K1	0,7662		$V_{max-s} = Q_{max} / (K1 \times Ds^2)$	2,19	Velocidad con caudal máximo	m/s
Cálculo con la ecuación de Babbitt								
30					$Y_{max} = 0,94 \times Ds$	0,564	Calado de agua a caudal máximo	m
31					$h2 = Y_{max} - Y_2$	0,48	Calado de agua a la salida del vertedero lateral.	m
32					$h1 = H - Y \text{ ó } h1 = 0,94 \times D - Y$	0,4	Calado de agua al ingreso del vertedero lateral.	m
33	Velocidad de aproximación con caudal máximo	Vmax	3,06	m/s	$L = 7,55 \times V_{max} \times d \times \log(h1/h2)$	-0,91	Determinación de la longitud del vertedero lateral	m
Dimensionamiento de la transición								
34	Diámetro o base tubería ingreso	B ó D	0,5	m	$l = (B - Ds) / (\tan \theta)$	-1	Longitud de la transición	m
	Diámetro o base tubería salida	Ds	0,6	m				
	Angulo de transición	θ	6	grados				
35	Relación diámetro tubería versus radio de curvatura recomendado	r/Ds	2		$r = 2 \times Ds$	1,2	Radio de curvatura en la tubería	
36	Angulo entre el colector principal y la tubería sanitaria	ω	0	grados	$l_c = \omega \times (r + Ds/2) / 180$	0	Longitud de la curva	m
37	Coeficiente de pérdida por cambio de dirección según el ángulo de giro	p	0		$hf = p \times V_{max-s}^2 / (2 \times g)$	0,000	Pérdida de carga por cambio de dirección en el interior del colector	m
38					$i = (hf + \Delta) / (l + l_c)$	-1,40%	Pendiente en el canal de transición por cambio de dirección y desnivel	%
VERTEDERO INTERCEPTOR I1 - dt1 ALV 13								
1	Diámetro o ancho de la tubería	D ó B	1,100	m	$Q_{max} = K_{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	3,04	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
	K para relación (d/D)max = 94%	Kmax	0,3353					
2	K1 para calcular área para Qmax	K1	0,7662		$A_m = K1 \times D^2$	0,93	Area de sección transversal para caudal máximo tub. Circular	m²
3	Caudal Pluvial Maximo para un periodo de retorno de 5 años	QP	2560,7700	lt/s	$V_{max} = Q_{max} / A$	3,28	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
4	Diámetro o ancho de la tubería	D ó B	1,100	m	$Q_{max} = K_{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	3,04	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
	K para relación (d/D)max = 94%	Kmax	0,3353					
5	K1 para calcular área para Qmax	K1	0,7662		$A_m = K1 \times D^2$	0,93	Area de sección transversal para caudal máximo tub. Circular	m²
6					$V_{max} = Q_{max} / A$	3,28	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
7	Altura del canal	H	0,000	m	$K_{max} = f(H/B)$	canal circular	Detaerminación de Kmax para canales rectangulares	
	Relación H/B	H/B	0,000					

PLANILLA DE CALCULO:								
DIMENSIONAMIENTO DE LOS VERTEDEROS LATERALES DE EXCESOS PARA CANALES CIRCULARES O RECTANGULARES								
PASO	DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO	CALCULO	RESULTADO	UNIDAD
8					$Q_{\text{-max}} = K_{\text{max}} \times B^{8/3} \times i^{1/2} / n$	canal circular	Caudal máximo a transportar para tubería rectangular	m³/s
9					$V_{\text{max}} = Q_{\text{-max}} / (B \times H)$	canal circular	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
10	Caudal Sanitario Medio	Qs	123,650	lt/s	$Q_S = R \times Q_s / 1000$	0,371	Caudal máximo a transportar en tubería sanitaria	m³/s
	Relación de dilución entre 2,5 y 5	R	3,000					
11					$K = Q_S \times n / (D^{8/3} \times i^{1/2})$	0,0409	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
12					$Y/B = f(K)$	0,24	Relación calado a diámetro ó ancho	
13					$Y = (Y/B) \times B$	0,26	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m
14	Determinación del coeficiente K1	$K1 = f(Y/B)$	0,14		$A = K1 \times D^2$	0,1754	Area de sección transversal en tubería circular	m²
15					$V = Q/A$	2,11	Velocidad transversal en la tubería circular con caudal mínimo	
16				2077,17	$V = Q/(B \times Y)$	canal circular	Velocidad transversal en la tubería rectangular con caudal mínimo	m
Cálculo con la ecuación de Ackers								
17	Velocidad con caudal máximo	Vn	3,277	m/s	$E_w = \alpha \times Vn^2 / 2g + (dn - Y)$	1,42	Cálculo de la energía específica	m
	Coeficiente corrección energía cinética	α_1	1,200					
	Aceleración de la gravedad	g	9,810	m/s				
	Altura del canal para Qmáximo	dn	1,030	m				
18					$(w=Y/E_w) < 0,6$	0,19	Relación calado a energía específica	
19	Relación entre h1 y h2 (calado de ingreso y calado de salida)	n_2	16,000		$L_2 = 2,03 \times B \times (2,828 \times \sqrt{(n_2 - 0,4)} (1 - 0,4w) + 0,31w - 0,984 \sin \cos \sqrt{(0,4/x_2)} + 0,065)$	15,41	Longitud requerida para el vertedero	m
20	Coeficiente de corrección energía cinética	α_2	1,400		$V2 = ((2g/\alpha_2) (E_w - \alpha_2' \times E_w / (2 \times n_2)))^{0,5}$	4,40	Determinación de la velocidad en el extremo inferior del vertedro	m/s
	Coeficiente de corrección energía presiones	α_2'	0,950				Altura del calado de agua en el vertedero al ingreso	m
21					$h1 = 0,5 \times E_w$	0,71		
22					$h2 = h1/n_2$	0,04	Altura del calado de agua en el vertedero a la salida	m
23					$d2 = Y + h2$	0,31	Calado de agua a la salida del vertedero lateral	m
24	Relación calado a diámetro o ancho del colector	d2/B	0,280		$K = f(d2/B)$	0,05	Determinación del coeficiente K1 para determinación caudal	
25					$Q = K \times (D^{8/3} \times i^{1/2}) / n$	0,4836	Caudal a transportar despues del vertedero lateral	m³/s
26	Relación longitud ancho del canal	L/B	14,01		$n2 = f(L/B;w)$	15,00	Valor a verificar en la tabla de la figura 5.16 pag 199 Metcalf y Eddy	
	Relación calado a energía específica	w	0,1856					
27	Diámetro de la tubería para Q sanitario	Ds	0,600	m	$K = Q_S \times n / (Ds^{8/3} \times i^{1/2})$	0,2074	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
	Caudal Sanitario máximo	QS	0,371	m³/s				
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
28					$Y/B = f(K)$	0,59	Relación calado a diámetro ó ancho	m
29					$Y_2 = (Y/B) \times B$	0,35	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m/s
30					$\Delta = Y2 - Y$	0,03 0,09	Desnivel a que se debe colocar la t.sanitaria respecto a la t.principal	
31	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353		$Q_{\text{-max}} = K_{\text{max}} \times Ds^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,5996	Caudal máximo a llevar en la tubería sanitaria	m³/s
32	K1 para determinar área para máximo caudal	K1	0,7662		$V_{\text{-max-s}} = Q_{\text{-max}} / (K1 \times Ds^2)$	2,17	Velocidad con caudal máximo	m/s
Cálculo con la ecuación de Babbitt								
33					$Y_{\text{max}} = 0,94 \times Ds$	0,564	Calado de agua a caudal máximo	m
34					$h2 = Y_{\text{max}} - Y_2$	0,21	Calado de agua a la salida del vertedero lateral.	m
35					$h1 = H - Y \text{ ó } h1 = 0,94 \times D - Y$	0,77	Calado de agua al ingreso del vertedero lateral.	m
36	Velocidad de aproximación con caudal máximo	Vmax	3,28	m/s	$L = 7,55 \times V_{\text{max}} \times d \times \log(h1/h2)$	15,37	Determinación de la longitud del vertedero lateral	m
Dimensionamiento de la transición								
37	Diámetro o base tubería ingreso	B o D	1,1	m	$l = (B - Ds) / (\tan \theta)$	4,8	Longitud de la transición	m
	Diámetro o base tubería salida	Ds	0,6	m				
	Angulo de transición	θ	6	grados				
38	Relación diámetro tubería versus radio de curvatura recomendado	r/Ds	2		$r = 2 \times Ds$	1,2	Radio de curvatura en la tubería	
39	Angulo entre el colector principal y la tubería sanitaria	ω	99,874833	grados	$l_c = \omega \times (r + Ds/2) / 180$	0,83	Longitud de la curva	m
40	Coeficiente de pérdida por cambio de dirección según el ángulo de giro	p	0		$h_f = p \times V_{\text{-max-s}}^2 / (2 \times g)$	0,000	Pérdida de carga por cambio de dirección en el interior del colector	m
41					$i = (h_f + \Delta) / (l + l_c)$	1,60%	Pendiente en el canal de transición por cambio de dirección y desnivel	%

PLANILLA DE CALCULO:								
DIMENSIONAMIENTO DE LOS VERTEDEROS LATERALES DE EXCESOS PARA CANALES CIRCULARES O RECTANGULARES DOS TUBERIAS DE LLEGADA								
PASO	DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO	CALCULO	RESULTADO	UNIDAD
VERTEDERO SAN CRISTOBAL IV24 - IV23; ALV 2								
1	Diámetro o ancho de la tubería UNO	D ó B	0,600	m	$Q\text{-max1} = K\text{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,67	Caudal máximo para canal circular	m^3/s
	Altura del canal recatangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal UNO	i	0,0050	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal UNO	n	0,009					
	K para relación $(d/D)_{\text{max}} = 94\%$	Kmax	0,3353					
2	Diámetro o ancho de la tubería DOS	D ó B	0,270	m	$Q\text{-max2} = K\text{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,07	Caudal máximo para canal circular	m^3/s
	Altura del canal recatangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal DOS	i	0,005	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal DOS	n	0,010					
	K para relación $(d/D)_{\text{max}} = 94\%$	Kmax	0,3353					
3	Caudal pluvial a transportar las dos tuberías para un período de 5 años	Qmax-d	439,21	lt/s	$Q\text{max} = Q\text{max1} + Q\text{max2}$	0,75	Caudal máximo a transportar las dos tuberías	m^3/s
4	Diámetro o ancho de la tubería	D ó B	0,600	m	$Q\text{-max} = K\text{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,78	Caudal máximo para canal circular	m^3/s
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,0067	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
	K para relación $(d/D)_{\text{max}} = 94\%$	Kmax	0,3353					
5	K1 para calcular área para Qmax	K1	0,7662		$A\text{m} = K1 \times D^2$	0,28	Area de sección transversal para caudal máximo tub. Circular	m^2
					$V\text{max} = Q\text{max}/A$	2,82	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
6	Altura del canal	H	0,000	m	$K\text{max} = f(H/B)$	canal circular	Determinación de Kmax para canales rectangulares	
	Relación H/B	H/B	0,000					
7					$Q\text{-max} = K\text{max} \times B^{8/3} \times i^{1/2} / n$	canal circular	Caudal máximo a transportar para tubería rectangular	m^3/s
8					$V\text{max} = Q\text{-max}/(B \times H)$	canal circular	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
9	Caudal Sanitario Medio	Qs	16,060	lt/s	$Q\text{S} = R \times Q\text{s}/1000$	0,048	Caudal máximo a transportar en tubería sanitaria	m^3/s
	Relación de dilución entre 2,5 y 5	R	3,000					
10					$K = Q\text{S} \times n / (D^{8/3} \times i^{1/2})$	0,0207	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
11					$Y/B = f(K)$	0,17	Relación calado a diámetro ó ancho	
12					$Y = (Y/B) \times B$	0,10	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m
13	Determinación del coeficiente K1	$K1 = f(Y/B)$	0,09		$A = K1 \times D^2$	0,0319	Area de sección transversal en tubería circual	m^2
14					$V = Q/A$	1,51	Velocidad transversal en la tubería circual con caudal mínimo	
15				340,01	$V = Q/(B \times Y)$	canal circular	Velocidad transversal en la tubería rectangular con caudal mínimo	m
Cálculo con la ecuación de Ackers				83,14				
16	Velocidad con caudal máximo	Vn	2,825	m/s	$E\text{w} = \alpha \times Vn^2/2g + (dn - Y)$	0,95	Cálculo de la energía específica	m
	Coefficiente corrección energía cinetica	α_1	1,200					
	Aceleración de la gravedad	g	9,810	m/s				
	Altura del canal para Qmáximo	dn	0,560	m				
17					$(w=Y/E\text{w}) < 0,6$	0,11	Relación calado a energía específica	
18	Relación entre h1 y h2 (calado de ingreso y calado de salida)	n_2	9,200		$L_2 = 2.03 \times B \times (2.828 \times \sqrt{(n_2 - 0.4)(1 - 0.4w)} + 0.31w - 0.994 \arccos \sqrt{(0.4/x_2) + 0.065})$	5,70	Longitud requerida para el vertedero	m
19	Coefficiente de corrección energía cinética	α_2	1,400		$V2 = ((2g/\alpha_2) (E\text{w} - \alpha_2' \times E\text{w}/(2 \times n_2)))^{0.5}$	3,55	Determinación de la velocidad en el extremo inferior del vertedro	m/s
20	Coefficiente de corrección energía presiones	α_2'	0,950					
21					$h1 = 0,5 \times E\text{w}$	0,47	Altura del calado de agua en el vertedero al ingreso	m
22					$h2 = h1/n_2$	0,05	Altura del calado de agua en el vertedero a la salida	m
23					$d2 = Y + h2$	0,15	Calado de agua a la salida del vertedero lateral	m
24	Relación calado a diámetro o ancho del colector	d2/B	0,256		$K = f(d2/B)$	0,04	Determinación del coeficiente K1 para determinación caudal	
25					$Q = K \times (D^{8/3} \times i^{1/2})/n$	0,0992	Caudal a transportar despues del vertedero lateral	m^3/s
26	Relación longitud ancho del canal	L/B	9,5		$n2 = f(L/B:w)$ $K = Q\text{S} \times n / (Ds^{8/3} \times i^{1/2})$	9,20	Valor a verificar en la tabla de la figura 5.16 pag 199 Metcalf y Eddy	Relación par determinación de calado de agua en la tubería
	Relación calado a energía específica	w	0,1078					
	Diámetro de la tubería para Q sanitario	Ds	0,270	m				
	Caudal Sanitario máximo	QS	0,048	m^3/s				
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,0067	m/m				
27						0,1937		
28					$Y/B = f(K)$	0,57	Relación calado a diámetro ó ancho	m
29					$Y_2 = (Y/B) \times B$	0,15	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m/s
30					$\Delta = Y2 - Y$	0,01	Desnivel a que se debe colocar la t.sanitaria respecto a la t.principal	
31	K para relación $(d/D)_{\text{max}} = 94\%$	Kmax	0,3353		$Q\text{-max} = K\text{max} \times Ds^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,0834	Caudal máximo a llevar en la tubería sanitaria	m^3/s
32	K1 para determinar área para máximo caudal	K1	0,7662		$V\text{-max-s} = Q\text{-max}/(K1 \times Ds^2)$	1,49	Velocidad con caudal máximo	m/s
Cálculo con la ecuación de Babbitt								
33					$Y\text{max} = 0,94 \times D\text{s}$	0,2538	Calado de agua a caudal máximo	m
34					$h2 = Y\text{max} - Y_2$	0,0999	Calado de agua a la salida del vertedero lateral.	m
35					$h1 = H - Y \text{ ó } h1 = 0,94 \times D - Y$	0,462	Calado de agua al ingreso del vertedero lateral.	m
36	Velocidad de aproximación con caudal máximo	Vmax	2,82	m/s	$L = 7,55 \times V\text{max} \times d \times \log(h1/h2)$	8,5	Determinación de la longitud del vertedero lateral	m
Dimensionamiento de la transición para giros de la tubería sanitaria								
37	Diámetro o base tubería ingreso	B o D	0,6	m	$l = (B-D\text{s})/(\text{tag}\theta)$	3,1	Longitud de la transición	m
	Diámetro o base tubería salida	Ds	0,27	m				
	Angulo de transición	θ	6	grados				
38	Relación diámetro tubería versus radio de curvatura recomendado	r/Ds	2		$r = 2 \times D\text{s}$	0,54	Radio de curvatura en la tubería	
39	Angulo entre el colector principal y la tubería sanitaria	ω	0	grados	$l\text{c} = \omega \times (r + D\text{s}/2)/180$	0	Longitud de la curva	m

PLANILLA DE CALCULO:								
DIMENSIONAMIENTO DE LOS VERTEDEROS LATERALES DE EXCESOS PARA CANALES CIRCULARES O RECTANGULARES DOS TUBERIAS DE LLEGADA								
PASO	DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO	CALCULO	RESULTADO	UNIDAD
39	Coefficiente de pérdida por cambio de dirección según el ángulo de giro	p	0		$hf = p \times V \cdot \max^{-s^2} / (2 \times g)$	0,000	Pérdida de carga por cambio de dirección en el interior del colector	m
40					$i = (hf + \Delta j) / (l + lc)$	1,67%	Pendiente en el canal de transición por cambio de dirección y desnivel	%
VERTEDERO AZUAY IV18 - IV17; ALV 4								
1	Diámetro o ancho de la tubería UNO	D ó B	0,500	m	$Q_{\max 1} = K_{\max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,68	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal rectangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal UNO	i	0,0134	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal UNO	n	0,009					
2	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353		$Q_{\max 2} = K_{\max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,71	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Diámetro o ancho de la tubería DOS	D ó B	0,600	m				
	Altura del canal rectangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal DOS	i	0,006	m/m				
3	Rugosidad de la tubería o canal DOS	n	0,009		$Q_{\max} = Q_{\max 1} + Q_{\max 2}$	1,39	Caudal máximo a transportar las dos tuberías	m³/s
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353					
	Caudal pluvial a transportar las dos tuberías para un período de 5 años	Qmax-d	1,052.20	lt/s				
	Diámetro o ancho de la tubería	D ó B	0,700	m	$Q_{\max} = K_{\max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	1,11	Caudal máximo para canal circular	m³/s
4	Pendiente de la tubería o canal	i	0,006	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353					
5	K1 para calcular área para Qmax	K1	0,7662		$A_m = K1 \times D^2$	0,38	Área de sección transversal para caudal máximo tub. Circular	m²
					$V_{\max} = Q_{\max} / A$	2,97	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
6	Altura del canal	H	0,000	m	$K_{\max} = f(H/B)$	canal circular	Determinación de Kmax para canales rectangulares	
	Relación H/B	H/B	0,000					
7					$Q_{\max} = K_{\max} \times B^{8/3} \times i^{1/2} / n$	canal circular	Caudal máximo a transportar para tubería rectangular	m³/s
8								
					$V_{\max} = Q_{\max} / (B \times H)$	canal circular	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
9	Caudal Sanitario Medio	Qs	21,750	lt/s	$QS = R \times Qs / 1000$	0,054	Caudal máximo a transportar en tubería sanitaria	m³/s
	Relación de dilución entre 2,5 y 5	R	2,500					
10					$K = QS \times n / (D^{8/3} \times i^{1/2})$	0,0164	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
11					$Y/B = f(K)$	0,15	Relación calado a diámetro ó ancho	
12					$Y = (Y/B) \times B$	0,11	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m
13	Determinación del coeficiente K1	K1 = f(Y/B)	0,07		$A = K1 \times D^2$	0,0362	Área de sección transversal en tubería circular	m²
14					$V = Q/A$	1,50	Velocidad transversal en la tubería circular con caudal mínimo	
15				979	$V = Q/(B \times Y)$	canal circular	Velocidad transversal en la tubería rectangular con caudal mínimo	m
Cálculo con la ecuación de Ackers				51,45				
16	Velocidad con caudal máximo	Vn	2,969	m/s	$E_w = \alpha \times Vn^2 / 2g + (dn - Y)$	1,09	Cálculo de la energía específica	m
	Coefficiente corrección energía cinética	α_1	1,200					
	Aceleración de la gravedad	g	9,810	m/s				
	Altura del canal para Qmáximo	dn	0,660	m				
17					$(w=E_w/E_w) \leq 0,6$	0,10	Relación calado a energía específica	
18	Relación entre h1 y h2 (calado de ingreso y calado de salida)	n2	20,000		$L_2 = 2.03 \times B \times (2.828 \times \sqrt{(n_2 - 0.4)(1 - 0.4w)}) + 0.31w - 0.94 \text{ or } \cos \sqrt{(0.4 / n_2)} + 0.065$	12,00	Longitud requerida para el vertedero	m
19	Coefficiente de corrección energía cinética	α_2	1,400		$V2 = ((2g/\alpha_2) (E_w - \alpha_2' \times E_w / (2 \times n_2)))^{0.5}$	3,87	Determinación de la velocidad en el extremo inferior del vertedero	m/s
	Coefficiente de corrección energía presiones	α_2'	0,950					
20					$h1 = 0,5 \times E_w$	0,55	Altura del calado de agua en el vertedero al ingreso	m
21					$h2 = h1/n_2$	0,03	Altura del calado de agua en el vertedero a la salida	m
22					$d2 = Y + h2$	0,13	Calado de agua a la salida del vertedero lateral	m
23	Relación calado a diámetro o ancho del colector	d2/B	0,189		$K = f(d2/B)$	0,02	Determinación del coeficiente K1 para determinación caudal	
24					$Q = K \times (D^{8/3} \times i^{1/2}) / n$	0,0732	Caudal a transportar después del vertedero lateral	m³/s
25	Relación longitud ancho del canal	L/B	17,14		$n2 = f(L/B; w)$	19,00	Valor a verificar en la tabla de la figura 5.16 pag 199 Metcalf y Eddy	
	Relación calado a energía específica	w	0,096					
26	Diámetro de la tubería para Q sanitario	Ds	0,340	m	$K = QS \times n / (Ds^{8/3} \times i^{1/2})$	0,1302	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
	Caudal Sanitario máximo	QS	0,054	m³/s				
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,0055	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,010					
27					$Y/B = f(K)$	0,45	Relación calado a diámetro ó ancho	m
28					$Y_2 = (Y/B) \times B$	0,15	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m/s
29					$\Delta = Y2 - Y$	-0,02 0,05	Desnivel a que se debe colocar la t.sanitaria respecto a la t.principal	
30	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353		$Q_{\max} = K_{\max} \times Ds^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,14	Caudal máximo a llevar en la tubería sanitaria	m³/s
31	K1 para determinar área para máximo caudal	K1	0,7662					
					$V_{\max-s} = Q_{\max} / (K1 \times Ds^2)$	1,58	Velocidad con caudal máximo	m/s
Cálculo con la ecuación de Babbitt								
32					$Y_{\max} = 0,94 \times Ds$	0,3196	Calado de agua a caudal máximo	m
33					$h2 = Y_{\max} - Y_2$	0,1666	Calado de agua a la salida del vertedero lateral.	m
34					$h1 = H - Y \text{ ó } h1 = 0,94 \times D - Y$	0,553	Calado de agua al ingreso del vertedero lateral.	m
35	Velocidad de aproximación con caudal máximo	Vmax	2,97	m/s	$L = 7,55 \times V_{\max} \times d \times \log(h1/h2)$	8,18	Determinación de la longitud del vertedero lateral	m
Dimensionamiento de la transición para giros de la tubería sanitaria								
36	Diámetro o base tubería ingreso	B o D	0,7	m	$l = (B - Ds) / (\tan \theta)$	3,4	Longitud de la transición	m
	Diámetro o base tubería salida	Ds	0,34	m				
	Ángulo de transición	θ	6	grados				

PLANILLA DE CALCULO:								
DIMENSIONAMIENTO DE LOS VERTEDEROS LATERALES DE EXCESOS PARA CANALES CIRCULARES O RECTANGULARES DOS TUBERIAS DE LLEGADA								
PASO	DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO	CALCULO	RESULTADO	UNIDAD
37	Relación diámetro tubería versus radio de curvatura recomendado	r/Ds	2		$r = 2 \times Ds$	0,68	Radio de curvatura en la tubería	
38	Angulo entre el colector principal y la tubería sanitaria	ω	0	grados	$lc = \omega \times (r + Ds/2)/180$	0	Longitud de la curva	m
39	Coefficiente de pérdida por cambio de dirección según el ángulo de giro	p	0		$hf = p \times V\text{-max}\text{-s}^2/(2 \times g)$	0,000	Pérdida de carga por cambio de dirección en el interior del colector	m
40					$i = (hf + \Delta)/(l + lc)$	1,41%	Pendiente en el canal de transición por cambio de dirección y desnivel	%
VERTEDERO CAMINERIAS Iv15 - Iv14; ALV 5								
1	Diámetro o ancho de la tubería UNO	D ó B	0,340	m	$Q\text{-max1} = K\text{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,22	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal rectangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal UNO	i	0,0136	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal UNO	n	0,010					
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353					
2	Diámetro o ancho de la tubería DOS	D ó B	0,600	m	$Q\text{-max2} = K\text{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,71	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal rectangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal DOS	i	0,006	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal DOS	n	0,009					
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353					
3	Caudal pluvial a transportar las dos tuberías para un periodo de 5 años	Qmax-d	547,79	lt/s	$Q\text{max} = Q\text{max1} + Q\text{max2}$	0,93	Caudal máximo a transportar las dos tuberías	m³/s
4	Diámetro o ancho de la tubería	D ó B	0,600	m	$Q\text{-max} = K\text{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,57	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353					
5	K1 para calcular área para Qmax	K1	0,7662		$A_m = K1 \times D^2$	0,28	Área de sección transversal para caudal máximo tub. Circular	m²
					$V\text{max} = Q\text{max}/A$	2,08	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
6	Altura del canal	H	0,000	m	$K\text{max} = f(H/B)$	canal circular	Determinación de Kmax para canales rectangulares	
	Relación H/B	H/B	0,000					
7					$Q\text{-max} = K\text{max} \times B^{8/3} \times i^{1/2} / n$	canal circular	Caudal máximo a transportar para tubería rectangular	m³/s
8					$V\text{max} = Q\text{-max}/(B \times H)$	canal circular	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
9	Caudal Sanitario Medio	Qs	25,230	lt/s	$Q_S = R \times Qs/1000$	0,076	Caudal máximo a transportar en tubería sanitaria	m³/s
	Relación de dilución entre 2,5 y 5	R	3,000					
10					$K = Q_S \times n / (D^{8/3} \times i^{1/2})$	0,0443	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
11					$Y/B = f(K)$	0,25	Relación calado a diámetro ó ancho	
12					$Y = (Y/B) \times B$	0,15	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m
13	Determinación del coeficiente K1	$K1 = f(Y/B)$	0,15		$A = K1 \times D^2$	0,0553	Área de sección transversal en tubería circular	m²
14					$V = Q/A$	1,37	Velocidad transversal en la tubería circular con caudal mínimo	
15				456,69	$V = Q/(B \times Y)$	canal circular	Velocidad transversal en la tubería rectangular con caudal mínimo	m
Cálculo con la ecuación de Ackers				65,87				
16	Velocidad con caudal máximo	Vn	2,075	m/s	$E_w = \alpha \times Vn^2/2g + (dn - Y)$	0,67	Cálculo de la energía específica	m
	Coefficiente corrección energía cinética	α_1	1,200					
	Aceleración de la gravedad	g	9,810	m/s				
	Altura del canal para Qmáximo	dn	0,560	m				
17					$(w=Y/E_w) \leq 0,6$	0,22	Relación calado a energía específica	
18	Relación entre h1 y h2 (calado de ingreso y calado de salida)	n2	17,000		$L_1 = 2,03 \times B \times \sqrt{(n_2 - 0,4)} \left((1 - 0,4w) + \frac{0,31w - 0,94}{\cos \sqrt{(0,4/w)} + 0,065} \right)$	8,60	Longitud requerida para el vertedero	m
19	Coefficiente de corrección energía cinética	α_2	1,400		$V2 = ((2g/\alpha_2) (E_w - \alpha_2' \times E_w/(2 \times n_2)))^{0,5}$	3,03	Determinación de la velocidad en el extremo inferior del vertedero	m/s
	Coefficiente de corrección energía presiones	α_2'	0,950					
20					$h1 = 0,5 \times E_w$	0,34	Altura del calado de agua en el vertedero al ingreso	m
21					$h2 = h1/n_2$	0,02	Altura del calado de agua en el vertedero a la salida	m
22					$d2 = Y + h2$	0,17	Calado de agua a la salida del vertedero lateral	m
23	Relación calado a diámetro o ancho del colector	d2/B	0,283		$K = f(d2/B)$	0,05	Determinación del coeficiente K1 para determinación caudal	
24					$Q = K \times (D^{8/3} \times i^{1/2})/n$	0,0911	Caudal a transportar después del vertedero lateral	m³/s
25	Relación longitud ancho del canal	L/B	14,33		$n2 = f(L/B; w)$ $K = Q_S \times n / (Ds^{8/3} \times i^{1/2})$	0,1307	Valor a verificar en la tabla de la figura 5.16 pag 199 Metcalf y Eddy Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
	Relación calado a energía específica	w	0,2227					
26	Diámetro de la tubería para Q sanitario	Ds	0,400	m				
	Caudal Sanitario máximo	QS	0,076	m³/s				
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,0036	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
27					$Y/B = f(K)$	0,45	Relación calado a diámetro ó ancho	m
28					$Y_2 = (Y/B) \times B$	0,18	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m/s
29					$\Delta = Y2 - Y$	0,00 0,03	Desnivel a que se debe colocar la t.sanitaria respecto a la t.principal	
30	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353		$Q\text{-max} = K\text{max} \times Ds^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,1941	Caudal máximo a llevar en la tubería sanitaria	m³/s
31	K1 para determinar área para máximo caudal	K1	0,7662		$V\text{-max-s} = Q\text{-max}/(K1 \times Ds^2)$	1,58	Velocidad con caudal máximo	m/s
Cálculo con la ecuación de Babbitt								
32					$Y\text{max} = 0,94 \times Ds$	0,376	Calado de agua a caudal máximo	m
33					$h2 = Y\text{max} - Y_2$	0,196	Calado de agua a la salida del vertedero lateral.	m
34					$h1 = H - Y \text{ ó } h1 = 0,94 \times D - Y$	0,414	Calado de agua al ingreso del vertedero lateral.	m
35	Velocidad de aproximación con caudal máximo	Vmax	2,08	m/s	$L = 7,55 \times V\text{max} \times d \times \log(h1/h2)$	3,06	Determinación de la longitud del vertedero lateral	m

PLANILLA DE CALCULO:								
DIMENSIONAMIENTO DE LOS VERTEDEROS LATERALES DE EXCESOS PARA CANALES CIRCULARES O RECTANGULARES DOS TUBERIAS DE LLEGADA								
PASO	DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO	CALCULO	RESULTADO	UNIDAD
Dimensionamiento de la transición para giros de la tubería sanitaria								
36	Diámetro o base tubería ingreso	B o D	0,6	m	$l = (B - Ds)/(\tan \theta)$	1,9	Longitud de la transición	m
	Diámetro o base tubería salida	Ds	0,4	m				
	Angulo de transición	θ	6	grados				
37	Relación diámetro tubería versus radio de curvatura recomendado	r/Ds	2		$r = 2 \times Ds$	0,8	Radio de curvatura en la tubería	
38	Angulo entre el colector principal y la tubería sanitaria	ω	0	grados	$l_c = \omega \times (r + Ds/2)/180$	0	Longitud de la curva	m
39	Coefficiente de pérdida por cambio de dirección según el ángulo de giro	p	0		$h_f = p \times V - \max - s^2 / (2 \times g)$	0,000	Pérdida de carga por cambio de dirección en el interior del colector	m
40					$i = (h_f + \Delta)/(l + l_c)$	1,58%	Pendiente en el canal de transición por cambio de dirección y desnivel	%
VERTEDERO GONZALO COBOS Iv13 - I13; ALV 6								
1	Diámetro o ancho de la tubería UNO	D ó B	0,800	m	$Q - \max 1 = K_{\max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	1,30	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal rectangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal UNO	i	0,0040	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal UNO	n	0,009					
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353					
2	Diámetro o ancho de la tubería DOS	D ó B	0,700	m	$Q - \max 2 = K_{\max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,85	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal rectangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal DOS	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal DOS	n	0,009					
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353					
3	Caudal pluvial a transportar las dos tuberías para un periodo de 5 años	Qmax-d	1.783,88	lt/s	$Q_{\max} = Q_{\max 1} + Q_{\max 2}$	2,15	Caudal máximo a transportar las dos tuberías	m³/s
4	Diámetro o ancho de la tubería	D ó B	0,900	m	$Q - \max = K_{\max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	1,82	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,0042	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353					
5	K1 para calcular área para Qmax	K1	0,7662		$A_m = K1 \times D^2$	0,62	Área de sección transversal para caudal máximo tub. Circular	m²
					$V_{\max} = Q_{\max} / A$	2,94	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
6	Altura del canal	H	0,000	m	$K_{\max} = f(H/B)$	canal circular	Determinación de Kmax para canales rectangulares	
	Relación H/B	H/B	0,000					
7					$Q - \max = K_{\max} \times B^{8/3} \times i^{1/2} / n$	canal circular	Caudal máximo a transportar para tubería rectangular	m³/s
8					$V_{\max} = Q - \max / (B \times H)$	canal circular	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
9	Caudal Sanitario Medio	Qs	28,410	lt/s	$Q_S = R \times Q_s / 1000$	0,085	Caudal máximo a transportar en tubería sanitaria	m³/s
	Relación de dilución entre 2,5 y 5	R	3,000					
10					$K = Q_S \times n / (D^{8/3} \times i^{1/2})$	0,0157	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
11					$Y/B = f(K)$	0,15	Relación calado a diámetro ó ancho	
12					$Y = (Y/B) \times B$	0,14	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m
13	Determinación del coeficiente K1	$K1 = f(Y/B)$	0,07		$A = K1 \times D^2$	0,0598	Área de sección transversal en tubería circular	m²
14					$V = Q/A$	1,43	Velocidad transversal en la tubería circular con caudal mínimo	
15				1664,08	$V = Q/(B \times Y)$	canal circular	Velocidad transversal en la tubería rectangular con caudal mínimo	m
Cálculo con la ecuación de Ackers				91,39				
16	Velocidad con caudal máximo	Vn	2,937	m/s	$E_w = \alpha \times Vn^2 / 2g + (dn - Y)$	1,24	Cálculo de la energía específica	m
	Coefficiente corrección energía cinética	α_1	1,200					
	Aceleración de la gravedad	g	9,810	m/s²				
	Altura del canal para Qmáximo	dn	0,850	m				
17					$(w = Y/E_w) \leq 0,6$	0,11	Relación calado a energía específica	
18	Relación entre h1 y h2 (calado de ingreso y calado de salida)	n2	18,300		$L_1 = 2.03 \times B \times (2.828 \times \sqrt{(e_1 - 0.4)(1 - 0.4w)} + 0.31w - 0.94) \cos \sqrt{(0.4/w) + 0.065}$	14,50	Longitud requerida para el vertedero	m
19	Coefficiente de corrección energía cinética	α_2	1,400		$V2 = ((2g/\alpha_2)(E_w - \alpha_2 \times Ew/(2 \times n_2)))^{0.5}$	4,12	Determinación de la velocidad en el extremo inferior del vertedero	m/s
	Coefficiente de corrección energía presiones	α_2'	0,950					
20					$h1 = 0,5 \times Ew$	0,62	Altura del calado de agua en el vertedero al ingreso	m
21			80,790		$h2 = h1/n_2$	0,03	Altura del calado de agua en el vertedero a la salida	m
22					$d2 = Y + h2$	0,17	Calado de agua a la salida del vertedero lateral	m
23	Relación calado a diámetro o ancho del colector	d2/B	0,188		$K = f(d2/B)$	0,02	Determinación del coeficiente K1 para determinación caudal	
24					$Q = K \times (D^{8/3} \times i^{1/2})/n$	0,1198	Caudal a transportar después del vertedero lateral	m³/s
25	Relación longitud ancho del canal	L/B	16,11		$n2 = f(L/B, w)$	15,70	Valor a verificar en la tabla de la figura 5.16 pag 199 Metcalf y Eddy	
	Relación calado a energía específica	w	0,1086					
26	Diámetro de la tubería para Q sanitario	Ds	0,400	m	$K = Q_S \times n / (Ds^{8/3} \times i^{1/2})$	0,1472	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
	Caudal Sanitario máximo	QS	0,085	m³/s				
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,0036	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
27					$Y/B = f(K)$	0,48	Relación calado a diámetro ó ancho	m
28					$Y_2 = (Y/B) \times B$	0,19	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m/s
29					$\Delta = Y2 - Y$	0,00 0,06	Desnivel a que se debe colocar la t. sanitaria respecto a la t. principal	
30	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353		$Q - \max = K_{\max} \times Ds^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,1941	Caudal máximo a llevar en la tubería sanitaria	m³/s
31	K1 para determinar área para máximo caudal	K1	0,7662		$V - \max - s = Q - \max / (K1 \times Ds^2)$	1,58	Velocidad con caudal máximo	m/s
Cálculo con la ecuación de Babbitt								
32					$Y_{\max} = 0,94 \times Ds$	0,376	Calado de agua a caudal máximo	m
33					$h2 = Y_{\max} - Y_2$	0,184	Calado de agua a la salida del vertedero lateral.	m

PLANILLA DE CALCULO:								
DIMENSIONAMIENTO DE LOS VERTEDEROS LATERALES DE EXCESOS PARA CANALES CIRCULARES O RECTANGULARES DOS TUBERIAS DE LLEGADA								
PASO	DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO	CALCULO	RESULTADO	UNIDAD
34					$h1 = H - Y \text{ ó } h1 = 0,94 \times D - Y$	0,711	Calado de agua al ingreso del vertedero lateral.	m
35	Velocidad de aproximación con caudal máximo	Vmax	2,94	m/s	$L = 7,55 \times Vmax \times d \times \log(h1/h2)$	11,73	Determinación de la longitud del vertedero lateral	m
Dimensionamiento de la transición para giros de la tubería sanitaria								
36	Diámetro o base tubería ingreso	B o D	0,9	m	$I = (B-Ds)/(\text{tag}\theta)$	4,8	Longitud de la transición	m
	Diámetro o base tubería salida	Ds	0,4	m				
	Angulo de transición	θ	6	grados				
37	Relación diámetro tubería versus radio de curvatura recomendado	r/Ds	2		$r = 2 \times Ds$	0,8	Radio de curvatura en la tubería	
38	Angulo entre el colector principal y la tubería sanitaria	ω	0	grados	$lc = \omega \times (r + Ds/2)/180$	0	Longitud de la curva	m
39	Coefficiente de pérdida por cambio de dirección según el ángulo de giro	p	0		$hf = p \times V\text{-max-s}^2/(2 \times g)$	0,000	Pérdida de carga por cambio de dirección en el interior del colector	m
40					$i = (hf + \Delta)/(l + lc)$	1,19%	Pendiente en el canal de transición por cambio de dirección y desnivel	%
VERTEDERO ALEJANDRO ORDONEZ Iv11 - I11; ALV 7								
1	Diámetro o ancho de la tubería UNO	D ó B	0,800	m	$Q\text{-max1} = Kmax \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	1,30	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal recatangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal UNO	i	0,0040	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal UNO	n	0,009					
	K para relación (d/D)max = 94%	Kmax	0,3353					
2	Diámetro o ancho de la tubería DOS	D ó B	0,500	m	$Q\text{-max2} = Kmax \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,35	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal recatangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal DOS	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal DOS	n	0,009					
	K para relación (d/D)max = 94%	Kmax	0,3353					
3	Caudal pluvial a transportar las dos tuberías para un período de 5 años	Qmax-d	1,082,57	lt/s	$Qmax = Qmax1 + Qmax2$	1,65	Caudal máximo a transportar las dos tuberías	m³/s
4	Diámetro o ancho de la tubería	D ó B	0,800	m	$Q\text{-max} = Kmax \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	1,22	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,0035	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
	K para relación (d/D)max = 94%	Kmax	0,3353					
5	K1 para calcular área para Qmax	K1	0,7662		$Am = K1 \times D^2$	0,49	Area de sección transversal para caudal máximo tub. Circular	m²
					$Vmax = Qmax/A$	2,48	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
6	Altura del canal	H	0,000	m	$Kmax = f(H/B)$	canal circular	Detaerminación de Kmax para canales rectangulares	
	Relación H/B	H/B	0,000					
7					$Q\text{-max} = Kmax \times B^{8/3} \times i^{1/2} / n$	canal circular	Caudal máximo a transportar para tubería rectangular	m³/s
8					$Vmax = Q\text{-max}/(B \times H)$	canal circular	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
9	Caudal Sanitario Medio	Qs	36,840	lt/s	$QS = R \times Qs/1000$	0,111	Caudal máximo a transportar en tubería sanitaria	m³/s
	Relación de dilución entre 2.5 y 5	R	3,000					
10					$K = QS \times n/(D^{8/3} \times i^{1/2})$	0,0305	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
11					$Y/B = f(K)$	0,21	Relación calado a diámetro ó ancho	
12					$Y = (Y/B) \times B$	0,17	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m
13	Determinación del coeficiente K1	K1 = f(Y/B)	0,12		$A = K1 \times D^2$	0,0767	Area de sección transversal en tubería circual	m²
14					$V = Q/A$	1,44	Velocidad transversal en la tubería circual con caudal mínimo	
15				939,87	$V = Q/(B \times Y)$	canal circular	Velocidad transversal en la tubería rectangular con caudal mínimo	m
Cálculo con la ecuación de Ackers				105,86				
16	Velocidad con caudal máximo	Vn	2,479	m/s	$Ew = \alpha \times Vn^2/2g + (dn - Y)$	0,96	Cálculo de la energía específica	m
	Coefficiente corrección energía cinetica	α_1	1,200					
	Aceleración de la gravedad	g	9,810	m/s				
	Altura del canal para Qmáximo	dn	0,750	m				
17					$(w=Y/Ew) < 0,6$	0,18	Relación calado a energía específica	
18	Relación entre h1 y h2 (calado de ingreso y calado de salida)	n_2	16,000		$L_2 = 2.03 \times B \times (2.828 \times \sqrt{(n_2 - 0.4)})(l - 0.4w) + 0.31w - 0.984 \text{ or } \cos \sqrt{(0.4 / s_2)} + 0.065$	11,30	Longitud requerida para el vertedero	m
19	Coefficiente de corrección energía cinética	α_2	1,400		$V2 = ((2g/\alpha_2) (Ew - \alpha_2' \times Ew/(2 \times n_2)))^{0.5}$	3,61	Determinación de la velocidad en el extremo inferior del vertedro	m/s
	Coefficiente de corrección energía presiones	α_2'	0,950					
20					$h1 = 0,5 \times Ew$	0,48	Altura del calado de agua en el vertedero al ingreso	m
21					$h2 = h1/n_2$	0,03	Altura del calado de agua en el vertedero a la salida	m
22					$d2 = Y + h2$	0,20	Calado de agua a la salida del vertedero lateral	m
23	Relación calado a diámetro o ancho del colector	d2/B	0,247		$K = f(d2/B)$	0,04	Determinación del coeficiente K1 para determinación caudal	
24					$Q = K \times (D^{8/3} \times i^{1/2})/n$	0,1427	Caudal a trasportar despues del vertedero lateral	m³/s
25	Relación longitud ancho del canal	L/B	14,13		$n2 = f(L/B;w)$	16,00	Valor a verificar en la tabla de la figura 5.16 pag 199 Metcalf y Eddy	
	Relación calado a energía específica	w	0,1754					
	Diámetro de la tubería para Q sanitario	Ds	0,400	m				
	Caudal Sanitario máximo	QS	0,111	m³/s				
26	Caudal Sanitario máximo	QS	0,111	m³/s	$K = QS \times n/(Ds^{8/3} \times i^{1/2})$	0,1936	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,0035	m/m				
	Rugosidad de la tubería ocanal	n	0,009					
27					$Y/B = f(K)$	0,57	Relación calado a diámetro ó ancho	m
28					$Y_2 = (Y/B) \times B$	0,23	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m/s
29					$\Delta = Y2 - Y$	0,02 0,06	Desnivel a que se debe colocar la t.sanitaria respecto a la t.principal	
30	K para relación (d/D)max = 94%	Kmax	0,3353		$Q\text{-max} = Kmax \times Ds^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,1914	Caudal máximo a llevar en la tubería sanitaria	m³/s
31	K1 para determinar área para máximo caudal	K1	0,7662		$V\text{-max-s} = Q\text{-max}/(K1 \times Ds^2)$	1,56	Velocidad con caudal máximo	m/s
Cálculo con la ecuación de Babbitt								

PLANILLA DE CALCULO:								
DIMENSIONAMIENTO DE LOS VERTEDEROS LATERALES DE EXCESOS PARA CANALES CIRCULARES O RECTANGULARES DOS TUBERIAS DE LLEGADA								
PASO	DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO	CALCULO	RESULTADO	UNIDAD
32					$Y_{max} = 0,94 \times D_s$	0,376	Calado de agua a caudal máximo	m
33					$h_2 = Y_{max} - Y_2$	0,148	Calado de agua a la salida del vertedero lateral.	m
34					$h_1 = H - Y \quad h_1 = 0,94 \times D - Y$	0,584	Calado de agua al ingreso del vertedero lateral.	m
35	Velocidad de aproximación con caudal máximo	V_{max}	2,48	m/s	$L = 7,55 \times V_{max} \times d \times \log(h_1/h_2)$	8,93	Determinación de la longitud del vertedero lateral	m
Dimensionamiento de la transición para giros de la tubería sanitaria								
36	Diámetro o base tubería ingreso	B o D	0,8	m	$l = (B - D_s)/(\tan \theta)$	3,8	Longitud de la transición	m
	Diámetro o base tubería salida	D_s	0,4	m				
	Angulo de transición	θ	6	grados				
37	Relación diámetro tubería versus radio de curvatura recomendado	r/D_s	2		$r = 2 \times D_s$	0,8	Radio de curvatura en la tubería	
38	Angulo entre el colector principal y la tubería sanitaria	ω	0	grados	$l_c = \omega \times (r + D_s/2)/180$	0	Longitud de la curva	m
39	Coefficiente de pérdida por cambio de dirección según el ángulo de giro	p	0		$h_f = p \times V_{max} - s^2/(2 \times g)$	0,000	Pérdida de carga por cambio de dirección en el interior del colector	m
40					$i = (h_f + \Delta)/l + l_c$	1,58%	Pendiente en el canal de transición por cambio de dirección y desnivel	%
VERTEDERO JOSE ALVEAR Iv9 - Iv7; ALV 8								
1	Diámetro o ancho de la tubería UNO	D ó B	0,800	m	$Q_{max1} = K_{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	1,39	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal recatangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal UNO	i	0,005	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal UNO	n	0,009					
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353					
2	Diámetro o ancho de la tubería DOS	D ó B	0,500	m	$Q_{max2} = K_{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,35	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal recatangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal DOS	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal DOS	n	0,009					
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353					
3	Caudal pluvial a transportar las dos tuberías para un periodo de 5 años	Qmax-d	1,271,51	lt/s	$Q_{max} = Q_{max1} + Q_{max2}$	1,74	Caudal máximo a transportar las dos tuberías	m³/s
4	Diámetro o ancho de la tubería	D ó B	0,800	m	$Q_{max} = K_{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	1,30	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,0040	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353					
5	K1 para calcular área para Qmax	K1	0,7662		$A_m = K1 \times D^2$	0,49	Area de sección transversal para caudal máximo tub. Circular	m²
					$V_{max} = Q_{max}/A$	2,65	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
6	Altura del canal	H	0,000	m	$K_{max} = f(H/B)$	canal circular	Determinación de Kmax para canales rectangulares	
	Relación H/B	H/B	0,000					
7					$Q_{max} = K_{max} \times B^{8/3} \times i^{1/2} / n$	canal circular	Caudal máximo a transportar para tubería rectangular	m³/s
8					$V_{max} = Q_{max}/(B \times H)$	canal circular	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
9	Caudal Sanitario Medio	Qs	37,560	lt/s	$Q_S = R \times Q_s/1000$	0,113	Caudal máximo a transportar en tubería sanitaria	m³/s
	Relación de dilución entre 2,5 y 5	R	3,000					
10					$K = Q_S \times n / (D^{8/3} \times i^{1/2})$	0,0291	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
11					$Y/B = f(K)$	0,20	Relación calado a diámetro ó ancho	
12					$Y = (Y/B) \times B$	0,16	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m
13	Determinación del coeficiente K1	$K1 = f(Y/B)$	0,11		$A = K1 \times D^2$	0,0716	Area de sección transversal en tubería circular	m²
14					$V = Q/A$	1,57	Velocidad transversal en la tubería circular con caudal mínimo	
15				1091,31	$V = Q/(B \times Y)$	canal circular	Velocidad transversal en la tubería rectangular con caudal mínimo	m
Cálculo con la ecuación de Ackers								
16	Velocidad con caudal máximo	V_n	2,650	m/s	$E_w = \alpha \times V_n^2/2g + (dn - Y)$	1,02	Cálculo de la energía específica	m
	Coefficiente corrección energía cinética	α_1	1,200					
	Aceleración de la gravedad	g	9,810	m/s				
	Altura del canal para Qmáximo	dn	0,750	m				
17					$(w=Y/E_w) < 0,6$	0,16	Relación calado a energía específica	
18	Relación entre h1 y h2 (calado de ingreso y calado de salida)	n_2	8,800		$L_2 = 2,03 \times B \times (2,828 \times \sqrt{(n_2 - 0,4)(1 - 0,4w)} + 0,31w - 0,984) \times \cos \sqrt{(0,4/g)} + 0,065$	7,10	Longitud requerida para el vertedero	m
19	Coefficiente de corrección energía cinética	α_2	1,400		$V_2 = ((2g/\alpha_2) (E_w - \alpha_2' \times E_w/(2 \times n_2)))^{0,5}$	3,68	Determinación de la velocidad en el extremo inferior del vertedero	m/s
	Coefficiente de corrección energía presiones	α_2'	0,950					
20					$h_1 = 0,5 \times E_w$	0,51	Altura del calado de agua en el vertedero al ingreso	m
21					$h_2 = h_1/n_2$	0,06	Altura del calado de agua en el vertedero a la salida	m
22					$d_2 = Y + h_2$	0,22	Calado de agua a la salida del vertedero lateral	m
23	Relación calado a diámetro o ancho del colector	d_2/B	0,272		$K = f(d_2/B)$	0,05	Determinación del coeficiente K1 para determinación caudal	
24					$Q = K \times (D^{8/3} \times i^{1/2})/n$	0,1926	Caudal a transportar despues del vertedero lateral	m³/s
25	Relación longitud ancho del canal	L/B	8,88		$n_2 = f(L/B:w)$	8,80	Valor a verificar en la tabla de la figura 5.16 pag 199 Metcalf y Eddy	
	Relación calado a energía específica	w	0,1569					
26	Diámetro de la tubería para Q sanitario	Qs	0,500	m				
	Caudal Sanitario máximo	Qs	0,113	m³/s				
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,0036	m/m	$K = Q_S \times n / (D_s^{8/3} \times i^{1/2})$	0,1073	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
27					$Y/B = f(K)$	0,40	Relación calado a diámetro ó ancho	m
28					$Y_2 = (Y/B) \times B$	0,20	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m/s
29					$\Delta = Y_2 - Y$	0,01 0,04	Desnivel a que se debe colocar la t.sanitaria respecto a la t.principal	
30	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353				Caudal máximo a llevar en la tubería	

PLANILLA DE CALCULO:								
DIMENSIONAMIENTO DE LOS VERTEDEROS LATERALES DE EXCESOS PARA CANALES CIRCULARES O RECTANGULARES DOS TUBERIAS DE LLEGADA								
PASO	DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO	CALCULO	RESULTADO	UNIDAD
31	K1 para determinar área para máximo caudal	K1	0,7662		$Q_{\max} = K_{\max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$ $V_{\max} - s = Q_{\max} / (K1 \times Ds^2)$	0,352 1,84	sanitaria Velocidad con caudal máximo	m³/s m/s
Cálculo con la ecuación de Babbitt								
32					$Y_{\max} = 0,94 \times Ds$	0,47	Calado de agua a caudal máximo	m
33					$h2 = Y_{\max} - Y_2$	0,27	Calado de agua a la salida del vertedero lateral.	m
34					$h1 = H - Y \text{ ó } h1 = 0,94 \times D - Y$	0,592	Calado de agua al ingreso del vertedero lateral.	m
35	Velocidad de aproximación con caudal máximo	Vmax	2,65	m/s	$L = 7,55 \times V_{\max} \times d \times \log(h1/h2)$	5,46	Determinación de la longitud del vertedero lateral	m
Dimensionamiento de la transición para giros de la tubería sanitaria								
36	Diámetro o base tubería ingreso	B o D	0,8	m	$l = (B - Ds) / (\text{tag} \theta)$	2,9	Longitud de la transición	m
	Diámetro o base tubería salida	Ds	0,5	m				
	Angulo de transición	θ	6	grados				
37	Relación diámetro tubería versus radio de curvatura recomendado	r/Ds	2		$r = 2 \times Ds$	1	Radio de curvatura en la tubería	
38	Angulo entre el colector principal y la tubería sanitaria	ω	0	grados	$lc = \omega \times (r + Ds/2) / 180$	0	Longitud de la curva	m
39	Coefficiente de pérdida por cambio de dirección según el ángulo de giro	p	0		$hf = p \times V_{\max} - s^2 / (2 \times g)$	0,000	Pérdida de carga por cambio de dirección en el interior del colector	m
40					$i = (hf + \Delta) / (l + lc)$	1,38%	Pendiente en el canal de transición por cambio de dirección y desnivel	%
VERTEDERO CARLOS RIVERA Iv6 - Iv4; ALV 9								
1	Diámetro o ancho de la tubería UNO	D ó B	0,500	m	$Q_{\max 1} = K_{\max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,44	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal rectangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal UNO	i	0,006	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal UNO	n	0,009					
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353					
2	Diámetro o ancho de la tubería DOS	D ó B	0,600	m	$Q_{\max 2} = K_{\max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,57	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal rectangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal DOS	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal DOS	n	0,009					
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353					
3	Caudal pluvial a transportar las dos tuberías para un período de 5 años	Qmax-d	679,72	lt/s	$Q_{\max} = Q_{\max 1} + Q_{\max 2}$	1,02	Caudal máximo a transportar las dos tuberías	m³/s
4	Diámetro o ancho de la tubería	D ó B	0,600	m	$Q_{\max} = K_{\max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,74	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,006	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
	K para relación (d/D) _{max} = 94%	Kmax	0,3353					
5	K1 para calcular área para Qmax	K1	0,7662		$A_m = K1 \times D^2$	0,28	Area de sección transversal para caudal máximo tub. Circular	m²
					$V_{\max} = Q_{\max} / A$	2,68	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
6	Altura del canal	H	0,000	m	$K_{\max} = f(H/B)$	canal circular	Determinación de Kmax para canales rectangulares	
7	Relación H/B	H/B	0,000					
					$Q_{\max} = K_{\max} \times B^{8/3} \times i^{1/2} / n$	canal circular	Caudal máximo a transportar para tubería rectangular	m³/s
8					$V_{\max} = Q_{\max} / (B \times H)$	canal circular	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
9	Caudal Sanitario Medio	Qs	43,050	lt/s	$QS = R \times Qs / 1000$	0,129	Caudal máximo a transportar en tubería sanitaria	m³/s
	Relación de dilución entre 2,5 y 5	R	3,000					
10					$K = QS \times n / (D^{8/3} \times i^{1/2})$	0,0586	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
11					$Y/B = f(K)$	0,29	Relación calado a diámetro ó ancho	
12					$Y = (Y/B) \times B$	0,17	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m
13	Determinación del coeficiente K1	$K1 = f(Y/B)$	0,19		$A = K1 \times D^2$	0,0681	Area de sección transversal en tubería circular	m²
14					$V = Q/A$	1,90	Velocidad transversal en la tubería circular con caudal mínimo	
15				518,12	$V = Q/(B \times Y)$	canal circular	Velocidad transversal en la tubería rectangular con caudal mínimo	m
Cálculo con la ecuación de Ackers				118,55				
16	Velocidad con caudal máximo	Vn	2,679	m/s	$E_w = \alpha \times Vn^2 / 2g + (dn - Y)$	0,83	Cálculo de la energía específica	m
	Coefficiente corrección energía cinética	α₁	1,200					
	Aceleración de la gravedad	g	9,810	m/s				
	Altura del canal para Qmáximo	dn	0,560	m				
17					$(w=Y/E_w) < 0,6$	0,21	Relación calado a energía específica	
18	Relación entre h1 y h2 (calado de ingreso y calado de salida)	n₂	15,000		$L_1 = 2,03 \times B \times (2,828 \times \sqrt{(e_2 - 0,4)}(1 - 0,4w) + 0,31w - 0,94) \text{ or } \sqrt{(0,4/e_2) + 0,065}$	7,90	Longitud requerida para el vertedero	m
19	Coefficiente de corrección energía cinética	α₂	1,400		$V2 = ((2g/\alpha_2) (E_w - \alpha_2 \times E_w / (2 \times n_2)))^{0,5}$	3,35	Determinación de la velocidad en el extremo inferior del vertedero	m/s
	Coefficiente de corrección energía presiones	α₂'	0,950					
20					$h1 = 0,5 \times E_w$	0,41	Altura del calado de agua en el vertedero al ingreso	m
21					$h2 = h1/n_2$	0,03	Altura del calado de agua en el vertedero a la salida	m
22					$d2 = Y + h2$	0,20	Calado de agua a la salida del vertedero lateral	m
23	Relación calado a diámetro o ancho del colector	d2/B	0,336		$K = f(d2/B)$	0,07	Determinación del coeficiente K1 para determinación caudal	
24					$Q = K \times (D^{8/3} \times i^{1/2}) / n$	0,1616	Caudal a transportar después del vertedero lateral	m³/s
25	Relación longitud ancho del canal	L/B	13,17		$n2 = f(L/B/w)$ $K = QS \times n / (Ds^{8/3} \times i^{1/2})$	12,30 0,2143	Valor a verificar en la tabla de la figura 5.16 pag 199 Mectalf y Eddy Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
	Relación calado a energía específica	w	0,2109					
26	Diámetro de la tubería para Q sanitario	Ds	0,400	m				
	Caudal Sanitario máximo	QS	0,129	m³/s				
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
27					$Y/B = f(K)$	0,60	Relación calado a diámetro ó ancho	m
28							calado de agua en la tubería circular	

PLANILLA DE CALCULO:								
DIMENSIONAMIENTO DE LOS VERTEDEROS LATERALES DE EXCESOS PARA CANALES CIRCULARES O RECTANGULARES DOS TUBERIAS DE LLEGADA								
PASO	DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO	CALCULO	RESULTADO	UNIDAD
					$Y_2 = (Y/B) \times B$	0,24	ó rectangular con caudal mínimo	m/s
29					$\Delta = Y_2 - Y$	0,02 0,07	Desnivel a que se debe colocar la t.sanitaria respecto a la t.principal	
30	K para relación $(d/D)_{max} = 94\%$	Kmax	0,3353		$Q_{max} = K_{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,2021	Caudal máximo a llevar en la tubería sanitaria	m³/s
31	K1 para determinar área para máximo caudal	K1	0,7662		$V_{max-s} = Q_{max} / (K1 \times Ds^2)$	1,65	Velocidad con caudal máximo	m/s
Cálculo con la ecuación de Babbitt								
32					$Y_{max} = 0,94 \times Ds$	0,376	Calado de agua a caudal máximo	m
33					$h_2 = Y_{max} - Y_2$	0,136	Calado de agua a la salida del vertedero lateral.	m
34					$h_1 = H - Y \quad \delta \quad h_1 = 0,94 \times D - Y$	0,39	Calado de agua al ingreso del vertedero lateral.	m
35	Velocidad de aproximación con caudal máximo	Vmax	2,68	m/s	$L = 7,55 \times V_{max} \times d \times \log(h_1/h_2)$	5,55	Determinación de la longitud del vertedero lateral	m
Dimensionamiento de la transición para giros de la tubería sanitaria								
36	Diámetro o base tubería ingreso	B ó D	0,6	m	$l = (B-Ds)/(\tan \theta)$	1,9	Longitud de la transición	m
	Diámetro o base tubería salida	Ds	0,4	m				
	Angulo de transición	θ	6	grados				
37	Relación diámetro tubería versus radio de curvatura recomendado	r/Ds	2		$r = 2 \times Ds$	0,8	Radio de curvatura en la tubería	
38	Angulo entre el colector principal y la tubería sanitaria	ω	0	grados	$l_c = \omega \times (r + Ds/2)/180$	0	Longitud de la curva	m
39	Coefficiente de pérdida por cambio de dirección según el ángulo de giro	p	0		$h_f = p \times V_{max-s}^2 / (2 \times g)$	0,000	Pérdida de carga por cambio de dirección en el interior del colector	m
40					$i = (h_f + \Delta)/(l + l_c)$	3,47%	Pendiente en el canal de transición por cambio de dirección y desnivel	%
VERTEDERO JOSE ANTONIO AGUILAR Iv2 - I8; ALV 10								
1	Diámetro o ancho de la tubería UNO	D ó B	0,700	m	$Q_{max1} = K_{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	1,00	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal rectangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal UNO	i	0,005	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal UNO	n	0,009					
	K para relación $(d/D)_{max} = 94\%$	Kmax	0,3353					
2	Diámetro o ancho de la tubería DOS	D ó B	0,600	m	$Q_{max2} = K_{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,60	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal rectangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal DOS	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal DOS	n	0,009					
	K para relación $(d/D)_{max} = 94\%$	Kmax	0,3353					
3	Caudal pluvial a transportar las dos tuberías para un periodo de 5 años	Qmax-d	1,140,97	lt/s	$Q_{max} = Q_{max1} + Q_{max2}$	1,59	Caudal máximo a transportar las dos tuberías	m³/s
4	Diámetro o ancho de la tubería	D ó B	0,700	m	$Q_{max} = K_{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	1,20	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,007	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
	K para relación $(d/D)_{max} = 94\%$	Kmax	0,3353					
5	K1 para calcular área para Qmax	K1	0,7662		$A_m = K1 \times D^2$	0,38	Area de sección transversal para caudal máximo tub. Circular	m²
					$V_{max} = Q_{max}/A$	3,21	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
6	Altura del canal	H	0,000	m	$K_{max} = f(H/B)$	canal circular	Determinación de Kmax para canales rectangulares	
	Relación H/B	H/B	0,000					
7					$Q_{max} = K_{max} \times B^{8/3} \times i^{1/2} / n$	canal circular	Caudal máximo a transportar para tubería rectangular	m³/s
8					$V_{max} = Q_{max}/(B \times H)$	canal circular	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
9	Caudal Sanitario Medio	Qs	46,210	lt/s	$QS = R \times Qs/1000$	0,139	Caudal máximo a transportar en tubería sanitaria	m³/s
	Relación de dilución entre 2,5 y 5	R	3,000					
10					$K = QS \times n / (D^{8/3} \times i^{1/2})$	0,0386	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
11					$Y/B = f(K)$	0,23	Relación calado a diámetro ó ancho	
12					$Y = (Y/B) \times B$	0,16	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m
13	Determinación del coeficiente K1	$K1 = f(Y/B)$	0,14		$A = K1 \times D^2$	0,0669	Area de sección transversal en tubería circular	m²
14					$V = Q/A$	2,07	Velocidad transversal en la tubería circular con caudal mínimo	
15				949,27	$V = Q/(B \times Y)$	canal circular	Velocidad transversal en la tubería rectangular con caudal mínimo	m
Cálculo con la ecuación de Ackers				145,49				
16	Velocidad con caudal máximo	Vn	3,207	m/s	$E_w = \alpha \times Vn^2/2g + (dn - Y)$	1,13	Cálculo de la energía específica	m
	Coefficiente corrección energía cinética	α_1	1,200					
	Aceleración de la gravedad	g	9,810	m/s				
	Altura del canal para Qmáximo	dn	0,660	m				
17					$(w=Y/E_w) \leq 0,6$	0,14	Relación calado a energía específica	
18	Relación entre h1 y h2 (calado de ingreso y calado de salida)	n_2	16,100		$L_2 = 2.03 \times B \times (2.828 \times \sqrt{(n_2 - 0.4)(1 - 0.4w)} + 0.31w - 0.994 \text{ or } \cos \sqrt{(0.4/w) + 0.065})$	10,10	Longitud requerida para el vertedero	m
19	Coefficiente de corrección energía cinética	α_2	1,400		$V_2 = ((2g/\alpha_2) (E_w - \alpha_2' \times E_w/(2 \times n_2)))^{0.5}$	3,92	Determinación de la velocidad en el extremo inferior del vertedero	m/s
	Coefficiente de corrección energía presiones	α_2'	0,950					
20					$h_1 = 0,5 \times E_w$	0,56	Altura del calado de agua en el vertedero al ingreso	m
21					$h_2 = h_1/n_2$	0,04	Altura del calado de agua en el vertedero a la salida	m
22					$d_2 = Y + h_2$	0,20	Calado de agua a la salida del vertedero lateral	m
23	Relación calado a diámetro o ancho del colector	d2/B	0,280		$K = f(d2/B)$	0,05	Determinación del coeficiente K1 para determinación caudal	
24					$Q = K \times (D^{8/3} \times i^{1/2})/n$	0,1917	Caudal a transportar despues del vertedero lateral	m³/s
25	Relación longitud ancho del canal	L/B	14,43		$n_2 = f(L/B, w)$ $K = QS \times n / (Ds^{8/3} \times i^{1/2})$	16,00 0,1269	Valor a verificar en la tabla de la figura 5.16 pag 199 Metcalf y Eddy Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
	Relación calado a energía específica	w	0,1427					
26	Diámetro de la tubería para Q sanitario	Ds	0,500	m				
	Caudal Sanitario máximo	QS	0,139	m³/s				
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,004	m/m				

PLANILLA DE CALCULO:								
DIMENSIONAMIENTO DE LOS VERTEDEROS LATERALES DE EXCESOS PARA CANALES CIRCULARES O RECTANGULARES DOS TUBERIAS DE LLEGADA								
PASO	DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO	CALCULO	RESULTADO	UNIDAD
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
27					$Y/B = f(K)$	0,44	Relación calado a diámetro ó ancho	m
28					$Y_2 = (Y/B) \times B$	0,22	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m/s
29					$\Delta = Y_2 - Y$	-0,01 0,06	Desnivel a que se debe colocar la t.sanitaria respecto a la t.principal	
30	K para relación $(d/D)_{max} = 94\%$	Kmax	0,3353		$Q_{max} = K_{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,3664	Caudal máximo a llevar en la tubería sanitaria	m³/s
31	K1 para determinar área para máximo caudal	K1	0,7662		$V_{max-s} = Q_{max} / (K1 \times Ds^2)$	1,91	Velocidad con caudal máximo	m/s
Cálculo con la ecuación de Babbitt								
32					$Y_{max} = 0,94 \times Ds$	0,47	Calado de agua a caudal máximo	m
33					$h_2 = Y_{max} - Y_2$	0,25	Calado de agua a la salida del vertedero lateral.	m
34					$h_1 = H - Y$ ó $h_1 = 0,94 \times D - Y$	0,497	Calado de agua al ingreso del vertedero lateral.	m
35	Velocidad de aproximación con caudal máximo	Vmax	3,21	m/s	$L = 7,55 \times V_{max} \times d \times \log(h_1/h_2)$	5,06	Determinación de la longitud del vertedero lateral	m
Dimensionamiento de la transición para giros de la tubería sanitaria								
36	Diámetro o base tubería ingreso	B ó D	0,7	m	$l = (B-Ds)/(\tan\theta)$	1,9	Longitud de la transición	m
	Diámetro o base tubería salida	Ds	0,5	m				
	Angulo de transición	θ	6	grados				
37	Relación diámetro tubería versus radio de curvatura recomendado	r/Ds	2		$r = 2 \times Ds$	1	Radio de curvatura en la tubería	
38	Angulo entre el colector principal y la tubería sanitaria	ω	#jREF1	grados	$lc = \omega \times (r + Ds/2)/180$		Longitud de la curva	m
39	Coefficiente de pérdida por cambio de dirección según el ángulo de giro	p	0		$hf = p \times V_{max-s}^2 / (2 \times g)$		Pérdida de carga por cambio de dirección en el interior del colector	m
40					$i = (hf + \Delta)/(l + lc)$	3,11%	Pendiente en el canal de transición por cambio de dirección y desnivel	%
VERTEDERO JUAN IGNACIO BORRERO It14 - in14; ALV 11								
1	Diámetro o ancho de la tubería UNO	D ó B	1,100	m	$Q_{max1} = K_{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	3,19	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal rectangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal UNO	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal UNO	n	0,009					
	K para relación $(d/D)_{max} = 94\%$	Kmax	0,3353					
2	Diámetro o ancho de la tubería DOS	D ó B	0,500	m	$Q_{max2} = K_{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,37	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal rectangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal DOS	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal DOS	n	0,009					
	K para relación $(d/D)_{max} = 94\%$	Kmax	0,3353					
3	Caudal pluvial a transportar las dos tuberías para un período de 5 años	Qmax-d	3,077,16	lt/s	$Q_{max} = Q_{max1} + Q_{max2}$	3,55	Caudal máximo a transportar las dos tuberías	m³/s
4	Diámetro o ancho de la tubería	D ó B	1,100	m	$Q_{max} = K_{max} \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	3,40	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,005	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
	K para relación $(d/D)_{max} = 94\%$	Kmax	0,3353					
5	K1 para calcular área para Qmax	K1	0,7662		$A_m = K1 \times D^2$	0,93	Área de sección transversal para caudal máximo tub. Circular	m²
					$V_{max} = Q_{max}/A$	3,66	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
6	Altura del canal	H	0,000	m	$K_{max} = f(H/B)$	canal circular	Determinación de Kmax para canales rectangulares	
	Relación H/B	H/B	0,000					
7					$Q_{max} = K_{max} \times B^{8/3} \times i^{1/2} / n$	canal circular	Caudal máximo a transportar para tubería rectangular	m³/s
8					$V_{max} = Q_{max}/(B \times H)$	canal circular	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
9	Caudal Sanitario Medio	Qs	62,480	lt/s	$Q_S = R \times Q_s/1000$	0,125	Caudal máximo a transportar en tubería sanitaria	m³/s
	Relación de dilución entre 2,5 y 5	R	2,000					
10			3,178		$K = Q_S \times n / (D^{8/3} \times i^{1/2})$	0,0123	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
11					$Y/B = f(K)$	0,13	Relación calado a diámetro ó ancho	
12					$Y = (Y/B) \times B$	0,14	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m
13	Determinación del coeficiente K1	$K1 = f(Y/B)$	0,06		$A = K1 \times D^2$	0,0726	Área de sección transversal en tubería circular	m²
14					$V = Q/A$	1,72	Velocidad transversal en la tubería circular con caudal mínimo	
15				2878,56	$V = Q/(B \times Y)$	canal circular	Velocidad transversal en la tubería rectangular con caudal mínimo	m
Cálculo con la ecuación de Ackers				136,12				
16	Velocidad con caudal máximo	Vn	3,664	m/s	$E_w = \alpha \times Vn^2/2g + (dn - Y)$	1,71	Cálculo de la energía específica	m
	Coefficiente corrección energía cinética	α_1	1,200					
	Aceleración de la gravedad	g	9,810	m/s				
	Altura del canal para Qmáximo	dn	1,030	m				
17					$(w=Y/E_w) \leq 0,6$	0,08	Relación calado a energía específica	
18	Relación entre h1 y h2 (calado de ingreso y calado de salida)	n_2	19,000		$L_1 = 2,03 \times B \times \sqrt{(n_2 - 0,4)}(t - 0,4w) + 0,31w - 0,94w \cos \sqrt{(0,4/w) + 0,065}$	18,40	Longitud requerida para el vertedero	m
19	Coefficiente de corrección energía cinética	α_2	1,400		$V_2 = ((2g/\alpha_2)(E_w - \alpha_2' \times E_w/(2 \times n_2)))^{0,5}$	4,83	Determinación de la velocidad en el extremo inferior del vertedero	m/s
	Coefficiente de corrección energía presiones	α_2'	0,950					
20					$h_1 = 0,5 \times E_w$	0,85	Altura del calado de agua en el vertedero al ingreso	m
21					$h_2 = h_1/n_2$	0,04	Altura del calado de agua en el vertedero a la salida	m
22					$d_2 = Y + h_2$	0,19	Calado de agua a la salida del vertedero lateral	m
23	Relación calado a diámetro o ancho del colector	d2/B	0,171		$K = f(d_2/B)$	0,02	Determinación del coeficiente K1 para determinación caudal	
24					$Q = K \times (D^{8/3} \times i^{1/2})/n$	0,1986	Caudal a transportar después del vertedero lateral	m³/s
25	Relación longitud ancho del canal	L/B	16,73		Valor a verificar en la tabla de la			

PLANILLA DE CALCULO:								
DIMENSIONAMIENTO DE LOS VERTEDEROS LATERALES DE EXCESOS PARA CANALES CIRCULARES O RECTANGULARES DOS TUBERIAS DE LLEGADA								
PASO	DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO	CALCULO	RESULTADO	UNIDAD
26	Relación calado a energía específica	w	0,0837		$n2 = f(L/B;w)$	16,00	figura 5.16 pag 199 Metcalf y Eddy	
	Diámetro de la tubería para Q sanitario	Ds	0,500	m	$K = QS \times n / (Ds^{8/3} \times i^{1/2})$	0,1143	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
	Caudal Sanitario máximo	QS	0,125	m³/s				
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
27					$Y/B = f(K)$	0,41	Relación calado a diámetro ó ancho	m
28					$Y_2 = (Y/B) \times B$	0,21	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m/s
29					$\Delta = Y2 - Y$	-0,03 0,06	Desnivel a que se debe colocar la t.sanitaria respecto a la t.principal	
30	K para relación $(d/D)_{max} = 94\%$	Kmax	0,3353		$Q-max = Kmax \times Ds^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,3664	Caudal máximo a llevar en la tubería sanitaria	m³/s
31	K1 para determinar área para máximo caudal	K1	0,7662		$V-max-s = Q-max/(K1 \times Ds^2)$	1,91	Velocidad con caudal máximo	m/s
Cálculo con la ecuación de Babbitt								
32					$Ymax = 0,94 \times Ds$	0,47	Calado de agua a caudal máximo	m
33					$h2 = Ymax - Y_2$	0,265	Calado de agua a la salida del vertedero lateral.	m
34					$h1 = H - Y \text{ ó } h1 = 0,94 \times D - Y$	0,891	Calado de agua al ingreso del vertedero lateral.	m
35	Velocidad de aproximación con caudal máximo	Vmax	3,66	m/s	$L = 7,55 \times Vmax \times d \times \log(h1/h2)$	16,01	Determinación de la longitud del vertedero lateral	m
Dimensionamiento de la transición para giros de la tubería sanitaria								
36	Diámetro o base tubería ingreso	B ó D	1,1	m	$l = (B-Ds)/(\tan \theta)$	5,7	Longitud de la transición	m
	Diámetro o base tubería salida	Ds	0,5	m				
	Angulo de transición	θ	6	grados				
37	Relación diámetro tubería versus radio de curvatura recomendado	r/Ds	2		$r = 2 \times Ds$	1	Radio de curvatura en la tubería	
38	Angulo entre el colector principal y la tubería sanitaria	ω	0	grados	$lc = \omega \times (r + Ds/2)/180$	0	Longitud de la curva	m
39	Coefficiente de pérdida por cambio de dirección según el ángulo de giro	p	0		$hf = p \times V-max-s^2/(2 \times g)$	0,000	Pérdida de carga por cambio de dirección en el interior del colector	m
40					$i = (hf + \Delta)/(l + lc)$	1,09%	Pendiente en el canal de transición por cambio de dirección y desnivel	%
VERTEDERO ANTONIO TAPIA in11 - in10; ALV 12								
1	Diámetro o ancho de la tubería UNO	D ó B	0,700	m	$Q-max1 = Kmax \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	1,43	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal reatangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal UNO	i	0,010	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal UNO	n	0,009					
	K para relación $(d/D)_{max} = 94\%$	Kmax	0,3353					
2	Diámetro o ancho de la tubería DOS	D ó B	0,700	m	$Q-max2 = Kmax \times D^{8/3} \times i^{1/2} / n$	0,91	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Altura del canal reatangular	H	0,000	m				
	Pendiente de la tubería o canal DOS	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal DOS	n	0,009					
	K para relación $(d/D)_{max} = 94\%$	Kmax	0,3353					
3	Caudal pluvial a transportar las dos tuberías para un periodo de 5 años	Qmax-d	1.780,00	lt/s	$Qmax = Qmax1 + Qmax2$	2,34	Caudal máximo a transportar las dos tuberías	m³/s
4	Diámetro o ancho de la tubería	D ó B	0,900	m	$Q-max = Kmax \times B^{8/3} \times i^{1/2} / n$	1,89	Caudal máximo para canal circular	m³/s
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,005	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,009					
	K para relación $(d/D)_{max} = 94\%$	Kmax	0,3353					
5	K1 para calcular área para Qmax	K1	0,7662		$Am = K1 \times D^2$	0,62	Area de sección transversal para caudal máximo tub. Circular	m²
					$Vmax = Qmax/A$	3,04	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
6	Altura del canal	H	0,000	m	$Kmax = f(H/B)$	canal circular	Determinación de Kmax para canales rectangulares	
7	Relación H/B	H/B	0,000		$Q-max = Kmax \times B^{8/3} \times i^{1/2} / n$	canal circular	Caudal máximo a transportar para tubería rectangular	m³/s
8					$Vmax = Q-max/(B \times H)$	canal circular	Velocidad transversal con caudal máximo	m/s
9	Caudal Sanitario Medio	Qs	68,500	lt/s	$QS = R \times Qs/1000$	0,206	Caudal máximo a transportar en tubería sanitaria	m³/s
	Relación de dilución entre 2,5 y 5	R	3,000					
10					$K = QS \times n / (D^{8/3} \times i^{1/2})$	0,0365	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
11					$Y/B = f(K)$	0,23	Relación calado a diámetro ó ancho	
12					$Y = (Y/B) \times B$	0,21	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m
13	Determinación del coeficiente K1	$K1 = f(Y/B)$	0,14		$A = K1 \times D^2$	0,1105	Area de sección transversal en tubería circular	m²
14					$V = Q/A$	1,86	Velocidad transversal en la tubería circular con caudal mínimo	
15				1520,3	$V = Q/(B \times Y)$	canal circular	Velocidad transversal en la tubería rectangular con caudal mínimo	m
Cálculo con la ecuación de Ackers				191,2				
16	Velocidad con caudal máximo	Vn	3,040	m/s	$Ew = \alpha \times Vn^2/2g + (dn - Y)$	1,21	Cálculo de la energía específica	m
	Coefficiente corrección energía cinetica	α_1	1,200					
	Aceleración de la gravedad	g	9,810	m/s				
	Altura del canal para Qmáximo	dn	0,850	m				
17					$(w=Y/Ew) < 0,6$	0,17	Relación calado a energía específica	
18	Relación entre h1 y h2 (calado de ingreso y calado de salida)	n_2	18,100		$L_2 = 2.03 \times B \times (2.828 \times \sqrt{(e_1 - 0.4)}(1 - 0.4w) + 0.31w - 0.94 \text{ or } \sqrt{(0.4/g)} + 0.065)$	13,90	Longitud requerida para el vertedero	m
19	Coefficiente de corrección energía cinética	α_2	1,400		$V2 = ((2g/\alpha_2)(Ew - \alpha_2' \times Ew/(2 \times n_2)))^{0.5}$	4,06	Determinación de la velocidad en el extremo inferior del vertedro	m/s
	Coefficiente de corrección energía presiones	α_2'	0,950					
20					$h1 = 0,5 \times Ew$	0,60	Altura del calado de agua en el vertedero al ingreso	m
21			166,750		$h2 = h1/n_2$	0,03	Altura del calado de agua en el vertedero a la salida	m
22					$d2 = Y + h2$	0,24	Calado de agua a la salida del vertedero lateral	m
23	Relación calado a diámetro o ancho del						Determinación del coeficiente	

PLANILLA DE CALCULO:								
DIMENSIONAMIENTO DE LOS VERTEDEROS LATERALES DE EXCESOS PARA CANALES CIRCULARES O RECTANGULARES DOS TUBERIAS DE LLEGADA								
PASO	DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIO	CALCULO	RESULTADO	UNIDAD
	colector	d2/B	0,267		$K = f(d2/B)$	0,05	K1 para determinación caudal	
24					$Q = K \times (D^{8/3} \times i^{1/2})/n$	0,2597	Caudal a trasportar despues del vertedero lateral	m ³ /s
25	Relación longitud ancho del canal	L/B	15,44		$n2 = f(L/B:w)$	16,00	Valor a verificar en la tabla de la figura 5.16 pag 199 Metcalf y Eddy	
	Relación calado a energía específica	w	0,1713					
26	Diámetro de la tubería para Q sanitario	Ds	0,500	m	$K = QS \times n/(Ds^{4/3} \times i^{1/2})$	0,2089	Relación par determinación de calado de agua en la tubería	
	Caudal Sanitario máximo	QS	0,206	m ³ /s				
	Pendiente de la tubería o canal	i	0,004	m/m				
	Rugosidad de la tubería o canal	n	0,010					
27					$Y/B = f(K)$	0,59	Relación calado a diámetro ó ancho	m
28					$Y_2 = (Y/B) \times B$	0,30	calado de agua en la tubería circular ó rectangular con caudal mínimo	m/s
29					$\Delta = Y2 - Y$	0,03 0,09	Desnivel a que se debe colocar la t.sanitaria respecto a la t.principal	
30	K para relación $(d/D)_{max} = 94\%$	Kmax	0,3353		$Q-max = Kmax \times Ds^{8/3} \times i^{1/2}/n$	0,3298	Caudal máximo a llevar en la tubería sanitaria	m ³ /s
31	K1 para determinar área para máximo caudal	K1	0,7662		$V-max-s = Q-max/(K1 \times Ds^2)$	1,72	Velocidad con caudal máximo	m/s
Cálculo con la ecuación de Babbitt								
32					$Ymax = 0,94 \times Ds$	0,47	Calado de agua a caudal máximo	m
33					$h2 = Ymax - Y_2$	0,175	Calado de agua a la salida del vertedero lateral.	m
34					$h1 = H - Y \text{ ó } h1 = 0,94 \times D - Y$	0,639	Calado de agua al ingreso del vertedero lateral.	m
35	Velocidad de aproximación con caudal máximo	Vmax	3,04	m/s	$L = 7,55 \times Vmax \times d \times \log(h1/h2)$	11,62	Determinación de la longitud del vertedero lateral	m
Dimensionamiento de la transición para giros de la tubería sanitaria								
36	Diámetro o base tubería ingreso	B o D	0,9	m	$l = (B-Ds)/(\tan\theta)$	3,8	Longitud de la transición	m
	Diámetro o base tubería salida	Ds	0,5	m				
	Angulo de transición	θ	6	grados				
37	Relación diámetro tubería versus radio de curvatura recomendado	r/Ds	2		$r = 2 \times Ds$	1	Radio de curvatura en la tubería	
38	Angulo entre el colector principal y la tubería sanitaria	ω	# REF	grados	$lc = \omega \times (r + Ds/2)/180$		Longitud de la curva	m
39	Coefficiente de pérdida por cambio de dirección según el ángulo de giro	p	0		$hf = p \times V-max-s^2/(2 \times g)$		Pérdida de carga por cambio de dirección en el interior del colector	m
40					$i = (hf + \Delta)/(l + lc)$	2,32%	Pendiente en el canal de transición por cambio de dirección y desnivel	%

ALVIADERO 10

VERTEDERO JOSE ANTONIO AGUILAR Iv2-I8

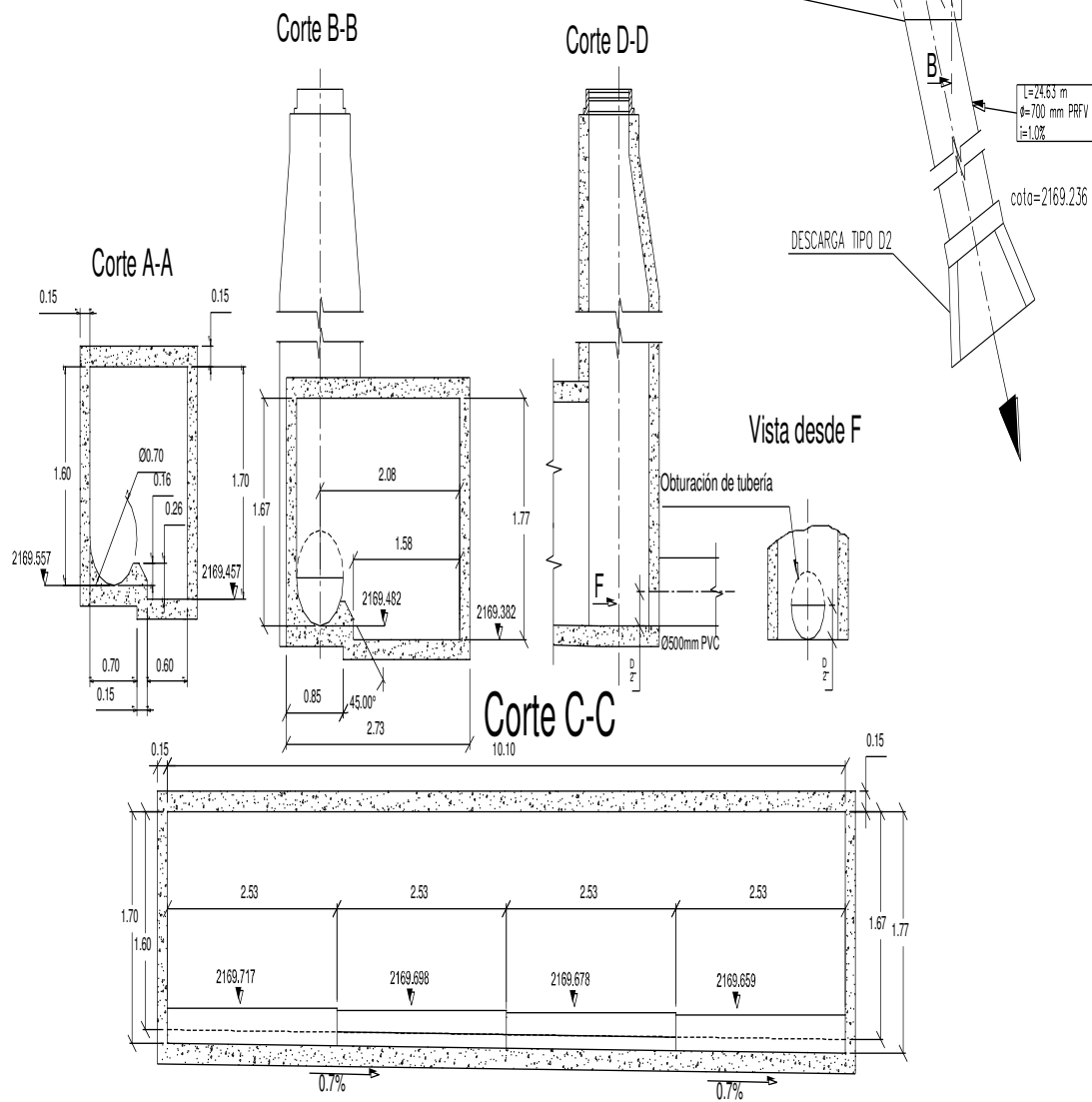
Technical drawing showing a drainage system layout. The drawing includes a plan view and a cross-section view.

Plan View:

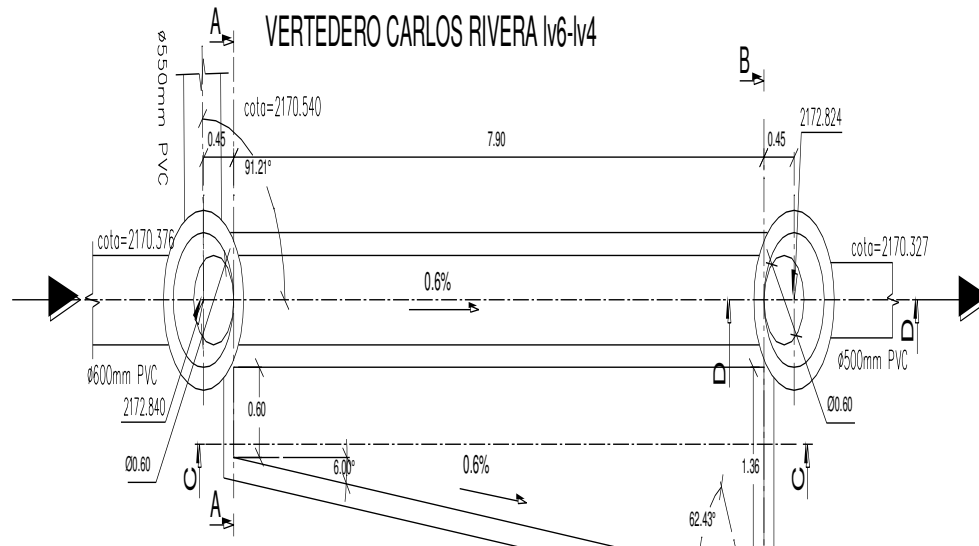
- Horizontal distance: 10.10
- Left manhole: $\phi 600\text{mm PVC}$, center elevation 2172.820
- Right manhole: $\phi 500\text{mm PVC}$, center elevation 2172.813
- Ground slope: 0.7%
- Manhole elevations: cota=2169.557 (left), cota=2169.482 (right)
- Manhole diameters: $\phi 700\text{mm PRFV}$ (left), $\phi 600\text{mm}$ (right)

Cross-section View:

- Ground slope: 0.7%
- Ground angle: 6.00°
- Ground elevation: 1.58
- Ground angle: 67.55°



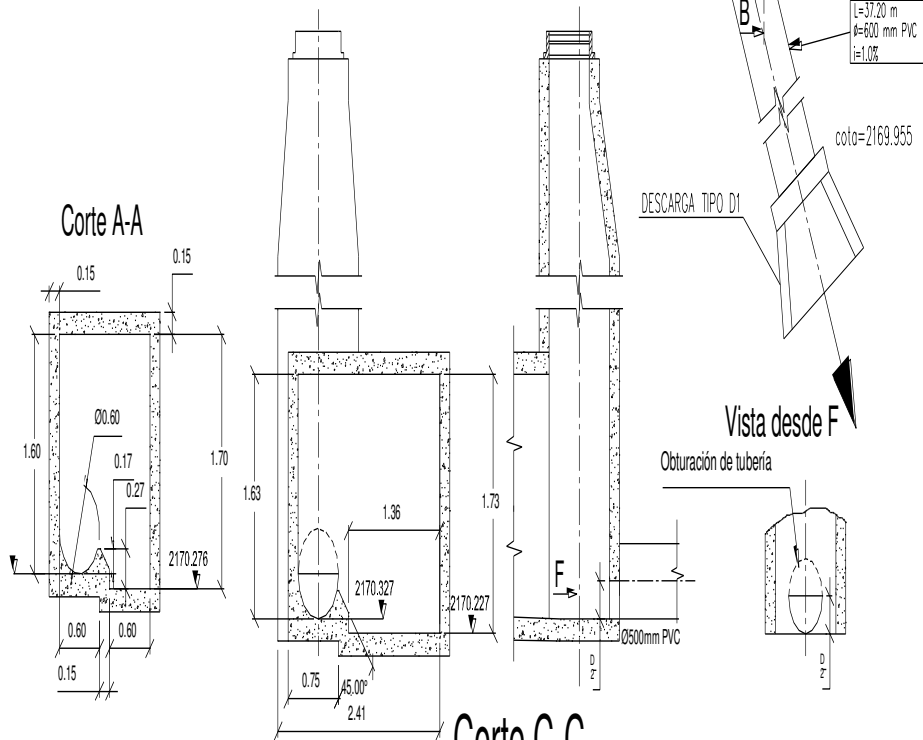
ALIVIADERO 9 VERTEDERO CARLOS RIVERA IV6-IV4



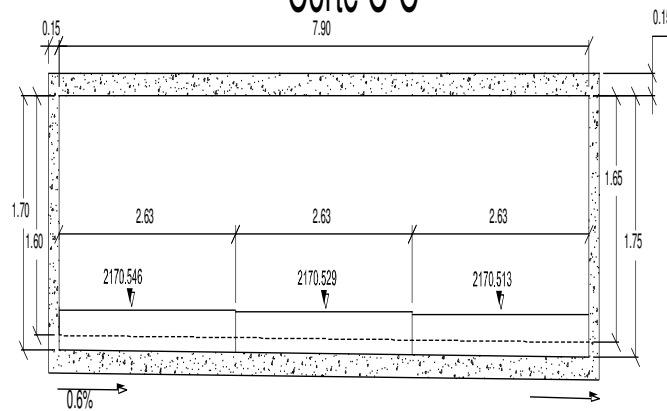
Corte B-B

Corte D-D

Corte A-A

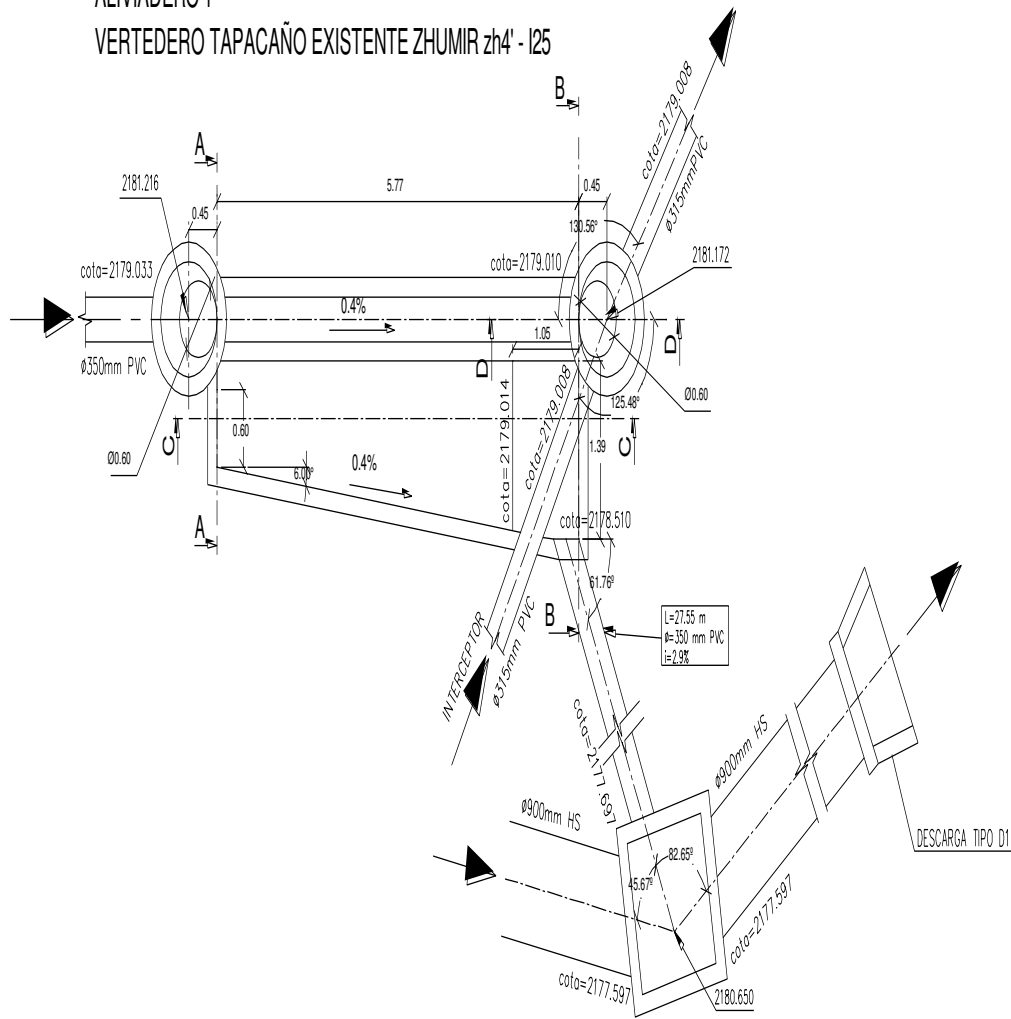


Corte C-C



ALIVIADERO 1

VERTEDERO TAPACAÑO EXISTENTE ZHUMIR zh4' - l25

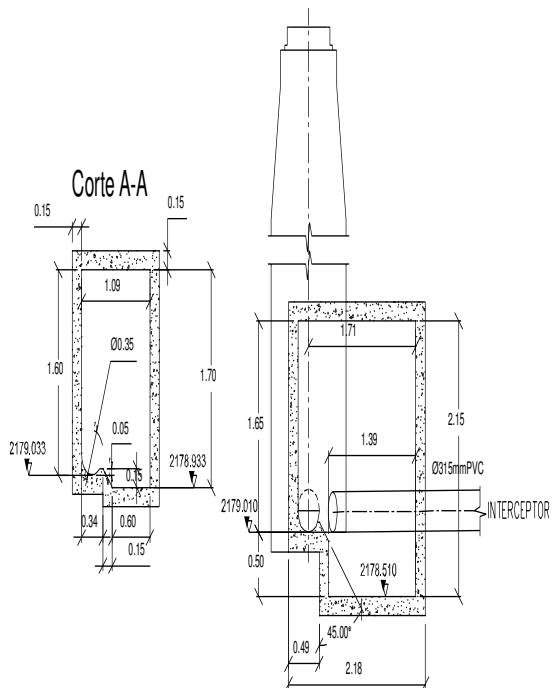


Corte B-B

Corte D-D

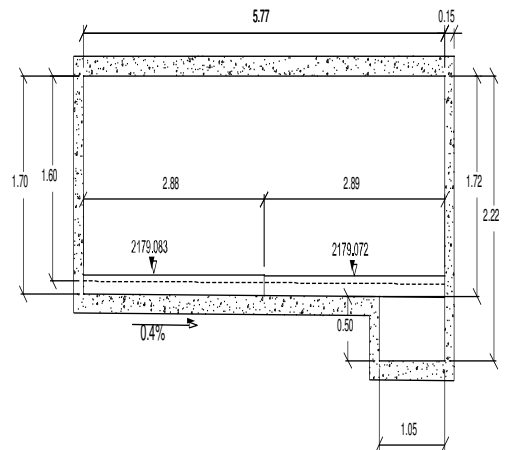
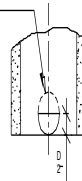
Corte A-A

Corte C-C



Vista desde F

Obturacion de tubería



ALVIADERO 3

VERTEDERO INTERCEPTOR lv21-lv20

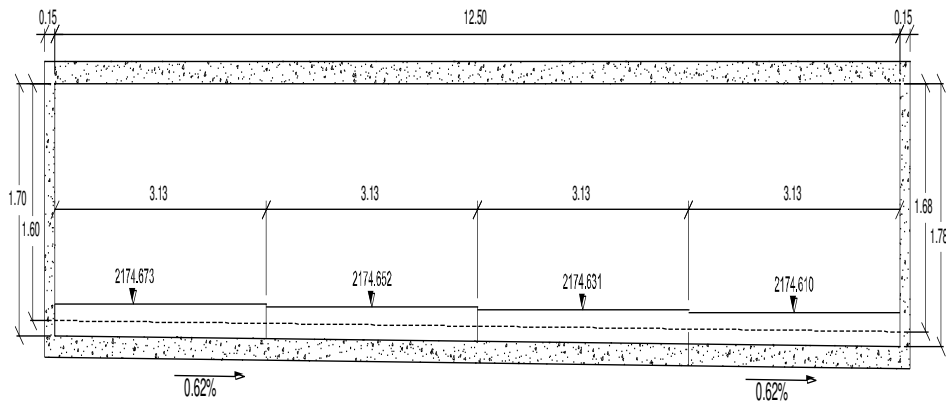
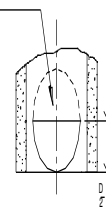
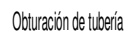
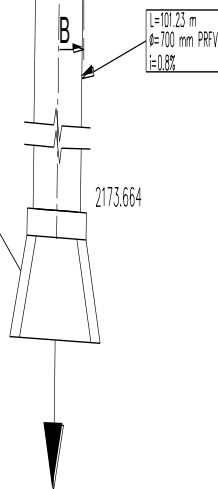
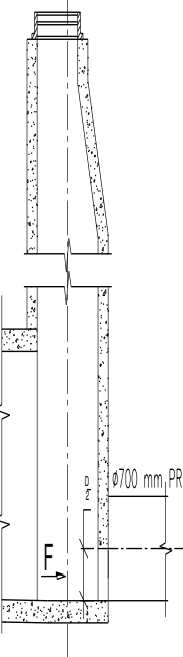
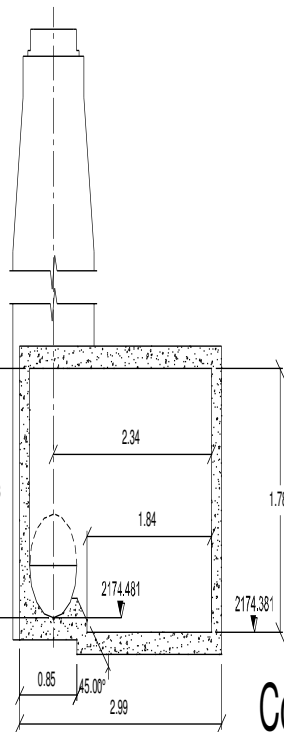
Technical drawing showing the plan and elevation views of a VERTEDERO INTERCEPTOR (Interceptor Inverted) structure.

Plan View (Top):

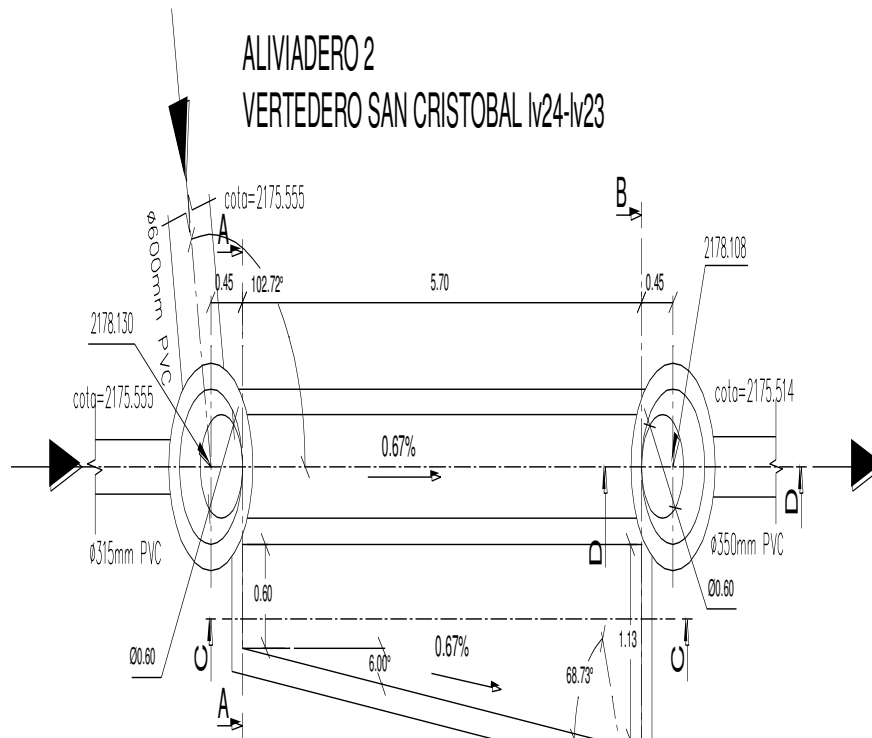
- Structure diameter: $\phi 700\text{mm PRFV}$
- Structure depth: $\phi 0.60$
- Structure height: 0.45
- Structure width: 0.60
- Structure angle: 101.66°
- Structure slope: 0.62%
- Structure length: 12.50
- Structure elevation: $\text{cota}=2175.190$
- Structure elevation: $\text{cota}=2174.563$

Elevation View (Bottom):

- Structure diameter: $\phi 700\text{mm PRFV}$
- Structure depth: $\phi 0.60$
- Structure height: 0.45
- Structure width: 0.60
- Structure angle: 6.00°
- Structure slope: 0.62%
- Structure length: 12.50
- Structure elevation: $\text{cota}=2174.481$
- Structure elevation: $\text{cota}=2177.310$



ALIVIADERO 2 VERTEDERO SAN CRISTOBAL lv24-lv23



Corte B-B

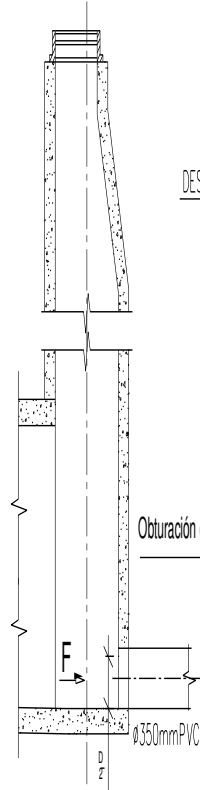
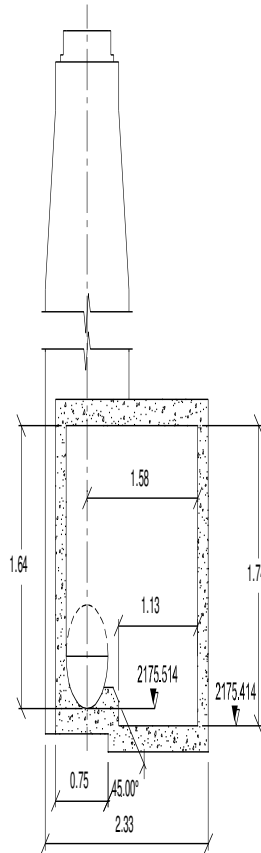
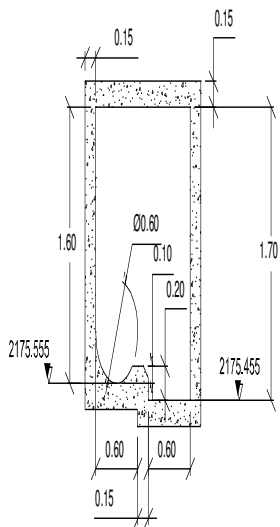
Corte D-D

L=110.58 m
D=600 mm PVC
i=1.0%

DESCARGA TIPO D1

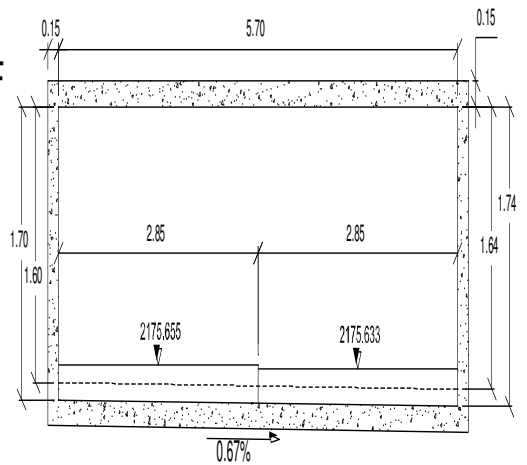
Corte C-C

Corte A-A

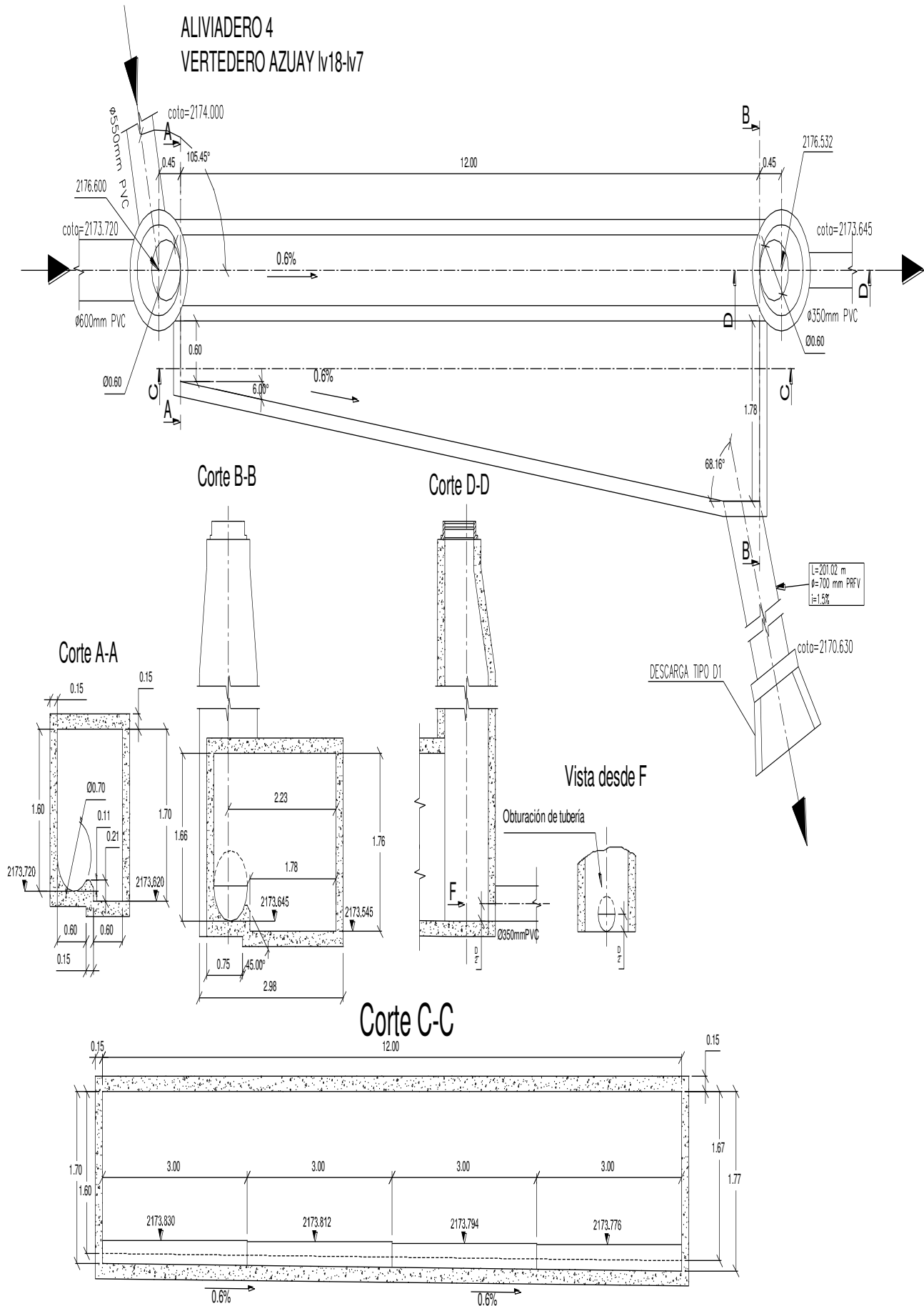


Vista desde F

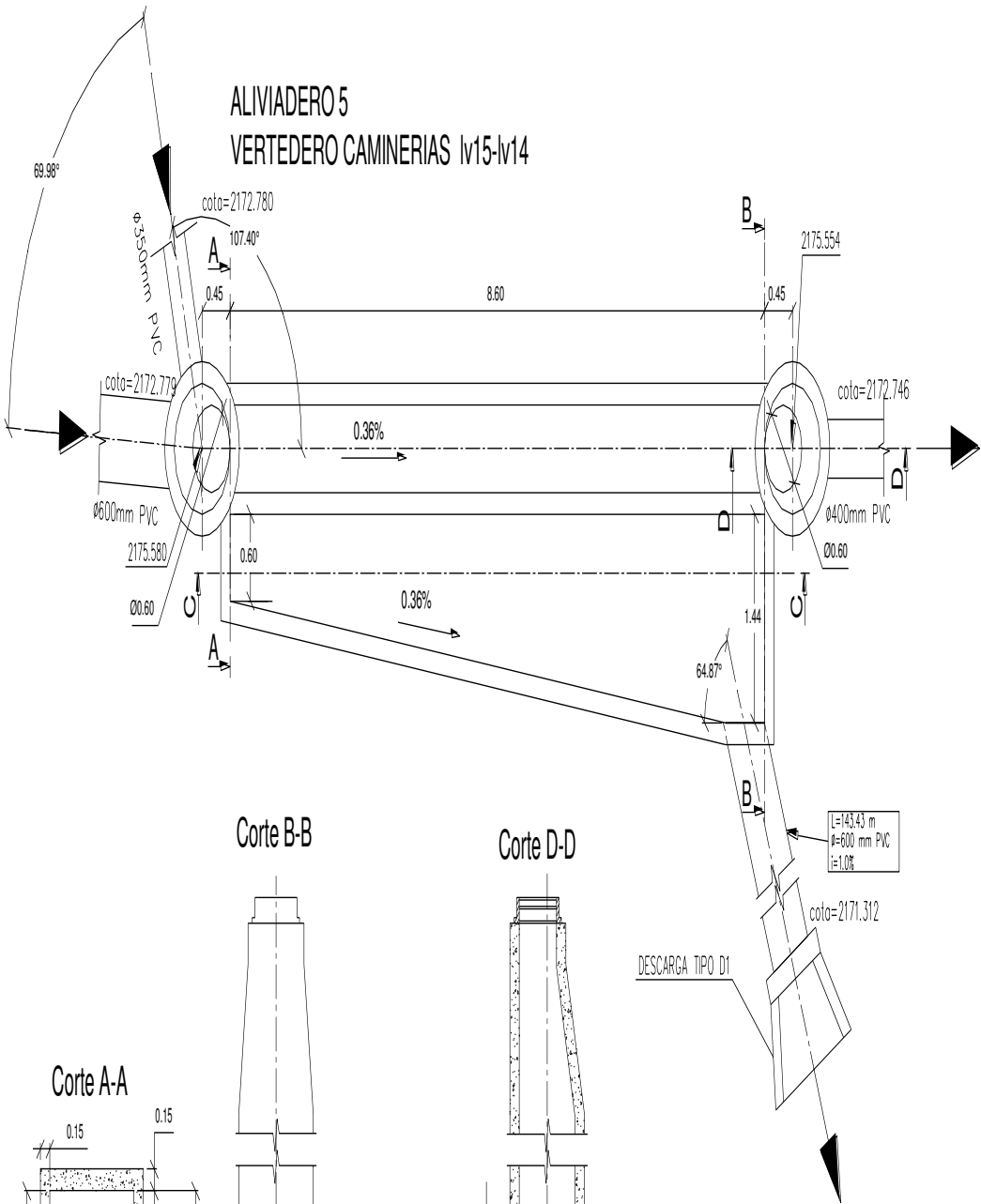
Obtención de tubería



ALIVIADERO 4 VERTEDERO AZUAY lv18-lv7



ALIVIADERO 5 VERTEDERO CAMINERIAS Iv15-Iv14

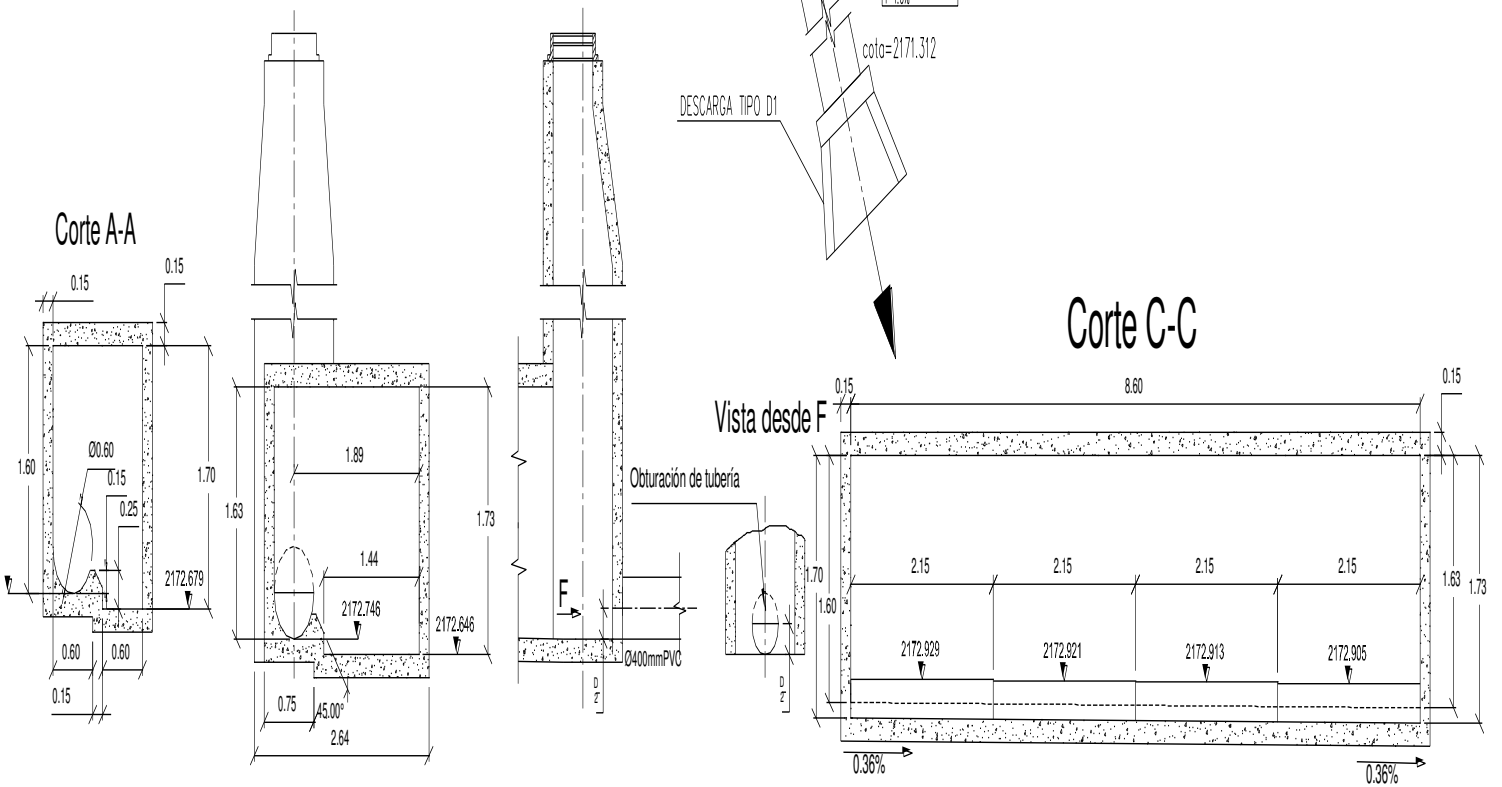


Corte B-B

Corte D-D

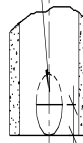
Corte A-A

Corte C-C

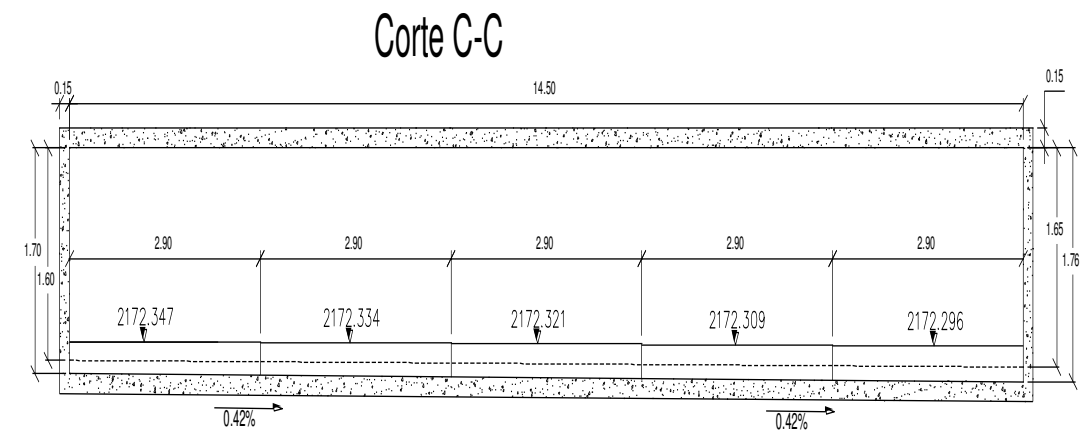
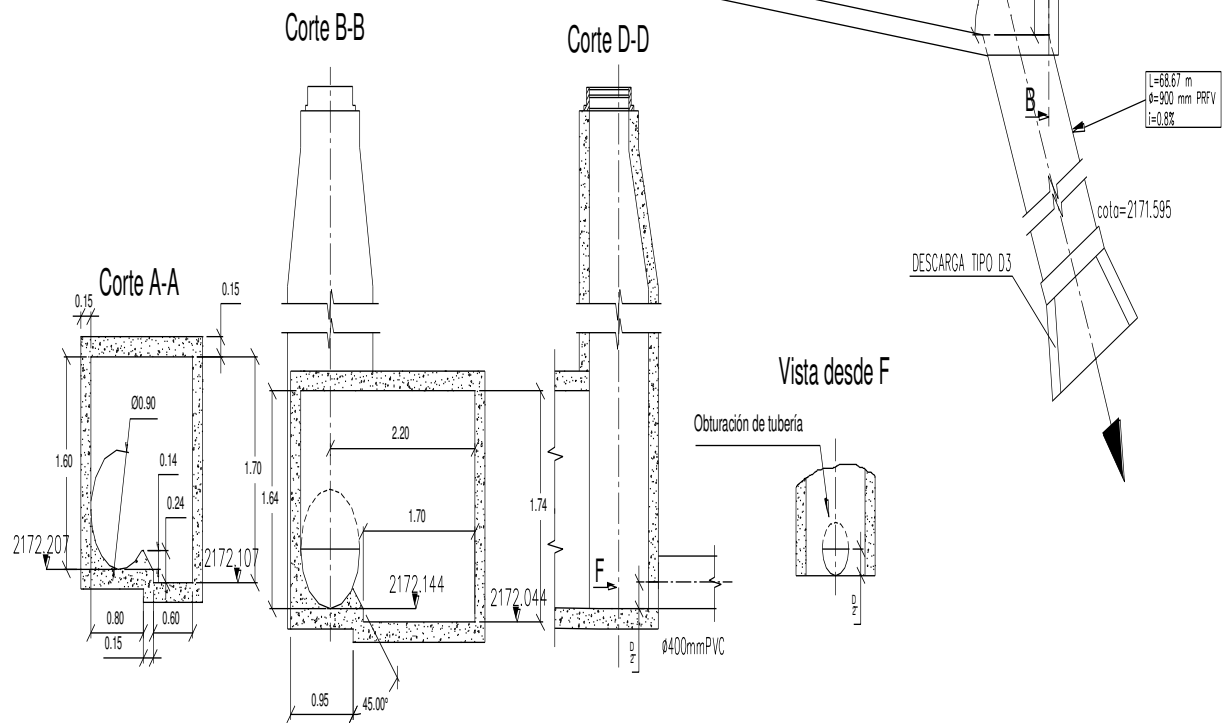
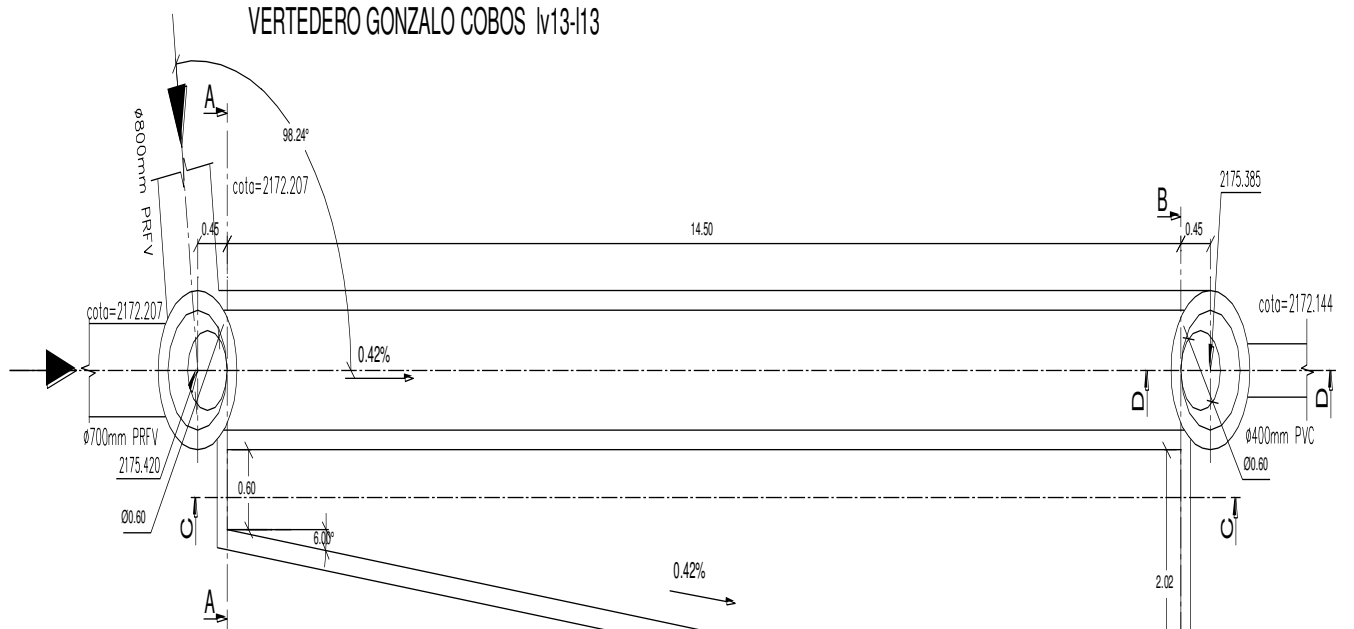


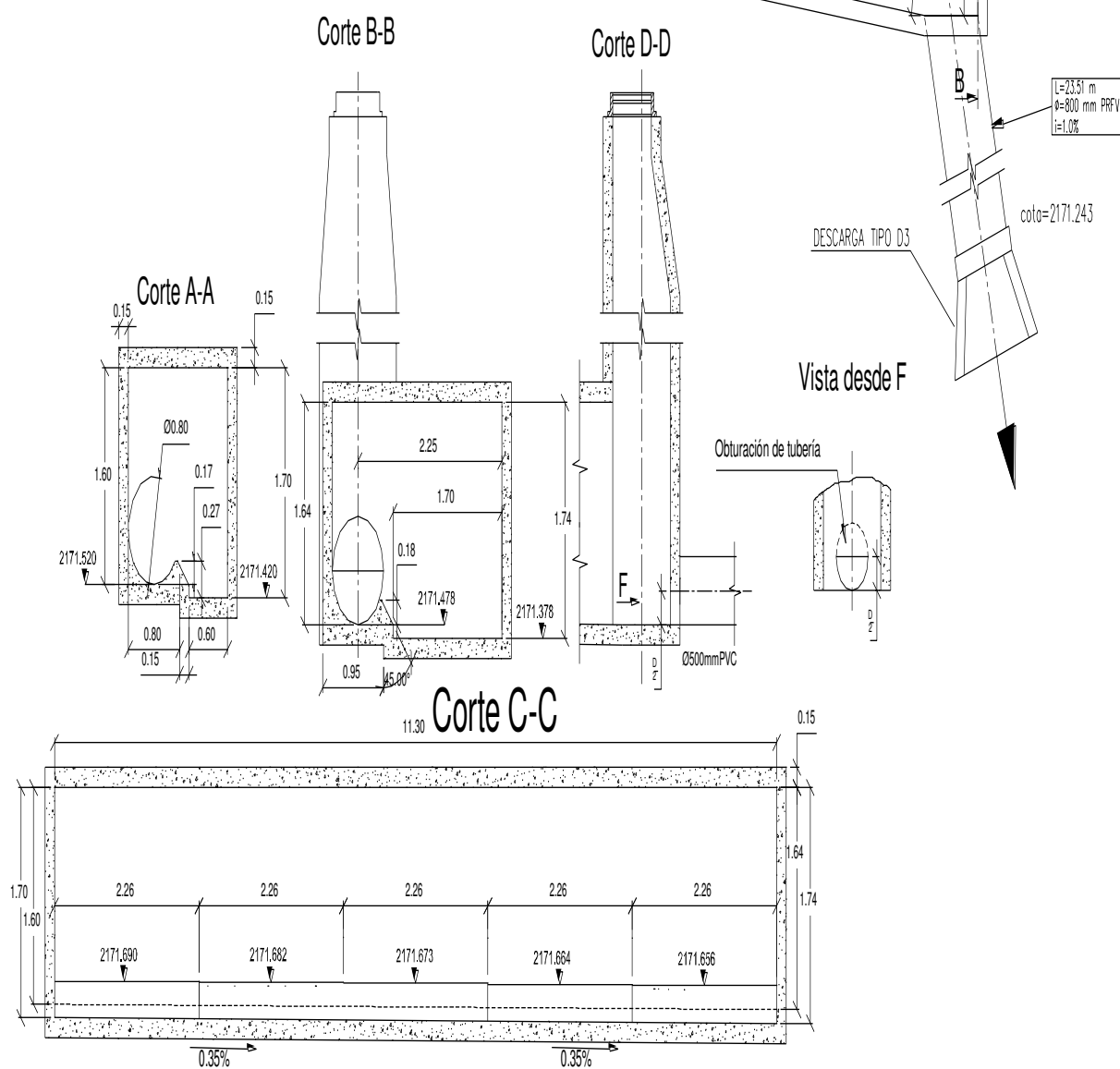
Vista desde F

Obtención de tubería

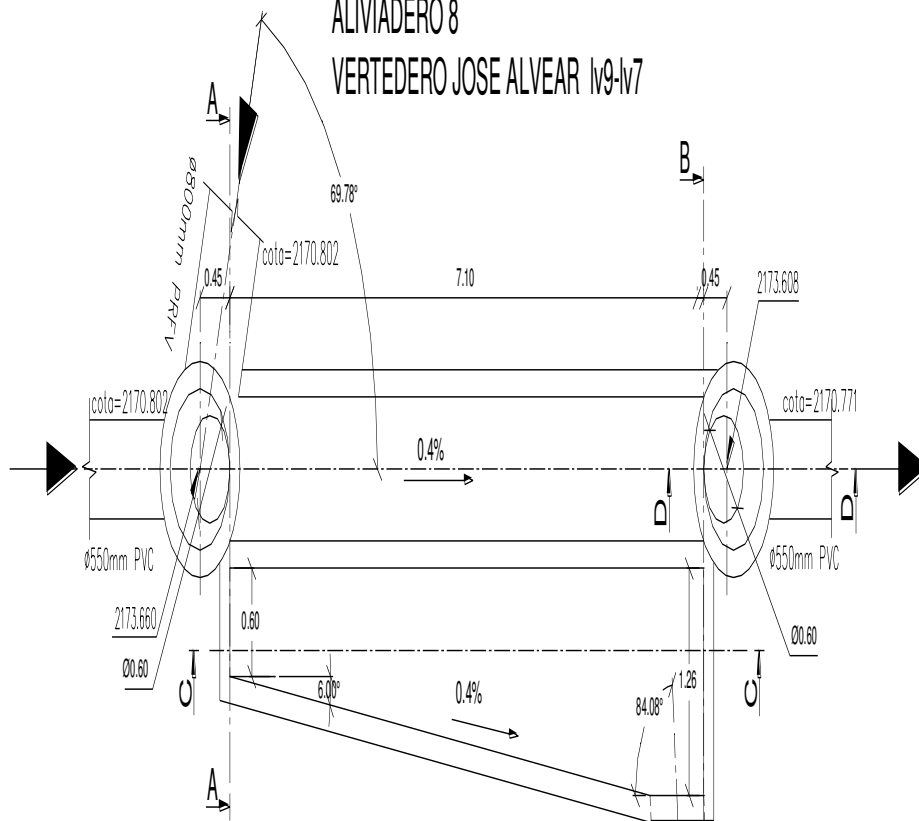


VERTEDERO GONZALO COBOS Iv13-I13



[illegible]

ALIVIADERO 8 VERTEDERO JOSE ALVEAR Iv9-Iv7



Corte B-B

Corte D-D

DESCARGA TIPO D3

cota=2170.412

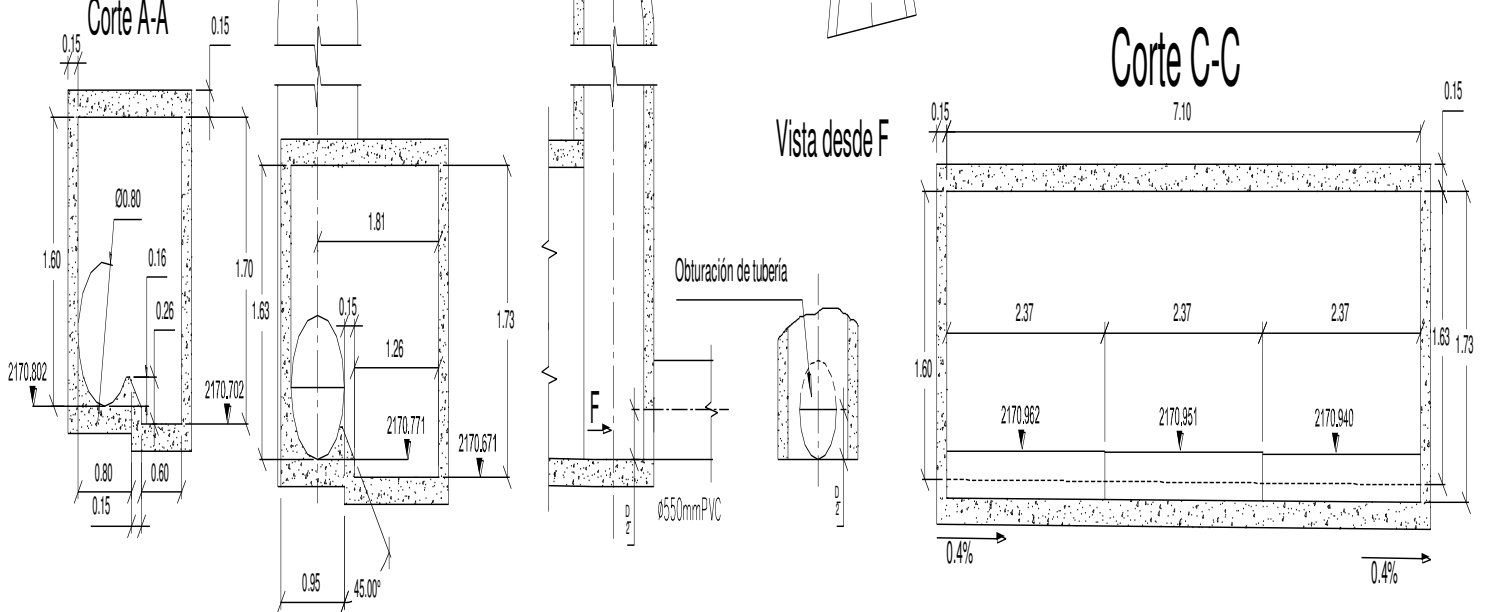
L=35.90 m
Ø=800 mm PPRV
i=1.0%

Corte A-A

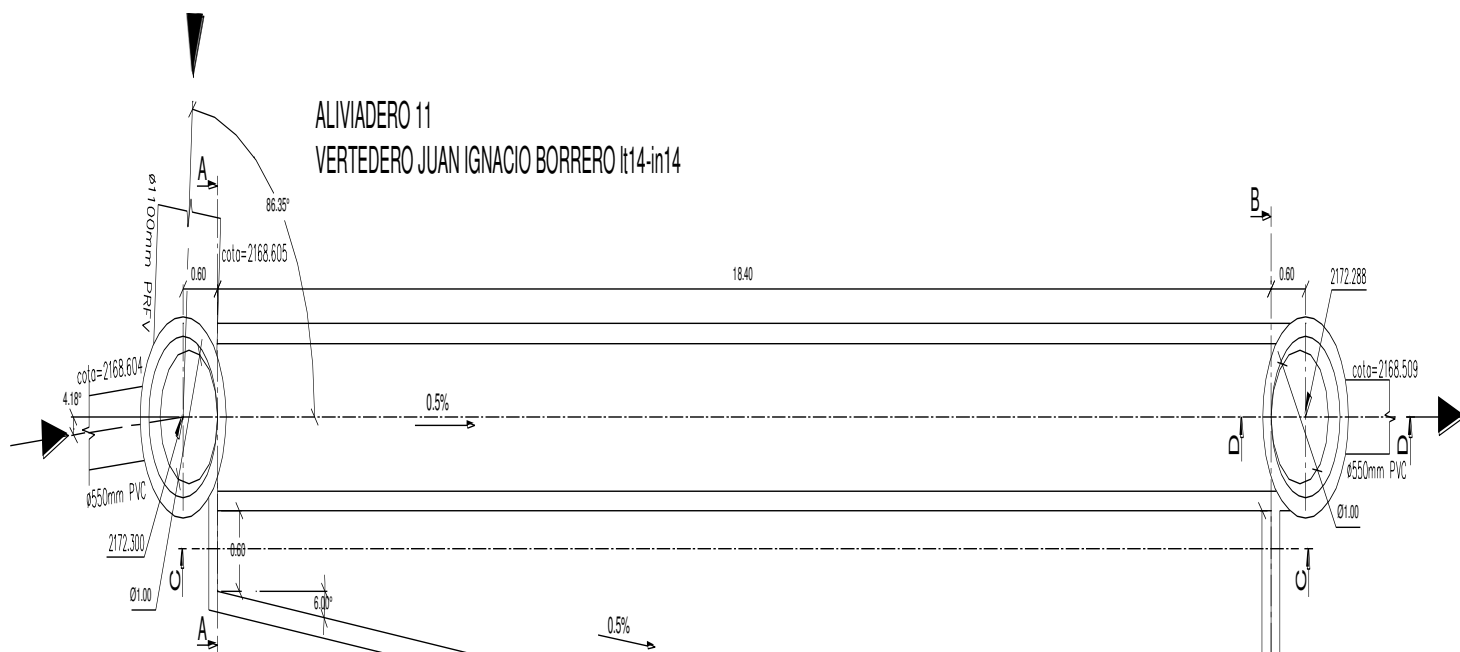
Corte C-C

Vista desde F

Obtención de tubería



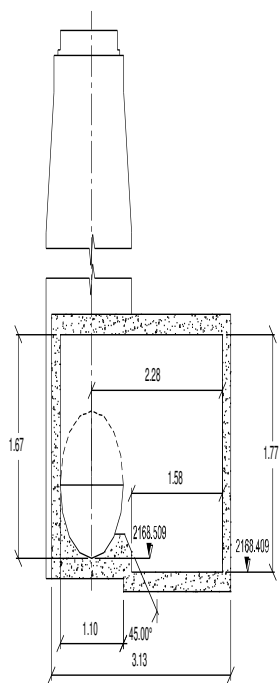
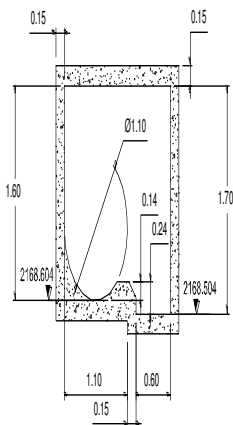
ALIVIADERO 11 VERTEDERO JUAN IGNACIO BORRERO It14-in14



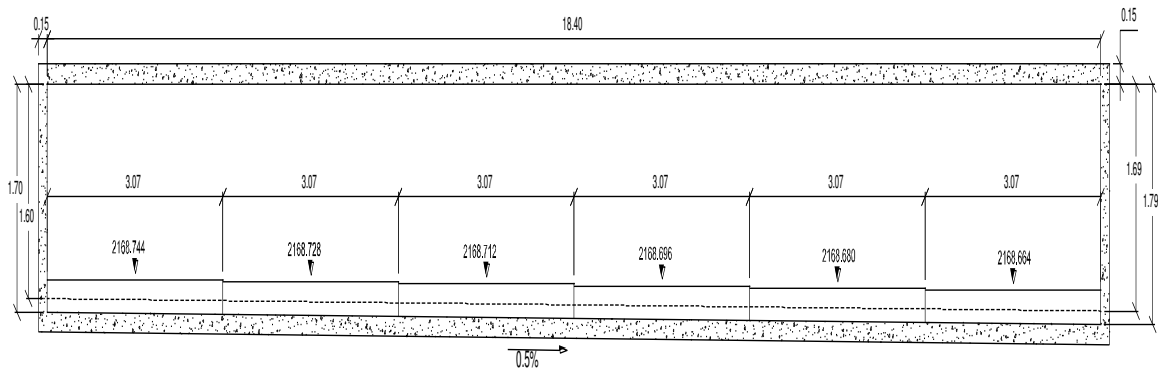
Corte B-B

Corte D-D

Corte A-A

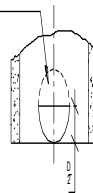


Corte C-C



Vista desde F

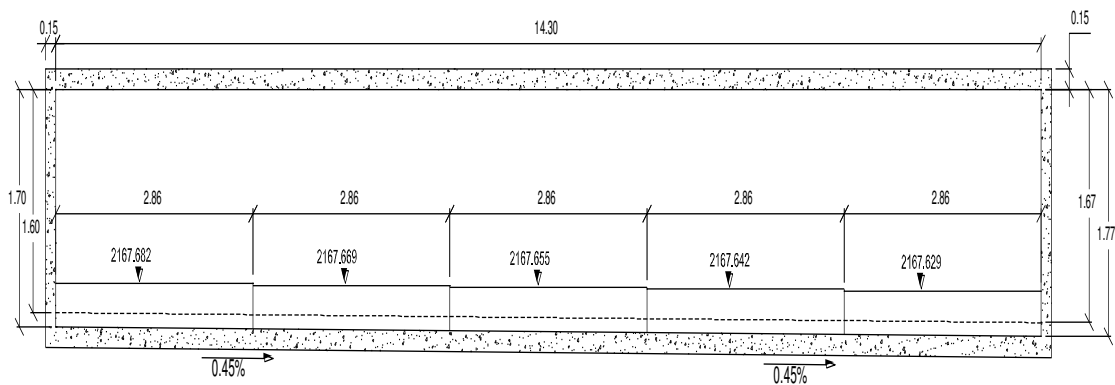
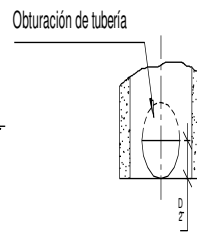
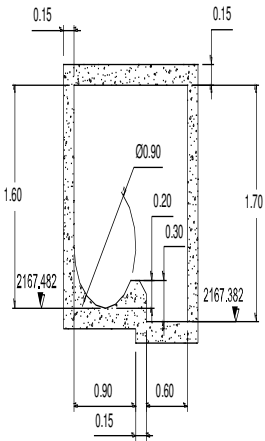
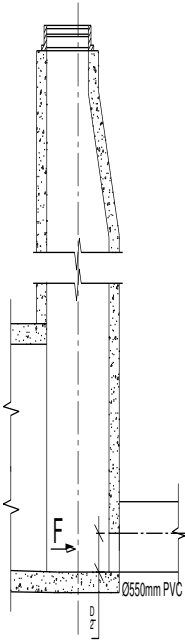
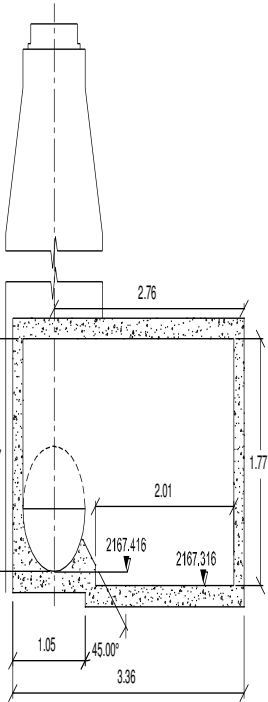
Obtención de tubería



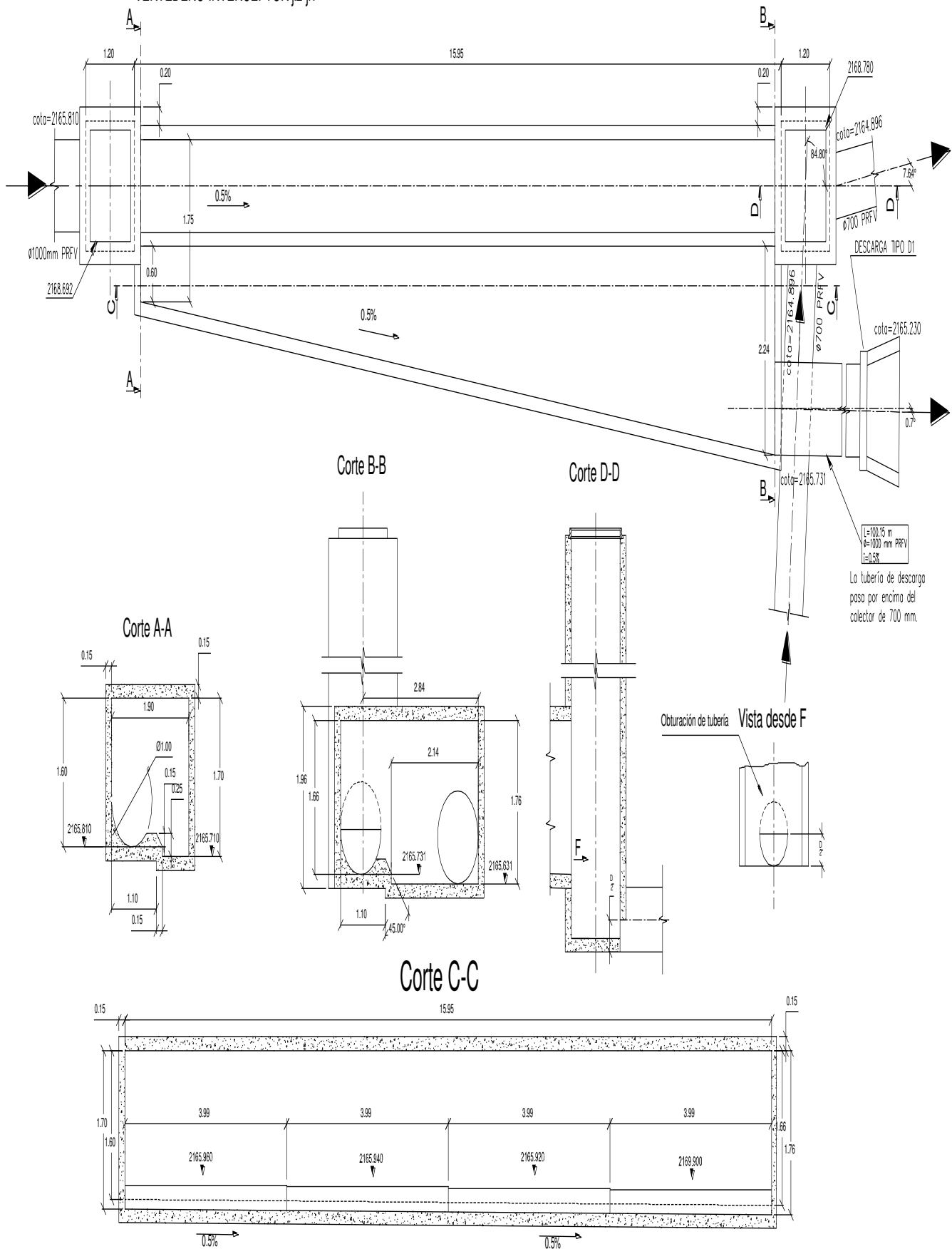
DESCARGA TIPO D2

L=40.85 m
Ø=1100 mm PFRV
i=0.8%

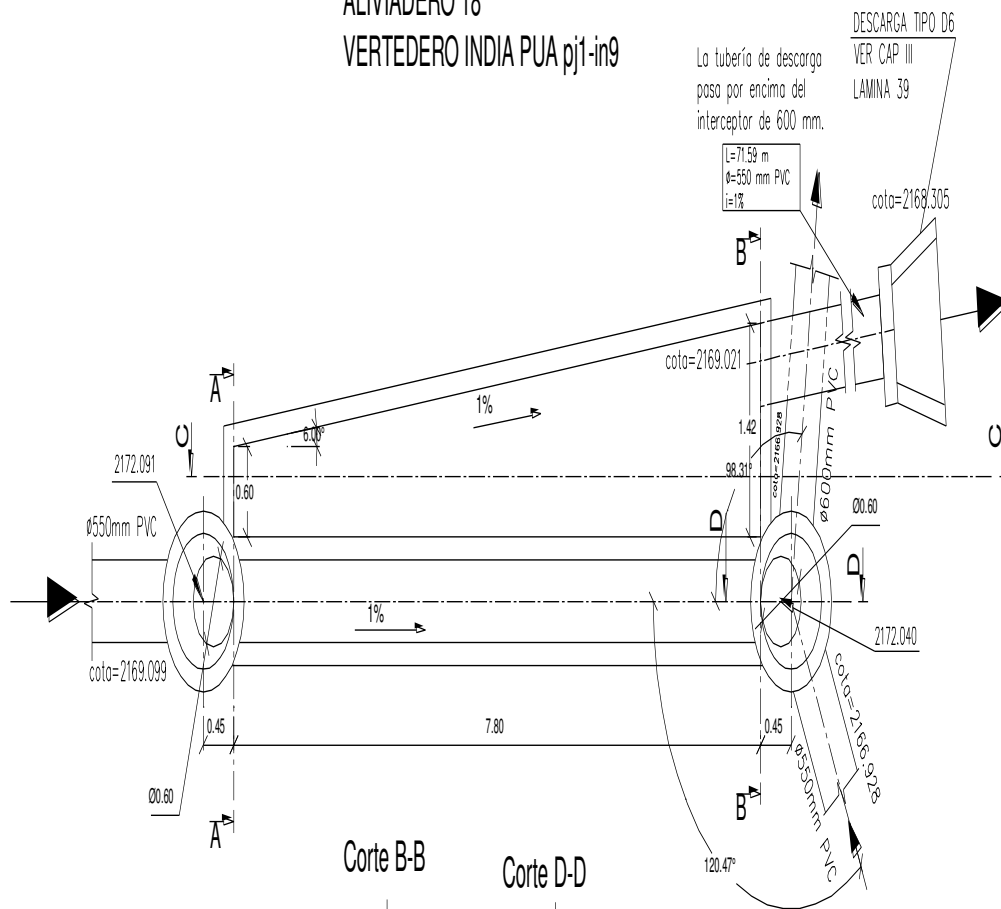
cota=2168.184



ALVIADERO 13 VERTEDERO INTERCEPTOR j2-j1



ALIVIADERO 18 VERTEDERO INDIA PUA pj1-in9

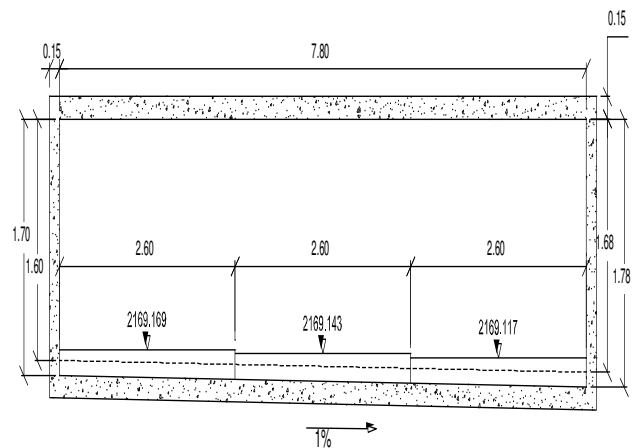
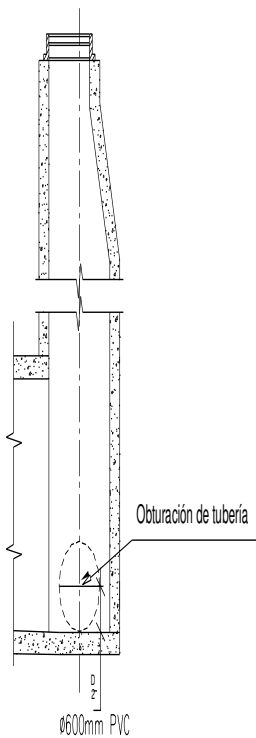
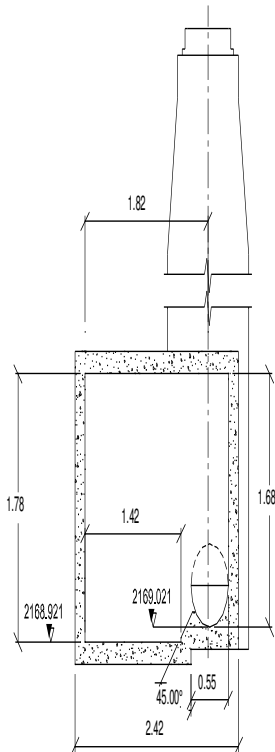
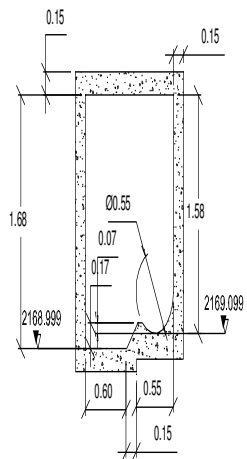


Corte B-B

Corte D-D

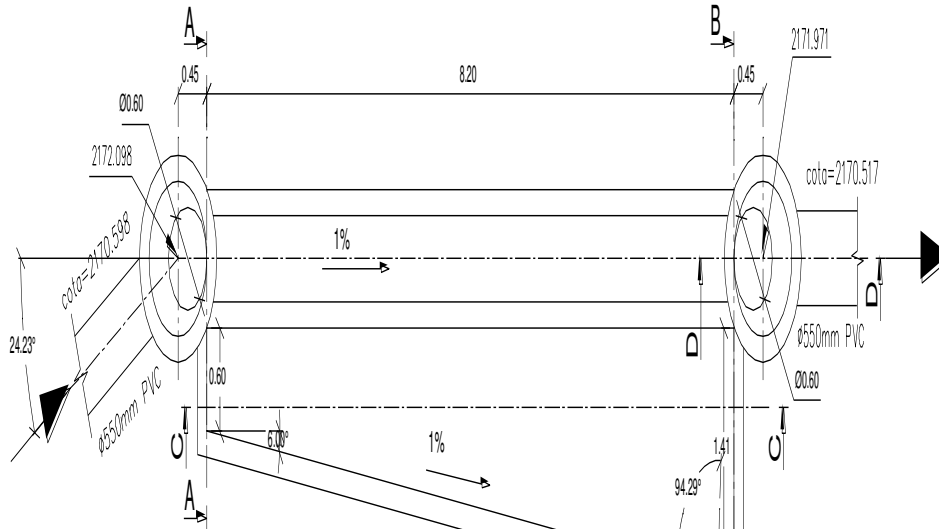
Corte A-A

Corte C-C



ALIVIADERO 17

VERTEDERO HUAYNA CAPAC nv6-nv7



Corte B-B

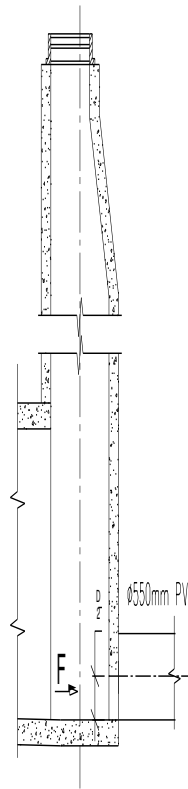
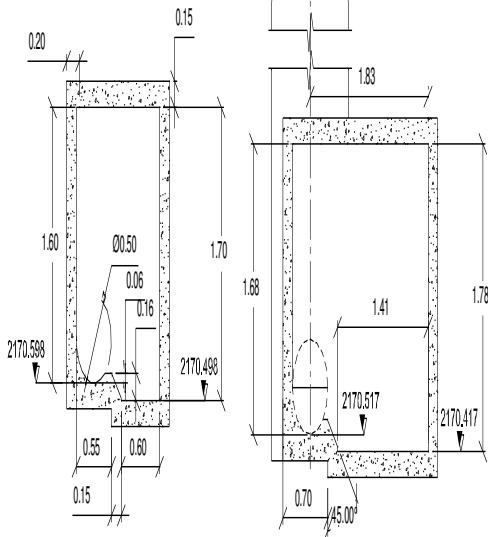
Corte D-D

DESCARGA TIPO D6
VER CAP III
LAMINA 39

cota=2170.406

Corte A-A

Corte C-C



Vista desde F

Obturacion de tubería

