



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO TÉCNICO
PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA:

“MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO DE LA PANAMERICANA SUR, PARROQUIA HUACHI GRANDE”

AUTOR: Erick Andrés Mayorga Ocaña

TUTOR: Ing. Alex Xavier Frías Torres, Mg.

AMBATO - ECUADOR

Septiembre - 2023


APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Proyecto Técnico, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, con el tema: **“MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO DE LA PANAMERICANA SUR, PARROQUIA HUACHI GRANDE”**, elaborado por el Sr. Erick Andrés Mayorga Ocaña, portador de la cédula de ciudadanía C.I. 1803648359, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente Proyecto Técnico es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Está concluido en su totalidad.

Ambato, septiembre 2023



Ing. Alex Xavier Frías Torres, Mg.
TUTOR

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Erick Andrés Mayorga Ocaña, con C.I. 1803648359 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente Proyecto Técnico con el tema: **“MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO DE LA PANAMERICANA SUR, PARROQUIA HUACHI GRANDE”**, así como también los análisis, gráficas, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el misma.

Ambato, septiembre 2023



Erick Andrés Mayorga Ocaña

1803648359

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato para que haga de este Proyecto Técnico o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la institución.

Cedo los derechos en línea patrimoniales de mi Proyecto Técnico, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, septiembre 2023



Erick Andrés Mayorga Ocaña

1803648359

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe de este Proyecto Técnico realizado por el estudiante **Erick Andrés Mayorga Ocaña**, de la Carrera de Ingeniería Civil, bajo el tema **“MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO DE LA PANAMERICANA SUR, PARROQUIA HUACHI GRANDE”**

Ambato, septiembre 2023

Para constancia firman:

Ing. Myriam Marisol Bayas Altamirano, Mg.

MIEMBRO CALIFICADOR

Ing. Gabriela Lourdes Peñafiel Valla, Mg.

MIEMBRO CALIFICADOR

DEDICATORIA

A mi sacrosanta y querida madre Carmen Ocaña por sobre todo, una mujer ejemplar que me formó, me guio, ahora es mi ángel de la guarda, espero honrar su memoria siempre, no solo profesionalmente, sino en esta etapa de recuperación, fue una promesa y la voy a cumplir así me tome más años; a mi hermana Carolina, tan importante en este periplo que me tocó vivir, que no me ha dejado caer emocionalmente ni de ninguna forma; a mi padre, Franklin, a pesar de la distancia no ha dejado de estar junto a nosotros; a mi cuñado, Rolando Pazmiño; al Sr. Rodrigo Paredes; familiares y amigos que han estado conmigo cuando he necesitado su ayuda, importantes de una u otra forma.

AGRADECIMIENTOS

A mi madre que en vida me educó siempre para ser buena persona, es el mayor lamento de mi vida el que no pueda ver esto, siempre voy a estar agradecido con ella y siempre la voy a tener presente; a mi hermana que siempre ha estado ahí, ha sido un baluarte muy importante en mi vida y más después de lo fatídico de perder a mi madre y lo que me pasó, presta a ayudar; a mi padre cuya ayuda no ha faltado; a mi cuñado, Rolando Pazmiño; al Sr. Rodrigo Paredes, compañero hasta el final para mi mamacita y un apoyo para nosotros; a mi familia que en momentos de ayuda trataron de estar ahí para mí y a mis amigos, personas maravillosas, amigos increíbles que he conocido a lo largo de mi vida; a la Ing. Daniela quien estuvo presta para corregirme errores y guiarme en este trabajo cuando lo necesité.

Al Ing. Victor Almache de la EP-EMAPA-A que fue quien me dio la apertura para realizar este proyecto de tesis y por brindarme las facilidades para realizar esto.

A mis profesores de la facultad de ingeniería civil que me formaron y guiaron en mi proceso educativo y al Ing. Alex Frías por su guía en este proyecto.

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

APROBACIÓN DEL TUTOR.....	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTOS	vii
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
ÍNDICE DE TABLAS	xii
RESUMEN EJECUTIVO	xiii
ABSTRACT.....	xiv
CAPITULO I.....	1
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes	1
1.1.1 Reseña Histórica.....	1
1.1.2 Justificación.....	2
1.2 Condiciones del área	4
1.2.1 Abastecimiento de Agua Potable	4
1.2.2 Ubicación del proyecto	5
1.2.3 Acceso al sistema de alcantarillado.....	7
1.2.4 Clima.....	8
1.2.5 Actividad Económica	9
1.2.6 Natalidad y Morbilidad	9
1.2.7 Turismo	9
1.3 OBJETIVOS.....	10
1.3.1 Objetivo General	10
1.3.2 Objetivos Específicos.....	10
1.4 Fundamentación Teórica	10
1.4.1 Relación entre consumo y población	10
1.4.2 Estimación de la población	11
1.4.3 Población Futura	11

1.4.4	Tendencia y tasa de crecimiento	11
1.4.5	Población Actual	13
1.4.6	Población Flotante.....	13
1.4.7	Agua potable	14
1.4.8	Tipos de Alcantarillado	20
1.4.9	Alcantarillado sanitario	22
1.4.10	Dimensionamiento de las tuberías	29
1.4.11	Criterios Normativos de Alcantarillado Sanitario.....	34
1.4.12	Alcantarillado Pluvial.....	35
1.4.13	Obras Complementarias	44
1.4.14	Criterios Normativos de la red pluvial	48
CAPÍTULO II		50
2	METODOLOGÍA.....	50
2.1	Descripción de la metodología	50
2.2	Obtención de Parámetros iniciales para diseño	51
2.2.1	Estudios Topográficos.....	51
2.2.2	Agua Potable	52
2.2.3	Alcantarillado Sanitario	61
2.2.4	Alcantarillado Pluvial.....	61
3	CÁLCULO HIDRAULICOS	65
3.1	RED DE AGUA POTABLE	65
3.2	RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO	65
3.2.1	Áreas de aportación.....	65
3.2.2	Caudal de Diseño	66
3.2.2.3	<i>Caudal por infiltración</i>	67
3.2.3	Cálculo Hidráulico	69
3.3	RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.....	1
3.3.1	Trazado de la red y áreas de aportación	1
3.3.2	Caudal de diseño de aguas lluvias.....	1
3.3.3	Cálculos de dimensionamiento de la tubería.....	3
4	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	1
4.1	Conclusiones	1
4.2	Recomendaciones	2
BIBLIOGRAFÍA		2

ANEXOS	3
--------------	---

ÍNDICE DE FIGURAS

Ilustración 1. Ubicación macro	5
Ilustración 2: Ubicación meso.....	6
Ilustración 3: Ubicación micro.....	6
Ilustración 4. Distribución anual de la precipitación promedio en el cantón Ambato.	8
Ilustración 5. Hipótesis de diseño contra incendios	19
Ilustración 6. Dotación de agua contra incendios	19
Ilustración 7: Alcantarillado Sanitario	20
Ilustración 8: Alcantarillado Pluvial	21
Ilustración 9: Alcantarillado Combinado.....	21
Ilustración 10: Alcantarillado Mixto.....	22
Ilustración 11: Ubicación de las redes de agua potable y alcantarillado.....	28
Ilustración 12: Condición a tubería llena	31
Ilustración 13: Condición a tubería parcialmente llena.....	32
Ilustración 14: Curvas de propiedades hidráulicas para flujo de tuberías a gravedad	33
Ilustración 15: Ejemplo de monograma para determinar el te	41
Ilustración 16: Áreas de aporte	43
Ilustración 17: Distancia entre pozos	47
Ilustración 18. Curvas de nivel de la zona de estudio.....	52
Ilustración 19: Método Lineal.....	53
Ilustración 20: Método Geométrico	54
Ilustración 21: Método Exponencial	56
Ilustración 22: Resultados de los tres métodos	56
Ilustración 23. Área de aportación para el tramo P16-P17	65
Ilustración 24. Catálogo de tuberías NOVAFOR PLUS.....	70
Ilustración 25. Perfil longitudinal tramo P16-P17	72
Ilustración 26. Áreas de aportación para la red de alcantarillado pluvial	1
Ilustración 27. Áreas de aportación para el tramo P12-P13.....	2
Ilustración 28. Perfil longitudinal tramo P12-P13	4

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Disponibilidad de agua en Huachi Grande	4
Tabla 2: Acceso de la población a sistemas de alcantarillado o eliminación de excretas.....	7
Tabla 3: Vida Útil de los materiales.....	14
Tabla 4: Dotación media actual recomendada según población y clima	15
Tabla 5: Caudales de Diseño.....	18
Tabla 6: Período de diseño en función del sistema	22
Tabla 7: Período de diseño en función de la población	22
Tabla 8: Período de diseño en función de los componentes	23
Tabla 9: Valores de coeficiente M	25
Tabla 10: Valores de infiltración (1/m).....	26
Tabla 11: Valores del coeficiente de rugosidad de Manning.....	31
Tabla 12: Velocidades máximas	34
Tabla 13: Valores del coeficiente C	36
Tabla 14: Valores de C para diversos tipos de superficie	36
Tabla 15: Valores recomendados para determinar la intensidad	38
Tabla 16: Tiempos de entrada recomendados para distintas zonas.....	39
Tabla 17: Valores de m para la ecuación de Kerby	40
Tabla 18: Valores de a para la ecuación de S.C.S. U.S.....	40
Tabla 19: Distancia entre pozos	45
Tabla 20: Diámetros recomendados de pozos de revisión.....	47
Tabla 21: Tendencia Lineal.....	53
Tabla 22: Tendencia Geométrica	54
Tabla 23: Tendencia Exponencial.....	55
Tabla 24: Tendencia escogida.....	57
Tabla 25: Población Flotante de la parroquia Huachi Grande	58
Tabla 26. Relaciones hidráulicas para conductos circulares	75
Tabla 27. Resumen de diseño de Alcantarillado Sanitario	1
Tabla 28. Resumen diseño de alcantarillado pluvial.....	1

RESUMEN EJECUTIVO

La parroquia Huachi Grande, ubicada en el extremo norte de la ciudad de Ambato, ha experimentado un cambio en el uso del suelo en los últimos años. Pasando de ser una parroquia netamente agrícola a ser parcialmente residencial como producto del crecimiento urbano. Como consecuencia, los sistemas de saneamiento existentes no abastecen la demanda actual. Por tal razón, la empresa municipal de agua potable Ambato EP EMAPA A sugiere la necesidad del mejoramiento del sistema de alcantarillado en el tramo perteneciente a la carretera Panamericana. Por lo tanto, se plantea el diseño de un sistema de alcantarillado separado. Es decir, un sistema de recolección de aguas servidas y un sistema de recolección aguas lluvias independientes.

El presente diseño se alinea con la normativa vigente ecuatoriana, CPE INEN 5 Parte 9: Normas para Estudio y Diseño de Sistemas de Agua Potable y Disposición de Aguas Residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes. Resultando en un sistema de alcantarillado separado para una población futura proyectada a 25 años. La propuesta incluye 2.79 km de tubería de PVC para el sistema sanitario y 1.40 km de tubería del mismo material para el sistema pluvial y 51 pozos de revisión en total.

Este diseño constituye un aporte para el mejoramiento del sistema de saneamiento y de drenaje de la parroquia Huachi Grande y con ello el mejoramiento de la calidad de vida de su población.

Palabras clave: agua, alcantarillado, sanitario, pluvial, huachi

ABSTRACT

The Parish of Huachi Grande, located in the north edge of Ambato city, has experienced a change in its land use during the last years. Going from a purely agricultural region to a partially residential due to urban growth. Consequently, the existing sanitary system does not satisfy the current demand. For that reason, the public company of drinking water from Ambato EP EMAPA A suggests the need of an improvement in the sewage system in the stretch belonging to the Panamericana road. Therefore, a separate sewage system is proposed. It means, a collection network for residual water and a collection network for storm water independent to each other.

This design is aligned to the current Ecuadorian standard, CPE INEN 5 Part 9: Standard for study and design of drinking water systems and sewage systems for populations above 1000 inhabitants. Resulting in a separate network system for a future population projected toward 25 years. This proposal includes 2.79 km of PVC pipe for the residual water system, 1.40 km for the storm water system and 51 manholes overall.

This design constitutes a contribution to the improvement of the sanitary and drainage system of the Huachi Grande Parish. Hence, it is a positive impact in the quality of life of its population.

Key words: wáter, sewage, sanitary, storm, Huachi

CAPITULO I

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

1.1.1 Reseña Histórica

Desde el principio de los tiempos el ser humano ha buscado mejorar su estilo de vida a través de varios factores: caza, pesca, recolección, migración, mismos que han sido determinantes para su desarrollo y evolución como especie; a través de los años el ser humano ha desarrollado técnicas para mejorar su calidad de vida, uno de estos desarrollos y se podría decir que de los más importantes alcanzados por el ser humano ha sido sin lugar a duda los sistemas de agua potable y alcantarillado.

Si bien es cierto los romanos no fueron los primeros en utilizar estos sistemas, son reconocidos entre otras cosas por sus acueductos y sistema de alcantarillado que conducía los desechos de la población hacia el Tíber, evolucionando cada vez más hasta tener un sistema de alcantarillas parecido a los drenajes modernos; la primera red moderna de alcantarillado como se conoce en la actualidad fue construido en 1843 en la ciudad de Hamburgo, Alemania.

El ser humano ha dependido del agua desde el inicio de los tiempos, uno de los principales motivos para esta afirmación es que los humanos se asentaban y aún se asientan cerca de los ríos o lagos para aprovechar su agua, con el pasar del tiempo se han ido desarrollando métodos para su transporte, los romanos lo hacían a través de sus acueductos y su método de purificación era el tratamiento por aireación, así hasta llegar a 1804 cuando en Paisley, Escocia, se construyó el primer sistema de suministro de agua potable para una ciudad completa.

El Gobierno Ecuatoriano fundó, en 1965 el Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (IEOS), adscrito al Ministerio de Salud, con las funciones de planificación nacional, normativa técnica, ejecución de sistemas de agua potable y saneamiento, brindar asesoría técnica, etc. El IEOS, constituyó uno de los brazos ejecutores del Estado de mayor relevancia, alcanzando logros importantes en las coberturas de agua y saneamiento. Es así como en agua potable se dio un incremento en las coberturas del 20% al 60.5% promedio nacional desde 1961 a 1999; en alcantarillado sanitario del 14% al 51.5% en el mismo período.

A partir de la vigencia de la Ley de Modernización del Estado, el ex-IEOS inició un proceso de transferencia de los acueductos hacia los municipios y comunidades para que se encarguen de su operación, mantenimiento y administración, iniciándose así las primeras acciones en el ámbito de la descentralización.

Una de las tantas metas trazadas por el gobierno nacional para el año 2030 es alcanzar un trabajo coordinado entre el Gobierno Central y los Gobiernos Autónomos Descentralizados que harán posible la universalización de los servicios básicos como agua potable y alcantarillado.

Contar con agua potable y alcantarillado permite: mejorar la salud de la población al reducir los casos de enfermedades parasitarias y gastrointestinales; disminuir la desnutrición; fortalecer la productividad de los sectores y disminuir la pobreza y pobreza extrema.

La ciudad de Ambato tras quedar fuertemente afectada en su mayoría luego del terremoto del 5 de agosto de 1949 hoy en día cuenta en gran parte de su territorio con estos sistemas que son señal de una ciudad abierta al progreso y desarrollo.

En nuestra ciudad, la empresa encargada de brindar estos servicios es la EP EMAPA-A, fundada el 30 de junio de 1967, su misión básicamente es desarrollar, mantener y operar dicha infraestructura de manera eficiente para contribuir a la salud y bienestar de la ciudadanía ambateña.

La parroquia Huachi Grande se encuentra a 2650 msnm; cuenta con una superficie de 14.5 km², 12322 habitantes al 2019 según proyecciones del INEC, el área de servicio del proyecto es de 2 km² y representa un 13.79% en relación con el área total.

1.1.2 Justificación

La ciudad de Ambato cuenta con buen número de parroquias rurales y urbanas, gran parte de estas cuentan con sistemas de agua potable y alcantarillado muy antiguos cuyos períodos de vida útil han llegado a su límite o en el peor de los casos no cuentan con los mismos, por tal motivo es una buena oportunidad para empezar a desarrollar proyectos nuevos o de renovación de estos sistemas en beneficio de la ciudadanía y el cantón.

El crecimiento en las redes de alcantarillado de las ciudades ha generado una preocupación creciente en los planificadores, operadores y responsables de los sistemas, preocupación relacionada con las condiciones de funcionamiento que aseguren la calidad del servicio en el tiempo, considerando la infraestructura existente y la gran cantidad de recursos que se deben invertir para conseguir este propósito.

La disponibilidad adecuada de agua está estrechamente enlazada con la mayoría de los Objetivos de Desarrollo Sustentable para Milenio, tales como reducción de pobreza y el mejoramiento de la salud humana y ambiental.

La necesidad de desarrollar sistemas de suministro de agua se incrementa para combatir problemas emergentes tales como: el incremento de la población y a su vez aprovechar soluciones alternativas.

Hoy en día, alrededor de 80 países, que comprenden el 20 % de la población mundial sufren de una seria escasez de agua; la escasez de agua es atribuida en su mayoría al rápido crecimiento de la población, la cual está proyectada a alcanzar los 9.3 billones en 2050. Otros factores como el cambio climático también contribuyen a empeorar esta situación.

El alcantarillado municipal desarrollado en los países de occidente ha evolucionado para ajustarse a condiciones de países occidentales. El objetivo primario era la protección de la salud pública lograda por la construcción de un sistema de alcantarillado sanitario para depositar las aguas servidas a un río cercano u otra fuente. En un inicio muchas ciudades contaban únicamente con tanques sépticos que eventualmente resultarían ineficientes para el manejo de desechos por lo que se instaló sistemas de alcantarillas.

Entre las principales consultas de morbilidad realizadas por las unidades ambulatorias del MSP en 2014, el segundo lugar corresponde a las parasitosis intestinales (423.483 consultas, 17,55% del total), que ocurren mayoritariamente en el grupo de 5 a 9 años. Entre las causas de egresos hospitalarios del Sistema Nacional de Salud, el tercer lugar corresponde a diarreas y gastroenteritis de presunto origen infeccioso (30.269 egresos, 2,54% del total), que ocurren mayoritariamente en el grupo de menores de 5 años (MSP, 2014).

La evaluación de la eficiencia de las compañías de agua y alcantarillado ha probado ser muy útil desde una perspectiva gerencial y política. Esta cuestión está especialmente marcada en regiones o países donde el agua es regulada.

El manejo de aguas residuales en pueblos o ciudades es inevitable debido a sus efectos antihigiénicos en humanos y el ambiente. Las autoridades manejan esto a través de redes de alcantarillado en las ciudades para un período y población de diseño en particular.

El desarrollo de este tipo de proyectos adicionalmente ayuda a los estudiantes a involucrarse en el desarrollo y progreso de la ciudad a su vez que se obtiene experiencia en el diseño de dichos sistemas.

Este proyecto a su vez servirá para fortalecer vínculos entre la Universidad y la empresa rectora del agua potable y alcantarillado como lo es la EP EMAPA-A.

1.2 Condiciones del área

1.2.1 Abastecimiento de Agua Potable

Entendemos por agua potable a aquella que es apta para el consumo humano, cuyas sustancias y propiedades no sean perjudiciales para la salud, es decir, debe estar limpia y libre de organismos que puedan producir enfermedades.

En la ciudad de Ambato en épocas de estiaje el canal Ambato Huachi Pelileo debido a una disposición de SENAGUA solo puede captar el 52% del caudal del río Ambato, esto porque el uso para acequias con caudales concesionados debe ser del 48%, este canal es el encargado de proveer parte del caudal de agua potable de la ciudad con el 10% de su caudal total.

Las demandas de agua potable están concentradas en las cuencas de los ríos Ambato y Pachanlica, en el 2035, la demanda de la ciudad de Ambato (con una dotación de 300 litros diarios por habitante) representará el 84% de la demanda de la población que actualmente se abastece de la cuenca del río Ambato y el 58% de la demanda provincial. (PDOT Ambato 2050, 2022)

La parroquia Huachi Grande cuenta con un total de 2700 viviendas de las cuales el 65% cuenta con agua potable, el 18.7% obtiene agua de algún río o vertiente cercana, 8.7% de algún carro repartidor, mientras que, en menor proporción, las viviendas obtienen agua de pozos o por otros medios (INEC, 2010)

Tabla 1: Disponibilidad de agua en Huachi Grande

HUACHI GRANDE	Unidad de medida	De red pública	De río, vertiente, acequia o canal	De carro repartidor	De pozo	Otro
	N° viviendas	1760	507	235	66	132
	Porcentaje	65.1	18.7	8.7	2.4	4.8

Fuente: INEC, 2010

1.2.2 Ubicación del proyecto

La ubicación macro del proyecto corresponde a la República del Ecuador.

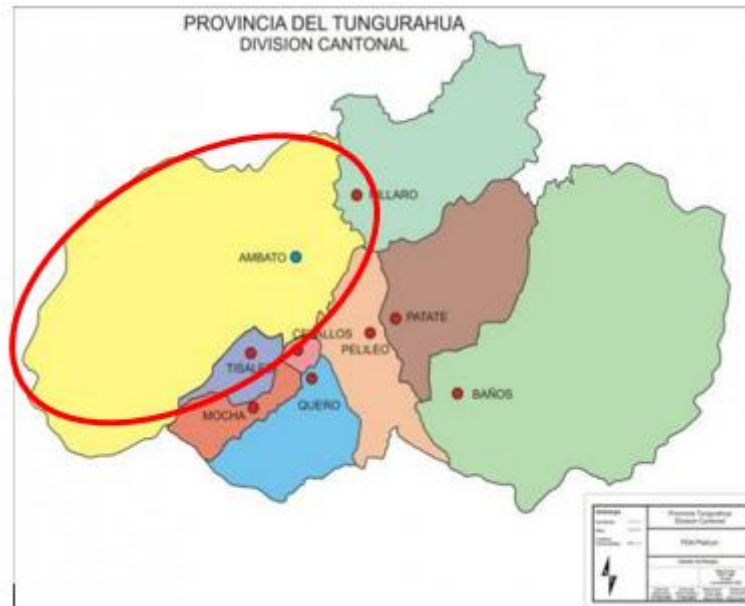
Ilustración 1. Ubicación acro



Fuente: www.mapsofworld.com

El área de estudio pertenece a la provincia de Tungurahua, ubicada en la zona centro del país en la región sierra.

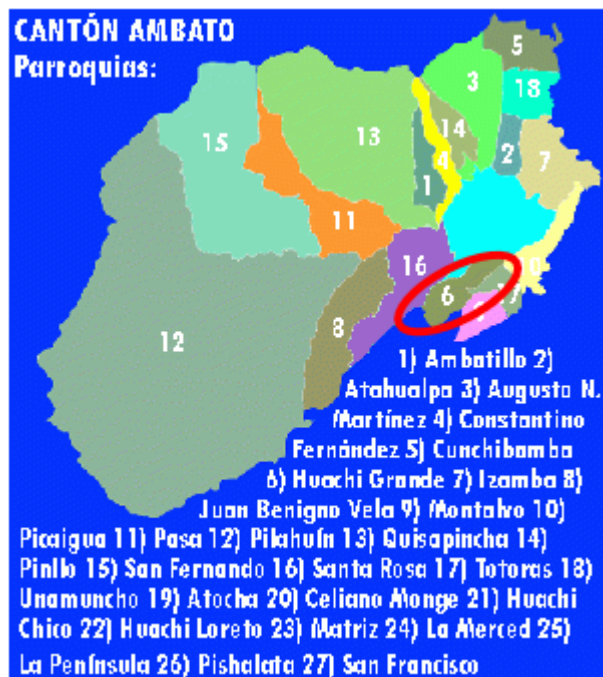
Ilustración 2: Ubicación meso



Fuente: www.mapasecuador.net

En la mencionada provincia el cantón elegido fue la cabecera cantonal, es decir, el cantón Ambato, la parroquia es Huachi Grande al sur de este y el sector del proyecto es en la carretera panamericana sur desde su intersección con el paso lateral hasta el sector de la manzana de oro.

Ilustración 3: Ubicación micro



Fuente: forosecuador.ec

¿Cómo llegar hasta el punto del proyecto?

El lugar del proyecto se encuentra aproximadamente a 10 minutos de la ciudad de Ambato si tomamos como punto de partida el redondel de Huachi Chico, para llegar se debe ir en sentido de la Panamericana Sur, vía a Riobamba.

1.2.3 Acceso al sistema de alcantarillado

En la microcuenca media y baja de la unidad hidrográfica del río Ambato, donde se ubica la ciudad de Ambato con 165.185 habitantes, que representa el 80.82 % de la población urbana de la provincia, se evidencia altos niveles de contaminación. El volumen de la descarga de aguas residuales anual es de 17,5 millones de metros cúbicos al año, se estima que en el cantón Ambato se origina el 65% de la contaminación de la provincia de Tungurahua, donde la capacidad instalada de plantas de tratamiento es de aproximadamente 61516 m³ al día y es insuficiente. En este sentido, la principal causa de la contaminación de las aguas superficiales de la provincia de Tungurahua está en la descarga de aguas residuales. (PDOT Ambato 2050, 2022)

En la parroquia Huachi grande, menos de la mitad de las viviendas (42.6%) poseen red de alcantarillado con conexión directa a la red pública, los desechos de un 24% del total de las viviendas tienen como destino pozos sépticos, y un porcentaje similar (23%) están conectados a pozos ciegos. Un total de 140 viviendas utiliza letrinas, el 0.3% de las viviendas tiene descarga directa a un río o quebrada cercana y el 3.6% de las viviendas no presenta ningún sistema específico de eliminación de excretas. (INEC, 2010)

Tabla 2: Acceso de la población a sistemas de alcantarillado o eliminación de excretas

HUACHI GRANDE	Unidad de medida	Conectado a red pública	Conectado a pozo séptico	Conectado a pozo ciego	Con descarga directa al río o quebrada	Letrina	No tiene
---------------	------------------	-------------------------	--------------------------	------------------------	--	---------	----------

	N° viviendas	1150	672	633	7	140	98
	Porcentaje	42.6	24.9	23.4	0.3	5.2	3.6

Fuente: INEC, 2010

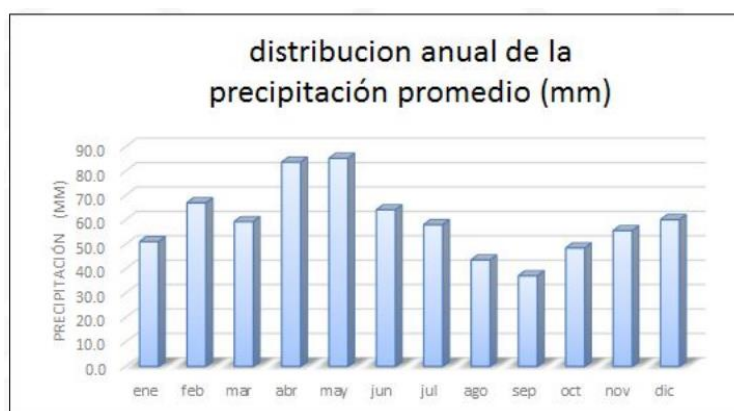
1.2.4 Clima

Para caracterizar el clima de una región es necesario describir su temperatura, humedad, presión, vientos y precipitaciones. Siendo este último el más importante para fines de diseño de infraestructura hidrosanitaria.

En cuanto a la temperatura, se tiene una distribución altamente variable, factor que obedece al gran rango de altitudes que se presentan en todo el cantón Ambato, dicha variación va desde 7 a 24 °C. Considerando que la temperatura promedio en la parroquia Huachi fluctúa de 13.3 a 14.7 °C (PDOT Ambato 2050, 2022)

En cuanto a la precipitación, ésta va de 412 milímetros (mm) hasta precipitaciones mayores a 675 mm en la parte alta, promedio anual. Es importante notar que el 67% del área del cantón Ambato recibe un promedio anual de precipitación del orden de 500 – 1000 mm. Produciéndose los picos de lluvias en los meses de febrero hasta junio.

Ilustración 4. Distribución anual de la precipitación promedio en el cantón Ambato



Fuente: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, INAMHI, 1982-2012

1.2.5 Actividad Económica

De acuerdo con el PDOT Ambato 2050, “El cantón Ambato se caracteriza por tener una vocación fuertemente comercial y manufacturera. Todos los días se comercializan al por mayor y menor productos provenientes del agro, agroindustrias, artesanales e industriales.”

Específicamente en la parroquia Huachi grande, la actividad económica predominante es la agricultura, aunque el crecimiento de las actividades de comercio y manufactura han crecido en el sector. Principalmente en la zona aledaña a la carretera Panamericana es en donde se evidencia dicho cambio en la actividad económica predominante de la parroquia.

1.2.6 Natalidad y Morbilidad

Según las proyecciones presentadas por el INEC la población llegará a 23.4 millones de habitantes para el 2050 en el Ecuador, esto basado en datos de poblaciones de años anteriores más nacimientos e inmigrantes y menos muertes y emigrantes del año en estudio; de acuerdo con esto en 2030 la población empezara a envejecer y aumentar con más lentitud pues se prevé que las mujeres en edad fértil tendrán menos de dos hijos, siendo Tungurahua una de las provincias con menor tasa de natalidad.

En referencia a Huachi Grande, existe un moderado crecimiento poblacional de tendencia geométrica.

1.2.7 Turismo

Aunque la actividad turística en Huachi Grande no es su principal actividad económica, existe cierta actividad relacionada al ecoturismo y agroturismo.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Diseñar un sistema de alcantarillado separado para la parroquia Huachi Grande en el tramo de la carretera Panamericana Sur, mediante un estudio de ingeniería que garantice la óptima satisfacción de la población para el final del periodo de diseño.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Proponer una alternativa de mejoramiento al sistema actual de alcantarillado para el tramo de la carretera Panamericana Sur, parroquia Huachi Grande.
- Calcular la red de tuberías para el sistema sanitario y pluvial considerando las recomendaciones normativas vigentes en el Ecuador, y obedeciendo las leyes de la hidráulica y la hidrología.
- Diseñar obras complementarias para el sistema de alcantarillado pluvial y sanitario para la parroquia Huachi Grande.
- Optimizar los diámetros de tuberías evitando sobredimensionamientos innecesarios para conservar la economía del proyecto.

1.4 Fundamentación Teórica

1.4.1 Relación entre consumo y población

Es evidente que una población más numerosa consume más agua que una población pequeña, el consumo de agua está también influenciado por el factor económico, el clima, densidad poblacional, presión y calidad de abastecimiento.

Un análisis de la demanda futura de una comunidad en particular debe comenzar siempre por considerar el uso presente. En la medida de lo posible, el consumo debe ser detallado por clases de usuarios (domésticos, comerciales, industriales, públicos), área de la ciudad y nivel económico de los usuarios. (CPE 5 Parte 9, 1992)

1.4.2 Estimación de la población

En vista de que la población es siempre un factor relevante al estimar usos futuros del agua, es necesario predecir de alguna manera, cuál sería la población en el futuro.

Es posible obtener información sobre la población a partir de los registros del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC).

Estimar la población futura implica cierta complejidad, considerando que el método de cálculo puede tener algún error a pesar de que se trata de ser lo más objetivos y precisos, uno de esos problemas para intentar tener un valor lo más exacto posible viene de factores externos que pueden afectar el crecimiento poblacional.

La estimación de la población es el número de personas que se calcula tiene o tuvo una población en un momento específico del tiempo, ya sea globalmente o de una categoría más reducida. Tal volumen no es el producto de medición directa, sino de la aplicación de métodos de proyección basados en las tendencias observadas.

1.4.3 Población Futura

Es aquella conocida también como población de proyecto, misma que se determinará basándose en el crecimiento histórico de un determinado poblado.

Para su cálculo se harán proyecciones de crecimiento utilizando por lo menos tres métodos de proyección conocidos que permitan establecer comparaciones que orienten el criterio del proyectista. (Terence McGhee, 2001)

1.4.4 Tendencia y tasa de crecimiento

La tasa de natalidad suele ser un factor decisivo al momento de la determinación de la tasa de crecimiento de la población.

Por natalidad se puede hablar también de fecundidad y viene dada por los nacidos vivos con relación a las mujeres.

Se considera natalidad alta cuando supera el 30‰, media cuando está entre el 20‰ y el 30‰, y baja cuando es menor del 20‰.

La mortalidad junto con la natalidad son los ejes principales de la dinámica de la población, el estudio de esta se basa en la observación de las muertes ocurridas en la población en un determinado tiempo; la tasa de mortalidad se puede definir también

como el número de muertos por cada mil habitantes con respecto a la población total en un determinado período.

La tasa de mortalidad depende de la cultura y la calidad de vida de las personas pues sus posibilidades de subsistir dependen en buena parte de su nivel de vida.

Otro factor importante para estimar la población es la migración ya sea local o internacional; entendemos por migración a la movilidad de las personas de un lugar a otro.

Los procesos migratorios han existido a lo largo de la historia de la humanidad, generalmente se presenta en países cuya situación es delicada, sea esta social o económica, por estas razones las personas buscan salir y buscar una mejor calidad de vida, en la actualidad la migración se ha vuelto un fenómeno más común gracias a la globalización y la liberación de algunas fronteras entre países.

En el Ecuador la principal causa de la migración se debe al mal uso de los recursos, la incapacidad administrativa nacional, falta de compromiso de los políticos con su pueblo, falta de fuentes de trabajo y altos índices de corrupción que llevan al país a un estado de crisis.

La tendencia se puede calcular mediante tres métodos que son: lineal o aritmético, geométrico y exponencial.

1.4.4.1 Método Lineal o Aritmético

Este método supone que el crecimiento de la población es constante y por ende se debe tomar el promedio anual de años anteriores. Para su aplicación se utilizará la siguiente fórmula.

$$Pf = Pi * (1 + (r * n))$$

Pf: población futura

Pi: población inicial

r: tasa de crecimiento poblacional

n: periodo de tiempo de la proyección en años

1.4.4.2 Método Geométrico

Consiste en considerar por iguales períodos de tiempo el mismo porcentaje de incrementos de la población.

$$Pf = Pi * (1 + r)^n$$

Pf: población futura

Pi: población inicial

r: tasa de crecimiento poblacional

n: periodo de tiempo de la proyección en años

1.4.4.3 Método Exponencial

La utilización del método exponencial requiere conocer los datos de al menos tres censos para poder determinar el promedio de la tasa de crecimiento de la población.

$$Pf = e^{r*n}$$

Pf: población futura

Pi: población inicial

r: tasa de crecimiento poblacional

n: periodo de tiempo de la proyección en años

1.4.5 Población Actual

Es la cantidad vigente de pobladores de un determinado sitio, dicha cantidad se puede determinar a través de un censo elaborado por el INEC para nuestro país, a su vez se puede determinar con una proyección de la población tomando en cuenta datos de censos previos.

1.4.6 Población Flotante

Se conoce como población flotante a aquella población cuya presencia en un lugar no es permanente.

Se podría tomar en cuenta que la población flotante con respecto a la permanente está entre 15% y 35% de la misma, así la población total será la suma de la población estática o permanente y la población flotante.

$$P_f = (15\% - 35\%) * P_{permanente}$$

1.4.7 Agua potable

1.4.7.1 Período de Diseño para agua potable

Se encuentra en función de los materiales y su vida útil.

El período de diseño deberá proyectarse considerando el análisis económico, crecimiento poblacional, vida útil en los materiales y la planificación de la operación y mantenimiento del sistema.

Según la norma INEN CPE 5, parte 9-1:1992; en la quinta parte, sobre captación y conducción para proyectos de abastecimiento de agua potable, nos señala que los sistemas de abastecimiento de agua potable deben garantizar la rentabilidad del sistema durante el período de diseño escogido y que en ningún caso se proyectará obras con períodos de menos de 15 años.

Tabla 3: Vida Útil de los materiales

COMPONENTE	VIDA ÚTIL (AÑOS)
Diques grandes y túneles	50-100
Obras de captación	25-50
Pozos	10-25
Conducciones de hierro dúctil	40-50
Conducciones de asbesto cemento o PVC	20-30
Planta de tratamiento	30-40
Tanques de almacenamiento	30-40
Tuberías principales y secundarias de la red:	
Hierro Dúctil	
De asbesto cemento o PVC	40-50
	20-25
Otros materiales	

	Variables de acuerdo a especificaciones del fabricante

Fuente: CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992

1.4.7.2 Dotación

Se refiere a la cantidad de agua asignada a cada persona de una población por día de consumo.

La dotación media de una localidad se obtiene a partir de los consumos registrados por el organismo operador o de un estudio de demandas, dividiendo el consumo total, que incluye servicio doméstico, comercial, industrial y de servicios públicos, más las pérdidas físicas de agua, entre el número de habitantes de la localidad.

Análogamente a lo que sucedía con la población futura, las ordenanzas y normas urbanísticas que acompañan a los instrumentos de planeamiento municipal deben especificar las dotaciones correspondientes a los usos previstos en sus respectivos ámbitos.

Tabla 4: Dotación media actual recomendada según población y clima

Población de Diseño	Clima	Dma (l/hab/día)
Hasta 5000	Frío	120-150
	Templado	130-160
	Cálido	170-200
5000-50000	Frío	180-200
	Templado	190-220
	Cálido	200-230

>50000	Frío	>200
	Templado	>220
	Cálido	>230

Fuente: CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992

1.4.7.3 Dotación Futura

Se puede calcular por dos métodos y con las siguientes fórmulas.

Método 1.

$$Df = Dma + 1 \text{ l/hab/día} * (n)$$

Donde

Df: dotación futura

Dma: dotación media actual

n: período de diseño

Método 2.

$$Df = Dma * (1 + \% \text{ incremento consumo})^n$$

Donde

Df: dotación futura

Dma: dotación media actual

n: período de diseño

Los incrementos son de 0.5% y 2% para el área urbana y rural respectivamente.

1.4.7.4 Consumos del Agua

Retos futuros en los consumos municipales

Los retos de los consumos urbanos están en garantizar la cantidad de agua necesaria por aumento de la población y por aumento de la demanda, así como la de garantizar la calidad requerida para los distintos usos.

Factores que afectan el consumo

Los factores que afectan al consumo per cápita de una comunidad son interés, ya que su evaluación aproximada permitirá prever, hasta cierto punto, el orden de magnitud de los caudales de abastecimiento más importantes es:

- El nivel de vida.
- El tamaño de la población.
- La calidad de sistema de abastecimiento, que al aumentar incrementará el consumo.
- La urbanización de la ciudad en cuanto a la existencia de mayores superficies de zonas verdes, si la urbanización es predominantemente extensiva (horizontal), con jardines particulares, o menores si es intensiva (vertical), con grandes bloques de pisos.
- Las condiciones climáticas, puesto que el consumo será tanto mayor cuanto más cálido sea el clima.
- La calidad del agua suministrada, que cuanto mejor sea mayor será su consumo.
- El estado de la red de distribución que afectara las fugas y pérdidas de agua.

Se podría tomar entre 10% a 20% del consumo para pérdidas y fugas (Trapote. A, 2014)

1.4.7.5 Caudal Medio Diario (Q_{md})

$$Q_{md} = \frac{\text{Población de diseño} * \text{Dotación Futura}}{86400 \text{ seg/día}}$$

Donde la población de diseño viene dada en habitantes y la dotación futura por l/hab/día.

1.4.7.6 Caudal Máximo Diario

$$Q_{MD} = k_1 * Q_{md}$$

$$k_1 \begin{cases} 1.3 \\ 1.5 \end{cases} \rightarrow \text{se puede también tomar el promedio}$$

Donde

k_1 : coeficientes de variación de consumo máximo diario

QMD: Caudal máximo diario

Qmd: Caudal medio diario

1.4.7.7 Caudal Máximo Horario

$$QMH = k2 * Qmd$$

$$k2 \begin{cases} 2 \\ 2.3 \end{cases} \rightarrow \text{se puede también tomar el promedio}$$

Donde

K2: coeficientes de variación de consumo máximo horario

QMH: Caudal máximo horario

Qmd: Caudal medio diario

1.4.7.8 Caudales de diseño recomendados

De acuerdo con las recomendaciones normativas vigentes en el Ecuador se tiene:

Tabla 5: Caudales de Diseño

Elemento	Fórmula	
Captación de aguas superficiales	QMD*1,2	
Captación de aguas subterráneas	QMD*1,05	
Conducción de aguas superficiales	QMD*1,1	
Conducción de aguas subterráneas	QMD*1,05	
Potabilización	QMD*1,1	
Distribución	QMH	
	Contraincendios	QMD+6 lt/s
		QMD+12 lt/s
	QMD+24 lt/s	

Fuente: CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992

El caudal necesario para la protección contra incendios se asigna en base a la cantidad de habitantes de la zona a servir.

Ilustración 5. Hipótesis de diseño contra incendios

POBLACIÓN FUTURA Miles de hab.	HIDRANTES EN USO SIMULTANEO l/s	HIPÓTESIS DE DISEÑO
10 a 20 20 a 40 40 a 60	Uno de 12 Uno de 24 Dos de 24	Uno en el centro Uno en el centro y otro periférico
60 a 120	Tres de 24	Dos en el centro y otro periférico
> 120	Cuatro de 24	Dos en el centro y dos periféricos

Fuente: CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992

Ilustración 6. Dotación de agua contra incendios

NUMERO DE HABITANTES (en miles)	NUMERO DE INCENDIOS SIMULTÁNEOS	DOTACIÓN POR INCENDIO (l/s)
5	1	10
10	1	10
25	2	10
50	2	20
100	2	25
200	3	25
500	3	25
1000	3	25
2000	3	25

Fuente: CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992

1.4.7.9 Detalles de la Red

- a) La localización de las tuberías principales y secundarias se hará en los costados norte y este de las calzadas.
- b) Como complemento de la red se proyectarán conexiones domiciliarias cuyo número se estimará al dividir la población de diseño para 10.
- c) Se ubicarán válvulas de aire en los puntos en los que se necesite para el funcionamiento correcto de la red.

d) Las tuberías de agua potable deberán estar separadas de las de alcantarillado por lo menos 3m horizontalmente y 30cm verticalmente, entre sus superficies exteriores.

e) Las tuberías deberán estar instaladas a una profundidad mínima de 1m sobre la corona del tubo.

1.4.8 Tipos de Alcantarillado

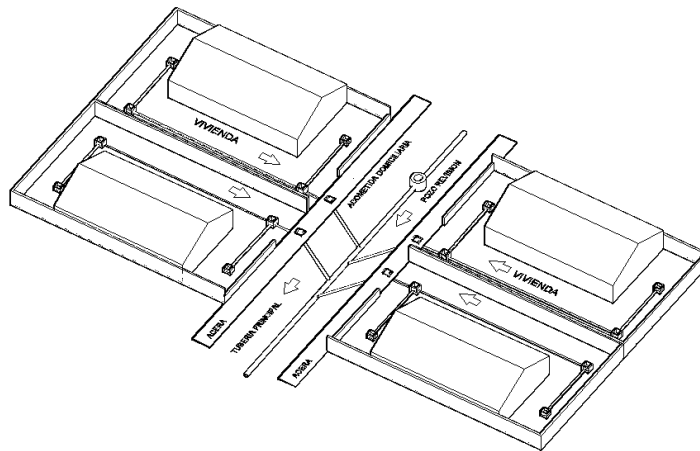
Por alcantarillado entendemos a un conjunto de conductos que sirven para el flujo de líquidos, que pueden ser de diferente tipo, como: sanitario, pluvial, combinado, etc.

La norma ecuatoriana de la construcción en su capítulo 16 sobre hidrosanitaria define a los diferentes tipos de alcantarillado de la siguiente manera.

Alcantarillado Sanitario: conducto que recibe la descarga de aguas residuales.

Aguas residuales constituidas por: aguas domésticas, comerciales e industriales y requieren de tratamiento.

Ilustración 7: Alcantarillado Sanitario

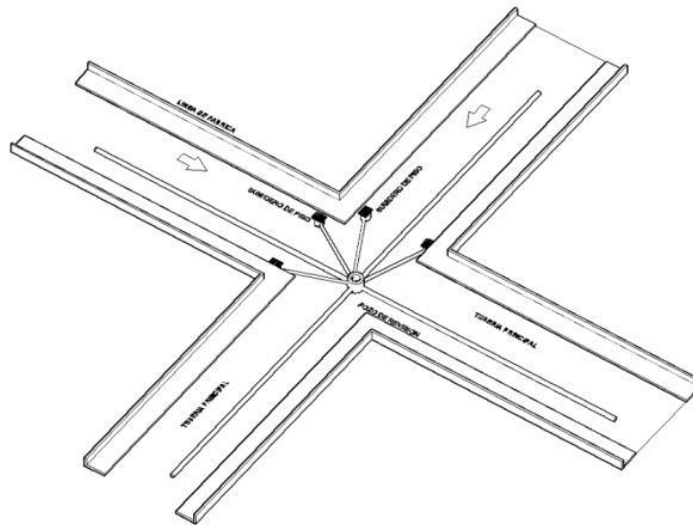


Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano. (Moya, 2014)

Alcantarillado Pluvial: conducto que recibe la descarga de aguas lluvia y escorrentías.

No requiere tratamiento complejo.

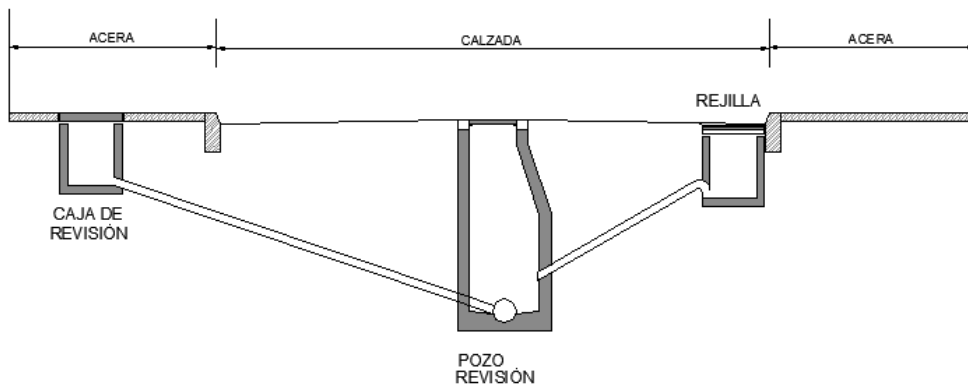
Ilustración 8: Alcantarillado Pluvial



Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano, 2014

Alcantarillado Combinado: conducto que recibe la descarga de aguas servidas y aguas lluvias.

Ilustración 9: Alcantarillado Combinado



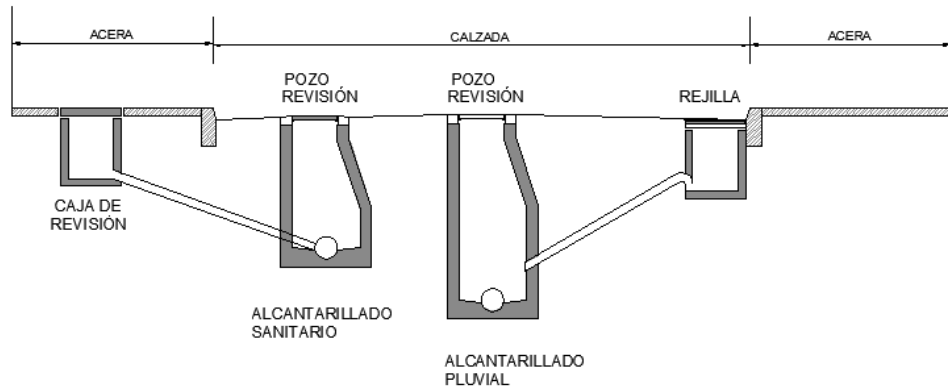
Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano. (Moya, 2014)

Alcantarillado Mixto

Recolecta aguas residuales y aguas lluvia y las transporta hasta una PTAR.

Recolecta aguas negras y lluvias por una misma tubería, por medio de acometidas, viviendas (cajas de revisión) y calzada (rejillas)

Ilustración 10: Alcantarillado Mixto



Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano. (Moya, 2014)

1.4.9 Alcantarillado sanitario

1.4.9.1 Período de Diseño

Es el periodo de tiempo en el que el sistema de alcantarillado desarrollará su máxima capacidad y dependerá de la vida útil de los materiales o también puede estar en función de la población

Tabla 6: Período de diseño en función del sistema

Períodos de Diseño (años)	
Nuevos Servicios	20-30
Ampliaciones	15-20
Obras de emergencia	3-5

Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano. (Moya, 2014)

Tabla 7: Período de diseño en función de la población

Población (hab)	Período (años)
1000-15000	15
15001-50000	15-20
>50000	30

Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano. (Moya, 2014)

Tabla 8: Período de diseño en función de los componentes

Componentes y/o Equipos	Período (años)
Tuberías principales y secundarias	20-30
Colectores, emisarios	30-50
Equipos mecánicos	5-10
Equipos eléctricos	10-15
Equipos con combustión	5-10

Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano. (Moya, 2014)

1.4.9.2 Población de Diseño

El método para calcular la población de diseño será el mismo que se utilizó para la parte de agua potable, con base en datos de censos previos, utilizando los métodos de cálculo como son el aritmético, geométrico y exponencial para tener una idea de la tendencia y tasa de crecimiento de la población.

Se considerará como la población al final del período de diseño, cuyo valor será requisito en el dimensionamiento de las secciones hidráulicas de las tuberías. (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992)

1.4.9.3 Áreas de Aportación

Las áreas de aportación se ajustarán a las condiciones topográficas del sector, así como de límites reales de drenaje.

1.4.9.4 Dotación

Se refiere a la cantidad de recurso hídrico requerido para satisfacer las necesidades de consumo de una población; sus unidades vienen dadas por l/hab/día, la dotación brindada por la EP EMAPA-A para la parroquia Huachi Grande es de 200 l/hab/día. Dicho valor entra en el rango de 200 a 350 l/hab/día recomendado para bloques de vivienda por la NEC-11 Cap. 16. Norma Hidrosanitaria NHE Agua.

1.4.9.5 Caudal de Diseño para alcantarillado sanitario

El caudal de diseño es el valor que considera a todos los componentes de un caudal sanitario (residencial, industrial, por infiltración o conexiones erradas) presente en una determinada zona del proyecto en su instante de máxima producción.

El caudal de diseño es el valor que considera a todos los componentes de un caudal sanitario presentes en una determinada zona del proyecto. Este valor deberá ser considerado como acumulativo, de acuerdo con la diagramación que el calculista considere factible de acuerdo con las condiciones topográficas del proyecto, cualquier error o desvío inadecuado puede incurrir en diseños sub dimensionados o sobre dimensionados. (Trapote. A, 2014)

1.4.9.6 Caudal Medio Diario Sanitario

También conocido como caudal doméstico, es el producto del consumo de agua con fines domésticos, comerciales o institucionales, menos volúmenes de pérdidas.

El caudal medio diario de aguas residuales domesticas se calculará para el principio y final del periodo de diseño. Este caudal será producto de la población aportante y de las dotaciones de agua potable correspondientes al inicio y final del periodo de diseño, afectado por el coeficiente de retorno.

$$Q_{mds} = C * Q_{md}(A.P.)$$

Donde

Q_{mds} : caudal medio diario sanitario, dado en l/s

C: coeficiente de retorno (60% - 80%)

$Q_{md}(A.P.)$: caudal medio diario de agua potable, dado en l/s.

1.4.9.7 Caudal Instantáneo

Es el caudal medio diario sanitario multiplicado por un factor de mayoración M y su valor varía según el autor.

Este coeficiente M transforma el caudal medio diario en caudal máximo horario, así:

$$Q_i = M * Q_{mds}$$

Donde

Q_i : caudal instantáneo

Q_{mds} : caudal medio diario sanitario, en l/s

M: coeficiente de mayoración = $Q_{\text{máximo}}/Q_{\text{medio}}$

A continuación, se detalla los métodos para calcular el coeficiente de mayoración M

M General

$$M = \frac{2.228}{Q^{0.073325}}$$

Donde

M: coeficiente de mayoración

Q: caudal medio diario de aguas servidas

Nota: Si $Q < 0.004 \text{ m}^3/\text{s}$, $M = 4$

M según HARMON

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$
$$2 \leq M \leq 3.8$$

Donde

P: población en miles

M según Babbit

$$M = \frac{5}{p^{0.2}}$$

M según Popel:

Popel nos detalla una tabla para la obtención de nuestro coeficiente de mayoración, la cual estará en función de la población en miles.

Tabla 9: Valores de coeficiente M

Población (miles)	Coeficiente M
< 0.5	2.4 - 2
5-10	2 - 1.85
10-50	1.85 - 1.60
50-250	1.60 - 1.33

> 250	1.33
-------	------

Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano, 2014

1.4.9.8 Caudal por Infiltración

Es determinado básicamente por la variación del coeficiente freático sobre la solera de la tubería de alcantarillado, dado por la recarga natural por el accionar de las lluvias y filtración a la zanja con base en la permeabilidad del suelo circundante.

Adicionalmente a dicha consideración se debe tomar en cuenta el tipo de tubería y el sistema de unión, en el medio local se utiliza tuberías de hormigón simple, armado y PVC, con uniones de mortero cemento o pegante y uniones elastoméricas (caucho) respectivamente

$$Q_{inf} = I * L$$

Donde

Q_{inf} : caudal de infiltración, dado en l/s

I: valor de infiltración (l/m; l/km)

L: longitud de la tubería (m; km)

Adicionalmente en la norma boliviana se puede encontrar valores de infiltración según el tipo de tubería, tipo de unión y nivel freático.

Tabla 10: Valores de infiltración (l/m)

Tipo de Tubería	Tubo H.S.		Tubo PVC	
	Mortero A/C	Caucho	Pegante	Caucho
Nivel Freático Bajo	0.0005	0.0002	0.0001	0.00005
Nivel Freático Alto	0.0008	0.0002	0.00015	0.0005

Fuente: Norma Boliviana

1.4.9.9 Caudal por conexiones erradas

Este caudal también conocido como caudal por conexiones ilícitas, se refiere al incremento de volumen por aporte pluviométrico en las viviendas a través de las rejillas de piso.

$$Q_e = (5\% - 10\%) Q_{mds}$$

Según el EX-IEOS en sus normas recomienda asumir 80 l/hab/día, así

$$Q_e = 80 \frac{l}{hab * día}$$

Este valor en ningún caso reemplaza al criterio del calculista, más bien es un dato obtenido de mediciones en diferentes proyectos previamente desarrollados.

1.4.9.10 Caudal Máximo Extraordinario

Es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, como por ejemplo bajadas de aguas pluviales de azoteas, patios.

En función de este caudal se puede determinar también el caudal de diseño, pues puede reemplazar al caudal por infiltraciones y conexiones erradas, así su uso quedará a criterio del diseñador.

Para el cálculo de este caudal se deberá considerar un coeficiente de seguridad de 1.5, así:

$$Q_x = 1.5 * Q_i$$

Donde

Q_x: caudal máximo extraordinario (l/s)

Q_i: caudal máximo instantáneo (l/s)

1.1.1.1 Caudal de Diseño

Este caudal se obtiene de la suma de los caudales instantáneo (Q_i), por infiltración (Q_{inf}) y por conexiones erradas (Q_e)

$$Q_d = Q_i + Q_{inf} + Q_e$$

Como se mencionó anteriormente también se lo puede calcular con el caudal máximo extraordinario (Q_x), así.

$$Q_d = Q_i + Q_x$$

1.4.9.11 Caudal Acumulado

El caudal acumulado será considerado como la sumatoria de los caudales en los tramos que aportan a la red planteada. Siendo requisito diagramar la secuencia de la recolección del caudal sanitario, en función de la topografía y disposición final.

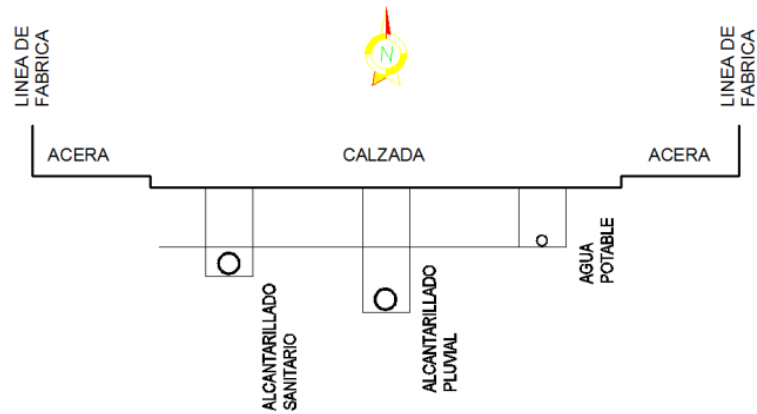
Los caudales de diseño siempre son acumulativos, dependiendo de la diagramación de la red, ya que el caudal sanitario que se recoge en un tramo es entregado al tramo siguiente hasta llegar a los colectores y finalmente a las PTAR.

1.4.9.12 Trazado de la red

El flujo a través de conductos circulares se debe asumir como uniforme y permanente, manteniendo los siguientes criterios:

- a) Debe considerarse alineaciones rectilíneas de las tuberías entre estructuras de revisión (pozos), tanto horizontal como vertical.
- b) La pendiente mínima será determinada en función de los criterios de diseño como velocidad y fuerza tractiva.
- c) El control del remanso provocado por las contribuciones de caudal, será controlado aguas abajo, para mantener velocidad.
- d) No debe producirse caídas excesivas entre tramos de tubería, que implique cambio de régimen (subcrítico a supercrítico y viceversa).
- e) No debe diseñarse sobre las velocidades máximas erosivas, que implique la destrucción del tipo de unión, fugas e inestabilidad de la mesa de apoyo de la tubería.
- f) La red de alcantarillado debe ser colocada en el lado opuesto a la red de agua potable, es decir, en el lado sur - oeste de la calzada y manteniendo una altura inferior a la tubería de agua potable.
- g) Las tuberías se deberán diseñar a profundidades que sean suficientes para recoger aguas lluvia o de índole sanitario de casas más bajas a uno u otro lado de la calzada; cuando la tubería deba soportar tránsito vehicular, por seguridad se considerará un relleno mínimo de 1.2m de alto sobre la clave del tubo, esto acorde a la normativa INEN CPE 5.

Ilustración 11: Ubicación de las redes de agua potable y alcantarillado



Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano, (Moya, 2014)

1.4.10 Dimensionamiento de las tuberías

El análisis hidráulico se lo hará a gravedad, a superficie libre, para lo cual se puede expresar a la ecuación de Bernoulli de la siguiente manera:

$$Et = \frac{V^2}{2g} + Z1$$

Donde

Et: energía total

V: velocidad (m/s)

$V^2/2g$: energía cinética

Z1: energía potencial

Si se considera el análisis de un tramo en el que la sección se mantiene constante, la energía total producida por el movimiento de la masa líquida estará básicamente en función de la diferencia topográfica.

$$Et = Z1 - Z2$$

Para dicha condición hidráulica se parte de la fórmula de Chezy.

$$V = C * \sqrt{R * S}$$

Donde

R: radio hidráulico (m)

S: gradiente hidráulica (m/m)

C: coeficiente de rugosidad; puede estar expresado en función del radio hidráulico.

$$C = \frac{1}{n} * R^{1/6} \rightarrow \text{Manning}$$

Por lo tanto, la fórmula de Manning para el cálculo de la velocidad estará dado por:

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

Donde

n: coeficiente de rugosidad de Manning

Tabla 11: Valores del coeficiente de rugosidad de Manning

Tipo de Conducto	Valor de n recomendado
Tubería H.S.	0.013
Tubería PVC o corrugada	0.013
Tubería termoplástica de interior liso o PVC	0.010
Colectores y tuberías de H.A. fundido en sitio	0.015
Ladrillo	0.016
Mampostería de piedra	0.018
Tubería de acero corrugado	0.026
Canal en tierra sin revestir	0.033
Canal en roca sin revestir	0.038
Canal revestido con hormigón	0.015
Túnel en roca sin revestir	0.033
Túnel revestido con hormigón	0.015

Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano. (Moya, 2014)

Dentro de la conducción se considera dos posibles escenarios: tubería llena y parcialmente llena.

Las fórmulas para tubería totalmente llena nos ayudarán para el dimensionamiento de la tubería mientras que las fórmulas para tubería parcialmente llena nos ayudarán para determinar las condiciones reales de flujo.

Ilustración 12: Condición a tubería llena



$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$P = \pi D$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$R = \frac{D}{4}$$

Donde

A: área mojada (m²)

D: diámetro interior (m)

P: perímetro mojado (m)

R: radio hidráulico (m)

$$V_{tll} = \frac{0.397}{n} D^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q_{tll} = \frac{0.312}{n} D^{8/3} S^{1/2}$$

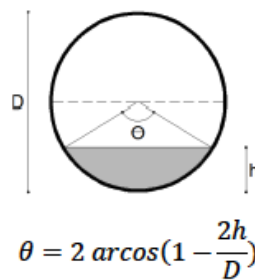
Donde

V_{tll}: velocidad en condición totalmente llena (m/s)

Q_{tll}: caudal en condición totalmente llena (m³/s)

S: gradiente hidráulica (m/m)

Ilustración 13: Condición a tubería parcialmente llena



$$R = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 * \text{sen}\theta}{2\pi\theta} \right)$$

$$V_{pll} = \frac{0.397 * D^{2/3}}{n} \left(1 - \frac{360 * \text{sen}\theta}{2\pi\theta} \right) S^{1/2}$$

$$Q_{pll} = \frac{D^{8/3}}{7257.15 * n (2\pi\theta)^{2/3}} (2\pi\theta - 360 * \text{sen}\theta)^{5/3} * S^{1/2}$$

Donde

h : calado del agua (m)

V_{pII} : velocidad en condición parcialmente llena (m/s)

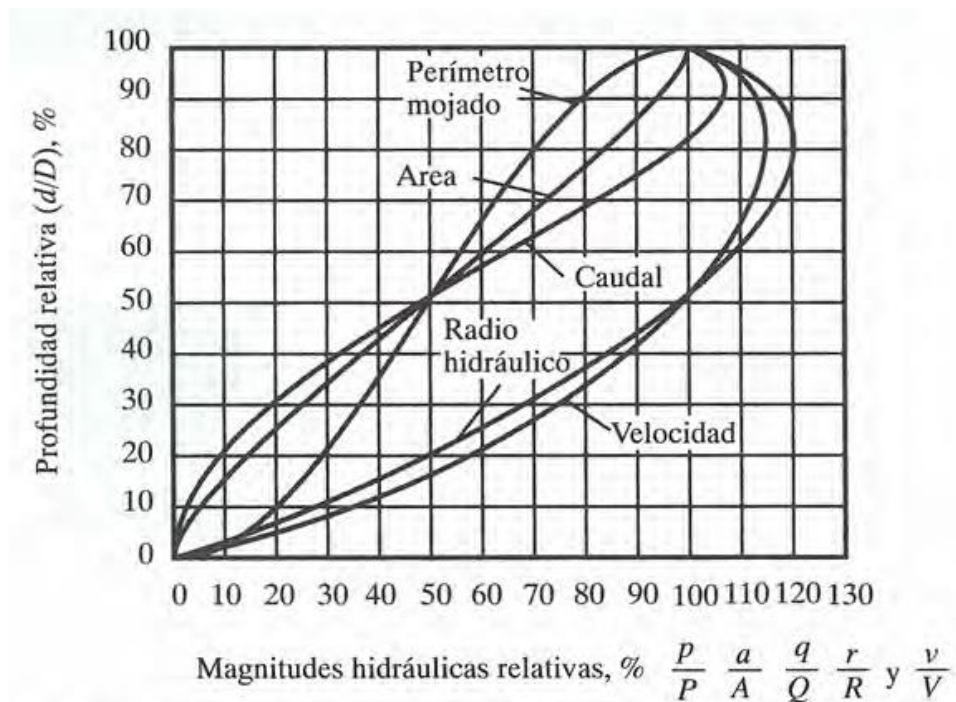
Q_{pII} : caudal en condición parcialmente llena (m^3/s)

Θ : ángulo conformado por el segmento de la circunferencia en grados sexagesimales

Durante el diseño es necesario determinar el caudal, velocidad, tirante y radio hidráulico; cuando el conducto fluye a en condiciones de tubería parcialmente llena, es necesario utilizar las propiedades hidráulicas de la sección circular que relaciona las características del flujo en condiciones de tubería total y parcialmente llena.

Se relaciona el caudal a tubería parcialmente llena para el caudal a tubería llena (Q_{pII}/Q_{tII}). Para determinar la velocidad y el calado se puede utilizar un software o cualquier método de cálculo.

Ilustración 14: Curvas de propiedades hidráulicas para flujo de tuberías a gravedad



Fuente: Mecánica de fluidos e hidráulica, (Schaum, 1962)

Las curvas de propiedades hidráulicas nos servirán para determinar las relaciones de velocidad, radio hidráulico y calado de agua para el caudal de diseño en condiciones reales.

1.4.11 Criterios Normativos de Alcantarillado Sanitario

1.4.11.1 Velocidad

Se debe tener una velocidad mínima que garantice el acarreo de material y por ende evitar su acumulación, un valor estimado es de 0.60 m/s pero también se admite los siguientes valores.

Velocidad mínima a tubería parcialmente llena: 0.30 m/s

Velocidad mínima a tubería totalmente llena: 0.60 m/s

La velocidad máxima como se explicó anteriormente es para limitar el flujo erosivo y los valores recomendados se presentan a continuación:

Tabla 12: Velocidades máximas

Material	Velocidad máxima (m/s)	Coefficiente de rugosidad
Hormigón Simple		
Unión con mortero	4	0.013
Unión de neopreno para nivel freático alto	3.5 – 4	0.013
Asbesto cemento	4.5 – 5	0.011
Plástico	4.5	0.011

Fuente: CPE INEN 5 Parte 9-1,1992

1.4.11.2 Calado

El calado de agua en una tubería a superficie libre debe oscilar entre 75% y 80% del diámetro interior, la parte restante se considera para evitar acumulación de gases tóxicos y como zona de ventilación del caudal sanitario, así.

H mínima: 5 cm (problemas de material de acarreo)

H máxima: 75% - 80% diámetro interior

1.4.11.3 Tensión Tractiva

Durante el funcionamiento del sistema se debe tener en cuenta la condición de auto limpieza para evitar la acumulación de materiales o sustancias de origen biológico o desechable. Se debe tomar en cuenta la tensión tractiva y la pendiente mínima.

La pendiente debe ser calculada con el criterio de la tensión tractiva, así.

$$s = \frac{\tau}{\rho * g * R}$$

Donde

S: pendiente de la tubería (m/m)

g: gravedad (9.81 m/s²)

R: radio hidráulico (m)

ρ : densidad del agua (1000 kg/m³)

T: tensión tractiva (Pa)

La tensión tractiva es un esfuerzo asociado al escurrimiento por gravedad en una tubería de alcantarillado, ejercido por el líquido, en otras palabras, es una fuerza de arrastre ejercida por el agua sobre algún material para cumplir condiciones de auto limpieza.

La tensión tractiva mínima será de 1 Pa para sistemas de alcantarillado; en tramos iniciales la tensión tractiva mínima no podrá ser menor a 0.6 Pa.

1.4.12 Alcantarillado Pluvial

1.4.12.1 Caudal de Diseño

Para el cálculo de los caudales de diseño debemos referirnos a la sección 5.1.5 de la norma INEN CPE 5-9.1

Para el cálculo de los caudales del escurrimiento superficial directo se podrán utilizar tres métodos: racional, del hidrograma unitario y el análisis estadístico, basado en datos observados de escurrimiento superficial.

El caudal de diseño será el caudal recolectado en un área de drenaje, por un tipo de precipitación que considere intensidad, duración y frecuencia.

Método Racional

El método racional se aplicará para áreas con superficie inferior a 5 km², pues suele sobre estimar el caudal pico y por ello se subdivide el área de drenaje en áreas más pequeñas que no sobrepasen lo ya indicado; se calculará mediante la siguiente fórmula.

$$Q = 0.278 CIA$$

Donde

Q: caudal de escurrimiento (m^3/s)

C: coeficiente o módulo de escurrimiento

I: intensidad media máxima (mm/h)

A: área de drenaje (km^2)

1.4.12.2 Coeficiente de Escurrimiento

Para la determinación del coeficiente C deberá considerarse efectos de infiltración, retención superficial, evaporación, etc. Para frecuencias de 2 y 10 años se recomienda los siguientes valores.

Tabla 13: Valores del coeficiente C

Tipo de Zona	Valores de C
Zonas centrales densamente construidas, con vías y calzadas pavimentadas	0.7 – 0.9
Zonas adyacentes al centro de menor densidad poblacional con calles pavimentadas	0.7
Zonas residenciales medianamente pobladas	0.55 – 0.65
Zonas residenciales con baja densidad	0.35 – 0.55
Parques, campos de deportes	0.1 – 0.2

Fuente: CPE INEN 5 Parte 9-1:1992

Cuando sea necesario calcular un coeficiente C de acuerdo con el tipo de superficie, se puede tomar los siguientes valores.

Tabla 14: Valores de C para diversos tipos de superficie

Tipo de Superficie	C
Cubierta metálica o teja vidriada	0,95
Cubierta con teja ordinaria o impermeabilizada	0,90
Pavimentos asfálticos en buenas condiciones	0,85 a 0,90

Pavimentos de hormigón	0,80 a 0,85
Adoquinados (juntas pequeñas)	0,75 a 0,80
Empedrados (juntas ordinarias)	0,40 a 0,50
Pavimentos de macadam (lastrados)	0,25 a 0,60
Superficies no pavimentadas	0,10 a 0,30
Parques y jardines	0,05 a 0,25

Fuente: CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992

En la práctica se debe zonificar los diferentes tipos de superficie; sumar los valores de las demás zonas hasta completar el área total de drenaje y aplicar la siguiente fórmula.

$$C = \frac{\sum(A_i * C_i)}{A_t}$$

Donde

C: valor promedio del coeficiente de escurrimiento de la zona de proyecto

A_i: área parcial de acuerdo al tipo de superficie

A_t: área total del proyecto

C_i: coeficiente de acuerdo al tipo de superficie

1.4.12.3 Intensidad Máxima

Es la probabilidad de que se produzca una precipitación máxima en 24 horas, dentro del área de proyecto, con un tiempo de retorno.

La intensidad también se puede definir como la cantidad de agua promedio que cae durante una tormenta en un lapso (mm/h), es importante no confundirse con la precipitación, que es la cantidad de lluvia que cae en una determinada zona y que es medible, generalmente en mm o en litros.

Es importante disponer de un historial de datos pluviométricos de la zona en estudio, caso contrario se deberá utilizar métodos de extrapolación de datos; en el caso local se recomienda considerar microclimas para zonas de estudio pequeñas, donde la variación con respecto a las zonas perimetrales cambia sustancialmente.

La variabilidad temporal de la lluvia se la considera a través del tiempo de retorno, donde su cantidad tiene una probabilidad de ser igualada o superada a lo largo de un determinado año.

$$Tr = \frac{1}{p(\%)} * 100\%$$

Donde

Tr: tiempo de retorno

P (%): probabilidad de ocurrencia en porcentaje

Cuando el tiempo de retorno es corto la probabilidad de ocurrencia es alta y viceversa. Cuando se asume periodos largos se corre con la situación de sobre dimensionar las secciones para tener que recolectar grandes caudales de escorrentía y por lo tanto se encarece la obra; contrario a esto es tener caudales pequeños que deberían ser satisfechos con secciones pequeñas, mismas que no estarían en capacidad de recolectar dichos caudales, lo cual conllevaría inundaciones, con daños materiales y en el peor de los casos pérdidas humanas. Para ello sería necesario contar con un análisis costo-beneficio, ante lluvias fuertes con un periodo de retorno razonable; siendo el nivel de seguridad el que involucre estos factores y la decisión sea razonable, sin asumir extremos.

Las curvas de intensidad, duración y frecuencia, es la herramienta más propicia para determinar la intensidad máxima, se debe utilizar la que corresponda para la zona en estudio, si dispone de datos pluviométricos puede aplicar cualquiera de las metodologías, caso contrario es bueno recurrir a alguna entidad cuya actividad sea la medición e interpretación de datos pluviométricos, en el caso del Ecuador, la entidad es el INAMHI.

Tabla 15: Valores recomendados para determinar la intensidad

	Frecuencia (años)
Redes urbanas y suburbanas	1 – 2
Redes de áreas urbanas residenciales y comerciales	2 – 5
Colectores de segundo orden como canalizaciones de riachuelos	10

Diseño de obras especiales como emisarios (canalizaciones de primer orden)	20 – 50
Ríos principales que constituyen el sistema de drenaje global de la cuenca	100

Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano (Moya, 2014)

Nota: estos valores no suplen el criterio del diseñador.

1.4.12.4 Tiempo de Entrada

Es el tiempo que tarda en escurrir una gota de lluvias desde el sitio más lejano sobre el área de drenaje hasta el primer punto de recolección del sistema diseñado. Es recomendable de valores que oscilen entre 10 y 30 minutos para áreas urbanas.

Tabla 16: Tiempos de entrada recomendados para distintas zonas

Zona	Características	Tiempo de entrada (min)
Densamente pobladas	Alto porcentaje de superficies impermeables con sumideros cercanos entre sí.	5
Distritos comerciales	Pendientes planas, sumideros más espaciados	10 – 15
Distritos residenciales planos	Sumideros muy espaciados	20 – 30

Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano. (Moya, 2014)

Existen algunos métodos para el cálculo del tiempo de entrada, entre los cuales destacan la ecuación de Kerby y la ecuación del Soil Conservation Service de Estados Unidos.

Ecuación de Kerby

$$te = 1.44 \left(\frac{L * m}{s^2} \right)^{0.467}$$

Donde

L: longitud máxima de escurrimiento superficial en metros

s: pendiente promedio entre el punto más alejado y el sitio de recolección (m/m)

m: coeficiente de retardo

Tabla 17: Valores de m para la ecuación de Kerby

Tipo de Superficie	m
Impermeable	0.02
Suelo sin cobertura, compacto y liso	0.10
Superficie sin cobertura moderadamente rugosa	0.20
Pastos ralos	0.30
Terrenos con arborización	0.70
Pastos densos	0.80

Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano, 2014

Ecuación del Soil Conservation Service

$$te = \frac{L}{60 Ve}$$

$$Ve = a * s^{1/2}$$

Donde

L: longitud máxima de escurrimiento superficial (m)

Ve: velocidad media de escurrimiento superficial (m/s)

a: constante

s: pendiente promedio entre el punto más alejado y el sitio de recolección (m/m)

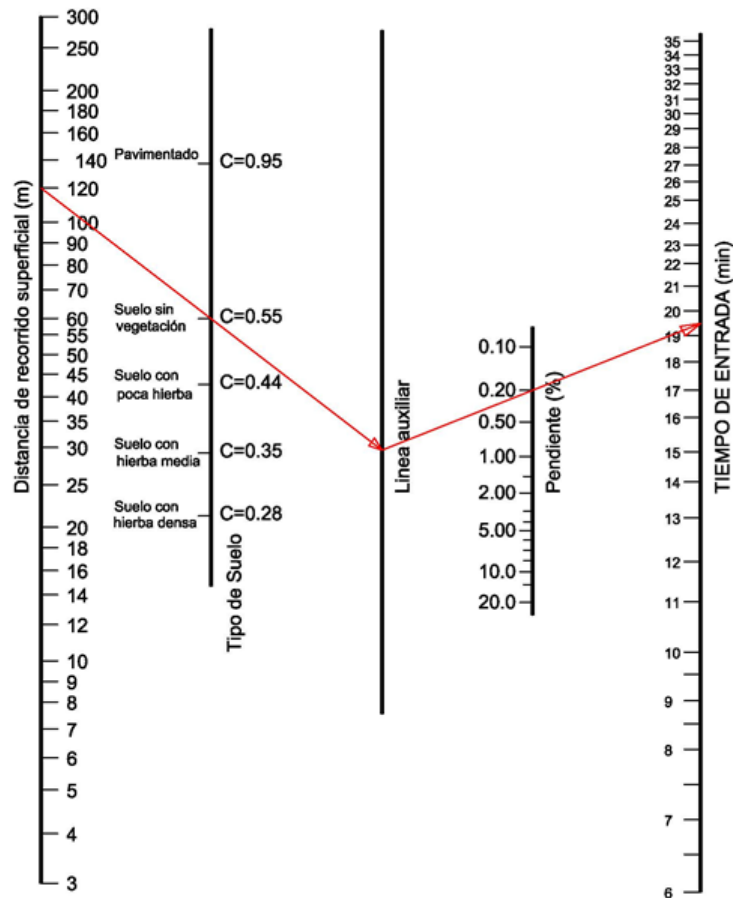
Tabla 18: Valores de a para la ecuación de S.C.S. U.S.

Tipo de Superficie	a
Bosque denso – poblado de árboles y arbustos	0.70
Pastos y patios	2
Área cultivada en surcos	2.70
Suelos desnudos	3.15
Áreas pavimentadas y tramos iniciales de quebradas	6.50

Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano. (Moya, 2014)

Adicionalmente otra alternativa es un monograma elaborado para determinar el tiempo de entrada. Partiendo de la longitud máxima de escurrimiento y el valor del coeficiente de escurrimiento, los cuales se una con una línea que intercepte otra auxiliar. Desde ese punto se traza una nueva línea que pase por el valor de la pendiente promedio entre el punto más alejado y el sitio de recolección, finalmente nos proyectará al valor del tiempo de entrada en minutos. (Trapote.A, 2014)

Ilustración 15: Ejemplo de monograma para determinar el te



Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano, 2014

1.4.12.5 Tiempo de Flujo

El tiempo de flujo será calculado en función de la longitud de recorrido de la tubería y la sección de esta; tendrá influencia en los caudales que se reunirán en los sumideros subsiguientes.

$$tf = \frac{L}{V}$$

Donde

L: longitud de la tubería hasta el sitio de recolección (m)

V: velocidad en condiciones de tubería llena (m/s)

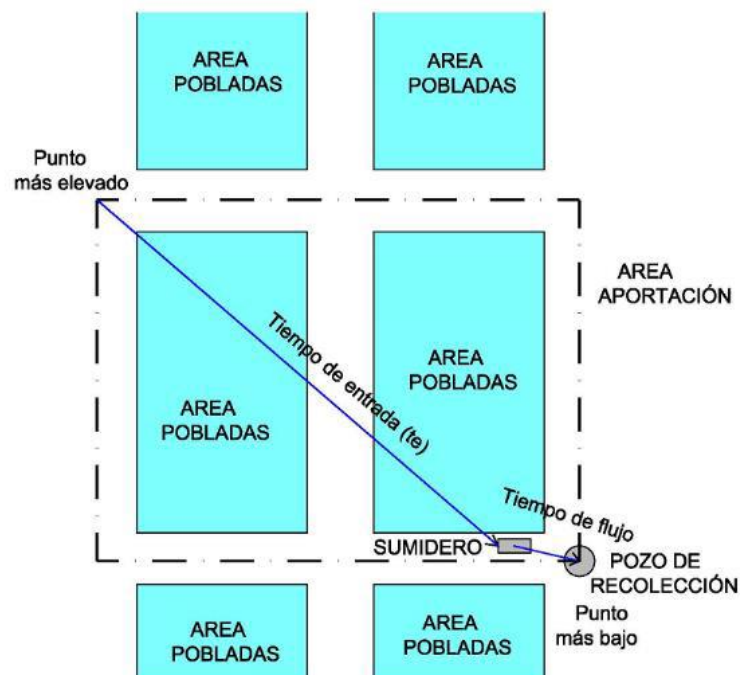
1.4.12.6 Tiempo de Concentración

El método racional considera al tiempo de concentración como el tiempo de duración de la lluvia y estará dado por la suma de los tiempos de entrada y de flujo, pues estima un incremento de caudal a medida que aumenta el área de drenaje.

Por lo tanto, la escorrentía máxima se presenta cuando la totalidad del área se encuentra contribuyendo, o sea, la lluvia debe tener una duración igual al tiempo para que una partícula de lluvia caída en el sitio más alejado alcance a llegar a la alcantarilla que colecte las aguas pluviales de la zona.

El criterio que se plantea por algunos proyectistas es ir calculando el tiempo de concentración entre pozos de revisión, considerando la longitud máxima de escurrimiento entre el sitio más lejano del área de aportación hasta el sumidero más cercano al pozo analizado, y sumar el tiempo de flujo que va entre el ingreso al sumidero hasta llegar al pozo.

Ilustración 16: Áreas de aporte



Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano, 2014

1.4.12.7 Área de Drenaje

Son las áreas de aportación consideradas para un sistema de alcantarillado pluvial, se consideran siguiendo la pendiente del terreno hacia el punto de recolección, no se podrá considerar o en lo posible se evitarán áreas en contra pendiente.

El trazado de las áreas de drenaje deberá limitar la aportación del caudal hacia un pozo de revisión, que cumpla trabajo de recolección a través de sumideros; jamás deberá unirse de manera directa a la tubería sino a través de algún tipo de estructura sanitaria (pozos de revisión).

En áreas con pendientes mínimas, se recomienda no considerar áreas muy grandes porque se produciría zonas de inundación, con tiempos largos de desagüe.

En zonas urbanas debe medirse a partir de la superficie que contribuye al sistema de drenaje y su recolección se la puede realizar mediante rejillas de piso, cunetas o canales y conducirlos hacia sistemas de tuberías o colectores, etc.

En zonas rurales corresponde a la superficie de la cuenca y su disposición se puede realizar aprovechando la topografía del lugar, hacia quebradas o algún cauce existente.

1.4.13 Obras Complementarias

1.4.13.1 Sumideros de Piso

También conocidos como sumideros de calzada, son estructuras de recolección ubicadas en el piso de la vía y a un costado de la misma, colinda con el bordillo y acera, en la parte baja del bombeado antes del cruce peatonal.

Son rejillas que quedan deprimidas entre 2 y 5 cm del nivel de la calzada, para generar carga hidráulica de ingreso del caudal, a través de los espacios de los barrotes de la rejilla e impidiendo el ingreso de material flotante; la forma y dimensionamiento podrán ser asumidas por el calculista, dependiendo la pendiente longitudinal de la vía y el caudal de escurrimiento.

1.4.13.2 Sumideros de Ventana

Utiliza el mismo criterio de los sumideros de calzada, el cual incrementa una toma lateral ubicada directamente debajo de la acera, misma que permite la recolección del caudal de escurrimiento con mayor amplitud; la altura de la ventana lateral puede oscilar entre 15 y 20 cm, a partir del piso de la calzada.

1.4.13.3 Sumideros de Cuneta

En grandes zonas urbanas, donde se planifica corredores laterales, estas zonas se vuelven grandes colectores de caudal de escurrimiento, por lo cual es necesario diseñar estructuras colectoras que vayan paralelas a las vías y estas a su vez descarguen en colectores, presentando la opción de diseñar sumideros abiertos, con o sin rejillas, que faciliten el ingreso desde las cunetas rectangulares, trapezoidales o triangulares.

1.4.13.4 Pozos de revisión

Son estructuras que desempeñan varias funciones en un sistema de alcantarillado, las cuales son: cambio de dirección, cambio de diámetro de la tubería, cambio de pendiente, como estructura de limpieza, inspección, ventilación y unión de varias tuberías. Se construyen de distintos materiales, deben ser herméticos para evitar la salida del agua residual hacia el terreno, así como la entrada del agua freática a las tuberías.

En la parte superior de los pozos se encuentra una tapa y cerco a nivel de calzada, fabricado de hierro fundido o de hormigón armado, mismas que permiten el ingreso al interior del pozo.

La distancia máxima depende del diámetro de tubería, la distancia máxima no deberá exceder a la permitida por equipos de limpieza.

Tabla 19: Distancia entre pozos

Diámetros (mm)	Máx. distancia entre pozos
$\emptyset \leq 350$	100 m
$400 \leq \emptyset \leq 800$	150 m
$\emptyset \leq 800$	200 m

Fuente: Metodología de diseño de sistemas de drenaje sanitario y pluvial
(UNESCO,2019)

Acorde al manual de diseño para proyectos hidráulicos de la universidad veracruzana, las separaciones se pueden aumentar hasta en un 10% por necesidades de distancias entre intersecciones en las calles.

Los pozos deberán ubicarse de tal manera que se evite el flujo de la escorrentía pluvial hacia ellos, si esto es inevitable se diseñaran tapas herméticas que impidan la entrada de escorrentía superficial.

La abertura superior del pozo tendrá un mínimo de 0.6m. El diámetro del cuerpo del pozo estará en función del diámetro exterior de la máxima tubería conectada al mismo, para ello la norma INEN sugiere los siguientes valores.

Tabla 20: Diámetros recomendados de pozos de revisión

Diámetro de tubería (mm)	Diámetro de pozo (m)
Menor o igual a 550	0.9
Mayor a 550	Diseño especial

Fuente: CPE INEN 5 Parte 9-1,1992

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

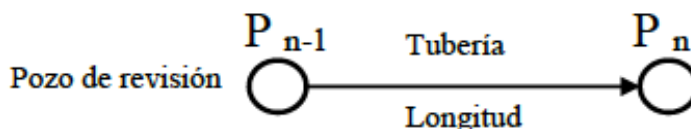
En el caso de tuberías laterales que entran al pozo en el cual el flujo principal es en otra dirección, los canales de fondo serán conformados de manera que la entrada se haga a un ángulo de 45° respecto al eje principal del flujo.

En caso de haber saltos en los pozos su altura máxima de descarga libre será de 0.6m, caso contrario se agrandará el diámetro del pozo y se instalará una tubería vertical dentro del mismo que intercepte el chorro de agua y lo conduzca hacia el fondo; el diámetro máximo de la tubería de salto será de 300mm. (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992)

El trazado de la red de alcantarillado estará constituido por tramos rectos en planta y perfil uniendo pozos de revisión y cuya dirección tendrá destino final en el punto más bajo de la pendiente del terreno.

El diámetro interior mínimo aceptado por varias entidades es de 200mm para alcantarillado sanitario y 250mm para alcantarillado combinado.

Ilustración 17: Distancia entre pozos



Fuente: Metodología de diseño del drenaje urbano. (Moya, 2014)

1.4.14 Criterios Normativos de la red pluvial

El sistema de dimensionamiento para una red de alcantarillado pluvial es similar a lo mencionado en el alcantarillado sanitario, la diferencia radica en los valores límite para cumplir con ciertos criterios de diseño.

1.4.14.1 Diámetro mínimo

El diámetro mínimo para este tipo de alcantarillados es de 250 mm; en el caso de tuberías para acometidas desde las rejillas hasta los pozos de revisión, el diámetro mínimo es de 150mm.

1.4.14.2 Velocidad Mínima

En el caso del alcantarillado pluvial, el caudal incluye el arrastre de sólidos en suspensión, que deben ser evacuados en conjunto con el caudal líquido, por lo tanto, se recomienda un valor mayor a 0.90 m/s.

1.4.14.3 Altura del calado del caudal pluvial

La altura del calado será correspondiente a la de tubería en condiciones totalmente llena, considerando como flujo a gravedad a superficie libre, es decir, conductos libres sin presión.

Para secciones rectangulares, trapezoidales o cuadradas, el funcionamiento será a sección plena, siempre a gravedad a superficie libre, con una altura de seguridad mínima de 10cm por encima del nivel máximo del caudal pluvial. (Moya, 2014)

1.4.14.4 Tensión tractiva mínima

Para este caso de alcantarillado pluvial, la fuerza de arrastre debe ser suficiente para transportar el agua junto con materiales de acumulación (95%) producto del acarreo que se genera con las lluvias; para que pueda existir auto limpieza en la tubería se recomienda un valor mínimo de la tensión tractiva de 1.5 Pa.

1.4.14.5 Interconexión entre pozos y/o cámaras de revisión

La interconexión entre tramos de tuberías de alcantarillado pluvial debe seguir la misma recomendación que para alcantarillado sanitario, mediante pozos de revisión. (Moya, 2014)

Para garantizar la condición de auto limpieza se deberá determinar la pendiente mínima, desde la etapa inicial del proyecto, de acuerdo con la siguiente relación.

$$\frac{Q_{mi}}{Q_{ll}} = 0.10 \text{ (10\%)}$$

Donde

Q_{mi} : caudal de aporte medio en la etapa inicial (en condición parcialmente llena)

Q_{ll} : capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro (en condición totalmente lleno)

CAPÍTULO II

2 METODOLOGÍA

2.1 Descripción de la metodología

En el presente proyecto se aplica una metodología dividida en dos escenarios de investigación y tres fases de trabajo. Los escenarios son: investigación de campo e investigación documental. En la primera se realiza el levantamiento de información específica del área de influencia del proyecto, tal como: topografía, tipos de uso del suelo, tipo de cobertura vegetal, tipo de suelo y cantidad y calidad de aguas residuales. En la segunda, se hace la recopilación de información normativa afín al objeto de este diseño además de datos climatológicos de la región. Para ello se hace referencia a la norma hidrosanitaria vigente (CPE INEN 5 Parte 9-1:1992), a los anuarios del INAMHI, así como al manual de estudios de precipitación provistos por la misma institución.

Además, las fases de trabajo consideradas para este proyecto son las siguientes:

Primera fase: Recopilación de información

En esta etapa se registra toda la información requerida para el planteamiento de una alternativa viable de sistemas de alcantarillados sanitario y pluvial para la zona. Se generan las curvas de nivel en base a un levantamiento topográfico del territorio. Luego, se genera una base de datos meteorológica utilizando la información de la estación Ambato Aeropuerto.

Segunda fase: Diseño de sistemas de alcantarillados sanitario y pluvial.

Se procede a la asignación de áreas tributarias para cada tramo del trazado de la red, siguiendo las recomendaciones de ubicación de cada tubería, así como las profundidades recomendadas en base a la topografía del sitio.

También, se calculan los caudales producidos por cada una de las áreas de aportación en función de su densidad poblacional.

Tercera fase: Cálculo de tuberías y validación de diseño

En esta etapa se dimensionan las tuberías para el cumplimiento de la capacidad requerida y la satisfacción de los parámetros hidráulicos normativos recomendados. Esto se logra con el uso de un programa en Visual Basic dentro de Microsoft Excel para generar las funciones encargadas de generar las iteraciones sucesivas que un

cálculo hidráulico requiere. Por otro lado, si alguno de los tramos diseñados presenta incumplimiento en cualquiera de los parámetros calculados, se procede al rediseño hasta lograr la total satisfacción del diseño.

Cuarta fase: generación de planos y memoria descriptiva

Una vez que se haya obtenido un diseño óptimo, se procede a plasmar la información resultante en los planos de ingeniería hidrosanitaria. Estos contendrán la información en planta como: áreas tributarias, curvas de nivel, ubicación de los pozos y de los colectores. Y también los perfiles longitudinales, que nos permitirán identificar la pendiente de las tuberías, y por tanto las cantidades de corte y relleno generadas por el proyecto.

2.2 Obtención de Parámetros iniciales para diseño

2.2.1 Estudios Topográficos

Como producto del levantamiento topográfico realizado se obtiene la superficie de terreno natural que se genera con el software Auto Cad CIVIL 3D. Del análisis de esta información se concluye que el terreno en estudio tiene una pendiente media de 2.86% aproximadamente, es parcialmente accidentado y conserva el sentido de la pendiente en toda la trayectoria a lo largo de la carretera Panamericana en el tamo de diseño de los alcantarillados.

Las curvas de nivel obtenidas se presentan a continuación:

Ilustración 18. Curvas de nivel de la zona de estudio.



Elaborado por: Erick Andrés Mayorga

2.2.2 Agua Potable

2.2.2.1 Período de diseño

De acuerdo con la recomendación dada en la normativa vigente, para las tuberías principales y secundarias de la red de distribución, cuando el material de esta es de PVC, el periodo de diseño recomendado es de 20 a 25 años.

Se opta por un periodo de diseño de 25 años.

2.2.2.2 Población de diseño

Población inicial

De acuerdo con el Plan de Ordenamiento Territorial PDOT Ambato 2050 (GAD Municipal Ambato, 2022), la parroquia Huachi grande, con una extensión de 1415.44 ha, tuvo una población de 17471 habitantes en el año 2020, basado en proyecciones realizadas por el INEC. Además, se tiene información de población de varios años previos al 2020, en base a los cuales se establece la tasa de crecimiento poblacional

para cada intervalo de tiempo analizado, y en base a esto se analizan las tendencias de crecimiento poblacional, proceso que se presenta a continuación:

Tendencia y tasa de crecimiento

Tendencia Lineal o Aritmética

$$Pf = Po * (1 + r * t)$$

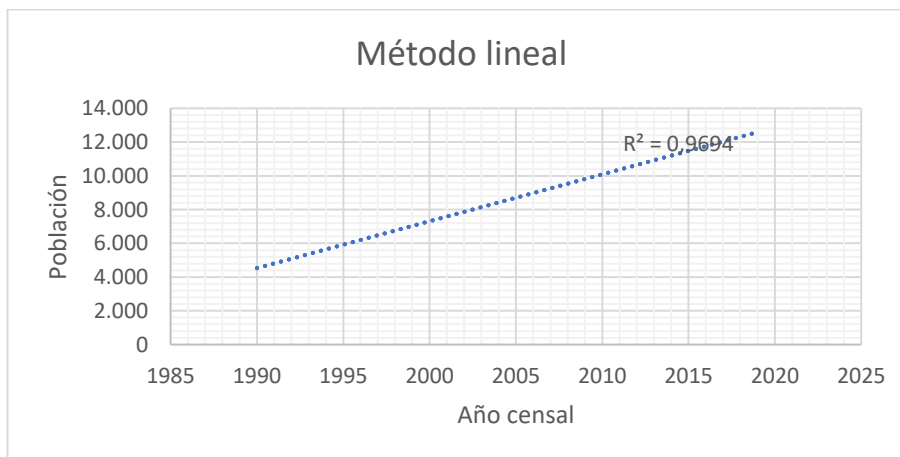
$$r = \frac{\frac{Pf}{Po} - 1}{t}$$

Tabla 21: Tendencia Lineal

Año censal	Población (hab.)	Tiempo (t)	Taza de crecimiento (r%)
1990	4.876		
2001	6.704	11	3,4082%
2010	10.614	9	6,4804%
2015	11.747	5	2,1349%
2019	12.322	4	1,2237%

Elaborado por: Erick Andrés Mayorga

Ilustración 19: Método Lineal



Elaborado por: Erick Andrés Mayorga

Tendencia Geométrica

$$Pf = Pi * (1 + r)^t$$

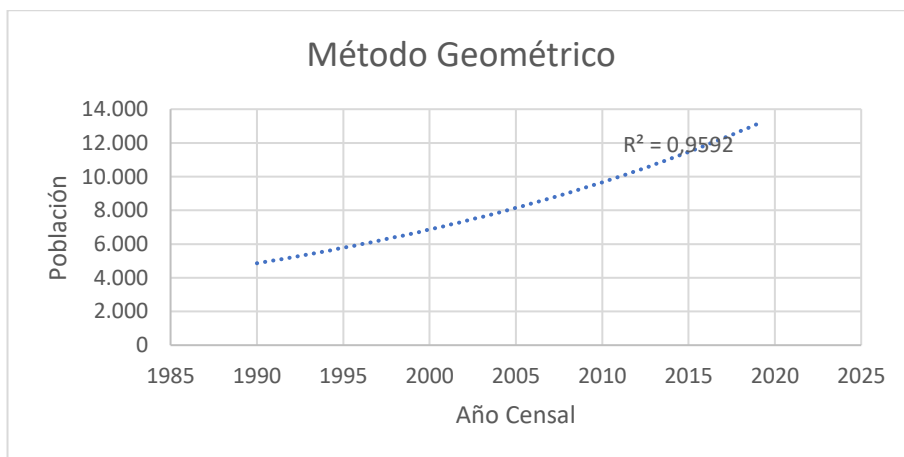
$$r = \left(\frac{Pf}{Pi}\right)^{\frac{1}{t}} - 1$$

Tabla 22: Tendencia Geométrica

Año censal	Población (hab.)	Tiempo (t)	Taza de crecimiento (r%)
1990	4.876		
2001	6.704	11	2,9366%
2010	10.614	9	5,2378%
2015	11747	5	2,0492%
2019	12322	4	1,2019%

Elaborado por: Erick Andrés Mayorga

Ilustración 20: Método Geométrico



Elaborado por: Erick Andrés Mayorga

Tendencia Exponencial

$$Pf = Pi * e^{r*t}$$

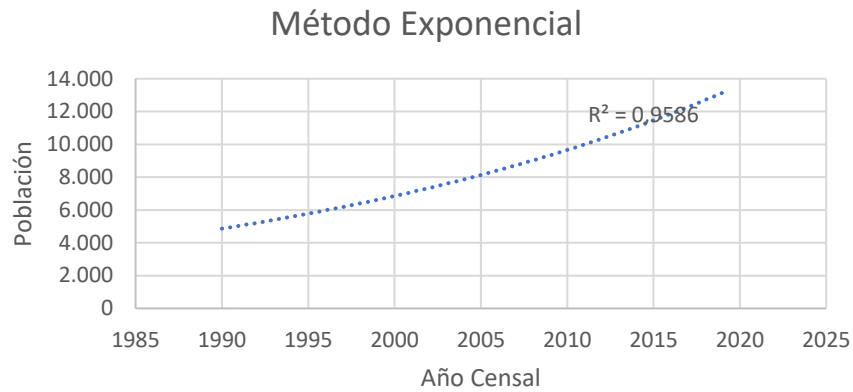
$$r = \frac{\ln\left(\frac{Pf}{Po}\right)}{t}$$

Tabla 23: Tendencia Exponencial

Año censal	Población (hab.)	Tiempo (t)	Taza de crecimiento (r%)
1990	4.876		
2001	6.704	11	2,8944%
2010	10.614	9	5,1052%
2015	11.747	5	2,0285%
2019	12.322	4	1,1947%

Elaborado por: Erick Andrés Mayorga

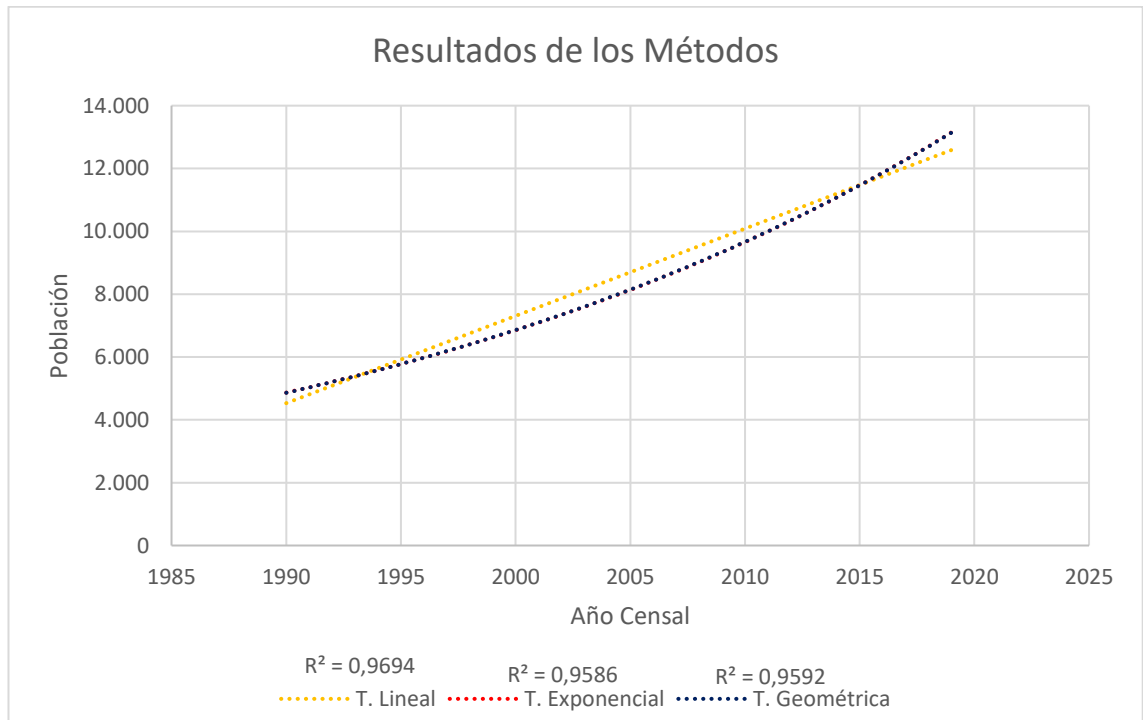
Ilustración 21: Método Exponencial



Elaborado por: Erick Andrés Mayorga

Resultados:

Ilustración 22: Resultados de los tres métodos



Elaborado por: Erick Andrés Mayorga

Por los valores de R^2 que se muestra, se puede decir que las propuestas más adecuadas serían las tendencias exponencial y geométrica, se seleccionará la tendencia

geométrica por brindarnos una mayor facilidad y tomando en cuenta que es la más cercana a 1.

Tabla 24: Tendencia escogida

Año censal	Población (hab.)	Tiempo (t)	Taza de crecimiento (r%)
1990	4.876		
2001	6.704	11	2,9366%
2010	10.614	9	5,2378%
2015	11747	5	2,0492%
2019	12322	4	1,2019%

Elaborado por: Erick Andrés Mayorga

La tasa de crecimiento poblacional escogida r% es el producto de un proceso de obtención de la media ponderada de todas las tasas de crecimiento de la tendencia geométrica. Así, el valor obtenido es $r = 3.25\%$.

Población actual, población flotante y población futura

Población Actual

Si tomamos en cuenta el último año censal, siendo este el 2019, en la parroquia Huachi Grande existen 12322 habitantes. Para el presente año 2023, han transcurrido ya 4 años de este último censo. Por tanto, para obtener la población actual se proyectará para estos 4 años con la fórmula geométrica y tasa de crecimiento de 3.5%

$$P_{2023} = P_{2019} * \left(1 + \frac{r\%}{100}\right)^{n \text{ años}}$$

$$P_{2023} = 12322 * \left(1 + \frac{3.25}{100}\right)^{4 \text{ años}}$$

$$P_{2023} = 14004 \text{ hab.}$$

Población Flotante

La población flotante es de 1489 habitantes de acuerdo a los datos de la tabla a continuación. La población permanente con respecto a la flotante se tomará un valor de 25% de esta.

Tabla 25: Población Flotante de la parroquia Huachi Grande

Nombre escuela	Tipo	Ubicación	No. Estudiantes	No. Docentes
Honduras	Inicial y ed. Básica	San Francisco	335	13
Los tres Juanes	Ed. Básica	Caserío la florida	20	4
Manzanitas	Ed. Básica	Centro de Huachi Grande	45	2
Nueve de octubre	Ed. Básica	Barrio Centro	331	16
Pio López	Ed. Básica	La libertad	227	12
Sergio Albuja	Ed. Básica	San José	42	2
Vicente Flor	Inicial y ed. Básica	Barrio Central	419	21

Fuente: Actualización del plan de desarrollo y ordenamiento territorial de la parroquia rural Huachi Grande, 2019

Así, la población permanente con respecto a la flotante es de 373 habitantes.

Con ello finalmente se tiene los datos necesarios para la obtención de nuestra población actual, así.

$$P_{actual2023} = P_{2023} + P_{flotante}$$

$$Pa = 14004 \text{ hab} + 373 \text{ hab}$$

$$Pa = 14377 \text{ hab}$$

Población futura o de diseño

Para obtener la población futura, se proyecta con la fórmula geométrica para los 25 años de periodo de diseño que fueron seleccionados.

$$Pf = Pa * (1 + r)^n$$

$$Pf = 14377 \text{ hab} * \left(1 + \frac{3.25}{100}\right)^{25}$$

$$Pf = 31982 \text{ hab}$$

Esta es la cantidad de habitantes que de forma permanente y flotante se encuentran en toda la parroquia Huachi Grande, es decir en sus 1415.44 ha de superficie. Sin embargo, el área a ser servida con este proyecto es únicamente una porción de la parroquia. Por tal motivo, es necesario obtener la densidad poblacional de la región, que será útil para los cálculos de caudales de aporte por área tributaria a cada tramo de tubería.

2.2.2.3 Densidad poblacional para diseño

La densidad poblacional para diseño se obtiene dividiendo la población futura calculada para el final del periodo de diseño, para el área en la que se encuentra distribuida esta población.

$$Desn_{pob} = \frac{P_f}{A}$$

$$Desn_{pob} = \frac{31982}{1415.44}$$

$$Desn_{pob} = 31.28 \frac{\text{hab}}{\text{ha}}$$

2.2.2.4 Dotación

De acuerdo con la EP EMAPA-A la dotación actual que manejan para la parroquia Huachi Grande es de 200 lt/hab-día, sin embargo, los consumos registrados por su población son en promedio de 175 l/hab-día, con base en ello se trabajará con este valor.

Dotación Futura

Método 1.

$$Df = Dma + 1 \text{ l/hab/día} * (n)$$

$$Df = 175 \text{ l/hab/día} + 1 \text{ l/hab/día} * 25$$

$$Df = 200 \text{ l/hab/día}$$

Método 2.

A pesar de que Huachi Grande es una parroquia rural, se considerará el incremento de 0.5% que es para área urbana, debido a que es una zona cercana a la cabecera cantonal y además la dotación que recibe por parte de la EP EMAPA-A es de área urbana.

$$Df = Dma * (1 + \% \text{ incremento consumo})^n$$

$$Df = 175 \text{ l/hab/día} * (1 + 0.5\%)^{25}$$

$$Df = 198.24 \text{ l/hab/día}$$

Las dotaciones obtenidas por ambos métodos nos reflejan una similitud, por facilidad se optará por la dotación futura obtenida con el primer método.

2.2.2.5 Caudal Medio Diario

Luego de medir las áreas que la EP EMAPA-A indica que son las que se deben considerar en el diseño de este tramo de red de alcantarillado, se obtiene un total de 55.865 ha para alcantarillado sanitario.

Conociendo la densidad poblacional para diseño, se puede obtener la población a ser servida con este proyecto.

$$P_{f \text{ proyecto}} = A_{\text{proyecto}} * Dens_{\text{pob}}$$

$$P_{f \text{ proyecto}} = 55.865 \text{ ha} * 31.28 \frac{\text{hab}}{\text{ha}}$$

$$P_{f \text{ proyecto}} = 1749 \text{ hab}$$

$$Q_{md} = \frac{\text{Población de diseño} * \text{Dotación Futura}}{86400 \text{ seg/día}}$$

$$Q_{md} = \frac{1749 \text{ hab} * 200 \text{ l/hab/día}}{86400 \text{ seg/día}}$$

$$Q_{md} = 4.05 \text{ l/s}$$

2.2.2.6 Caudal de diseño de la red de AAPP

En su totalidad el proyecto requerirá un caudal equivalente al máximo horario.

$$Q_{MH} = 2.3 Q_{md}$$

$$Q_{MH} = 2.3 \left(4.05 \frac{\text{lt}}{\text{s}} \right)$$

2.2.2.7 Selección del material

Teniendo en cuenta el período de diseño seleccionado, la vida útil del material a utilizar debe garantizar una durabilidad de al menos 25 años. Además, considerando que la facilidad de manipulación en obra reduce el tiempo y costo de la construcción, se ha optado por PVC, un material cuya vida útil satisface dicho período. Además, la popularidad del material está en auge para la construcción de proyectos de agua potable y alcantarillado por su disponibilidad en el mercado, facilidad de montaje, peso y practicidad.

Las tuberías y sus diámetros respectivos se los obtendrá de catálogos de empresas cuyos productos se comercializan en nuestro país.

2.2.3 Alcantarillado Sanitario

2.2.3.1 Período de diseño

De acuerdo con la recomendación dada en la normativa vigente, para las redes de recolección de aguas residuales, al tratarse de colectores principales, se opta por un periodo de diseño de 25 años.

2.2.4 Alcantarillado Pluvial

2.2.4.1 Período de retorno

Las estructuras de drenaje pluvial se diseñan para la probabilidad de ocurrencia de un evento en un tiempo asociado al tipo estructura. Con base en la recomendación de la norma INEN CPE 5, Parte 9, para el diseño de redes de áreas urbanas residenciales y comerciales se recomienda utilizar un periodo de retorno de 2 a 5 años.

Para este caso, se escoge un periodo de retorno de 5 años, tiempo que será también el periodo de diseño, ya que será este tiempo quien defina el caudal de diseño.

2.2.4.2 Caudal de diseño de la red de alcantarillado pluvial

2.2.4.3 Coeficiente de escurrimiento

El tramo de la carretera Panamericana que es objeto de diseño pretende drenar las aguas lluvias de gran parte del territorio de Huachi Grande. La zona más cercana a la carretera se puede asociar con la siguiente descripción:

- Zonas residenciales con baja densidad (25% del área a drenar), con coeficiente de escurrimiento entre 0.35 a 0.55

Mientras que la porción más grande del área a drenar se podría describir como:

- Parques, campos de deportes (75% del área a drenar), con coeficiente de escurrimiento entre 0.1 y 0.2

Con este fundamento, se estima un promedio ponderado de estos valores, llegando a establecer que el coeficiente de escurrimiento adecuado para el proyecto es $C=0.25$.

2.2.4.4 Intensidad Máxima

Los datos de intensidad se obtienen del manual de análisis de precipitaciones del INAMHI, del cual se obtiene la ecuación de intensidad basada en los datos de precipitación registrados en la estación meteorológica Ambato-Aeropuerto.

Las ecuaciones para dicha estación son las siguientes:

Para tiempo de concentración entre 5 y 30 min:

$$i = 95.7035 * T^{0.2644} * t^{-0.5192}$$

Para tiempo de concentración entre 30 y 120 min:

$$i = 226.883 * T^{0.2204} * t^{-0.7568}$$

Para tiempo de concentración entre 120 y 1440 min:

$$i = 438.0411 * T^{0.1712} * t^{-0.8664}$$

Donde:

T: periodo de retorno en años

T: tiempo de concentración en minutos

2.2.4.5 Tiempo de entrada

De todos los métodos expuestos para el cálculo del tiempo de entrada, se considera adecuado utilizar el método del Soil Conservation Service, ya que se cuenta con toda la información para poder aplicarlo.

$$te = \frac{L}{60 Ve}$$

L, la longitud máxima de escurrimiento superficial hasta la llegada al primer punto de recolección es 1292.33 metros (obtenida por medición directa desde Autodesk Civil 3D)

$$Ve = a * s^{1/2}$$

La constante a adoptada es 6.5, correspondiente a Áreas pavimentadas y tramos iniciales de quebradas.

Considerando que la pendiente media del terreno es de $s=2.86\%$.

Se obtiene:

$$Ve = 6.5 * 0.0286^{1/2}$$

$$Ve = 1.10 \text{ m/s}$$

$$te = \frac{1292.33}{60 (1.10)}$$

$$te = 19.6 \text{ min}$$

Sin embargo, la recomendación normativa para una zona con características similares a las de este estudio es de 10 a 15 min. (Ver Tabla 18).

Con esta consideración, se opta por el valor más conservador, es decir

$$te = 10 \text{ min}$$

2.2.4.6 Tiempo de flujo

Este es el tiempo que tarda el flujo en recorrer cada tramo de tubería desde el inicio de su recorrido dentro de la red de alcantarillado pluvial hasta el tramo de análisis.

Además, al ser este tiempo dependiente de la velocidad de flujo en cada tramo, y siendo esta velocidad variable para cada tramo, debe necesariamente, calcularse individualmente para cada tramo.

CAPÍTULO III

3 CÁLCULO HIDRAULICOS

3.1 RED DE AGUA POTABLE

3.2 RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

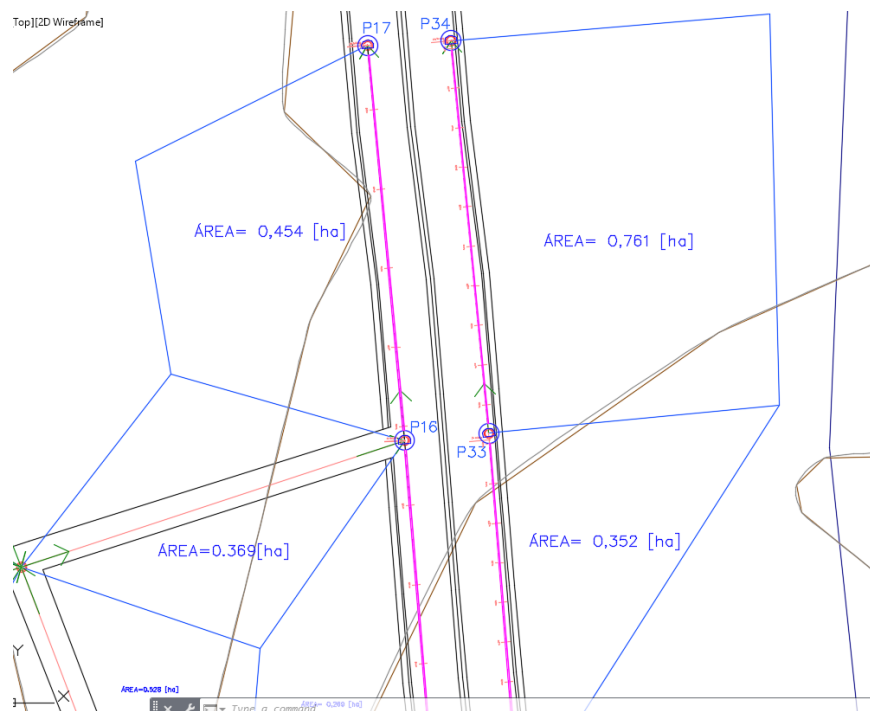
Para desarrollar paso a paso el procedimiento de cálculo de cada tramo de tubería, se considera uno de ellos. En este caso se realizará para el tramo P16-P17.

Los demás tramos tienen exactamente el mismo procedimiento que el presentado para el elegido como modelo, y el cálculo hidráulico de toda la red se desarrolla con la ayuda de software.

3.2.1 Áreas de aportación

El área de aportación para cada tramo se asigna en función de la geometría del polígono que tiene sus vértices coincidentes con los pozos de inicio y fin en determinado tramo de tubería. El proceso se ilustra en la imagen a continuación.

Ilustración 23. Área de aportación para el tramo P16-P17



Elaborado por: Erick Andrés Mayorga

En función de ello, el área de aportación para el tramo de tubería P16-P17 es de 0.454 ha.

Sin embargo, el caudal que será transportado por el tramo P16-P17 es el que sea producido por el área del polígono tributario más el caudal que hasta ese punto se haya recogido hasta el tramo inmediato anterior.

Sumando todas las áreas que van a aportar hasta el tramo en análisis, haciendo uso del software Autodesk CIVIL 3D se obtiene 46.838 ha.

Para obtener el área acumulada (que es con la que se debe calcular el caudal tributario al tramo) se deben sumar las áreas previas más el área de aportación única del tramo, dando como resultado:

$$A_{acum} = 46.838 \text{ ha} + 0.454 \text{ ha}$$

$$A_{acum} = 47.292 \text{ ha}$$

3.2.2 Caudal de Diseño

3.2.2.1 Caudal Medio Diario Sanitario

Sabiendo que se trabajará con una dotación de 200 lt/hab-día, es necesario conocer la cantidad de habitantes que aportarán a la tubería del tramo P16-P17. Para ello haremos uso de la densidad poblacional de 31.28 hab/ha calculada.

$$Q_{mds} = \frac{200 \frac{\text{lt}}{\text{ha. día}} * 31.28 \frac{\text{hab}}{\text{ha}} * 47.292 \text{ ha}}{86400} * Cr$$

Se considera un coeficiente de retorno del 80% (0.8)

$$Q_{mds} = \frac{200 \frac{\text{lt}}{\text{ha. día}} * 31.28 \frac{\text{hab}}{\text{ha}} * 47.292 \text{ ha}}{86400} * 0.8$$

$$Q_{mds} = 2.74 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

3.2.2.2 Caudal Instantáneo

$$Q_i = M * Q_{mds}$$

Utilizando el modelo general para la obtención del factor de mayoración M, tenemos

$$M = \frac{2.228}{Q^{0.073325}}$$

$$M = \frac{2.228}{2.74^{0.073325}} = 3.43$$

Ya que el valor de M es inferior a 4, tomamos el valor calculado como factor de mayoración

$$Q_i = 3.43 * 2.74 \frac{lt}{s}$$

$$Q_i = 9.41 \frac{lt}{s}$$

3.2.2.3 Caudal por infiltración

$$Q_{inf} = I * L$$

De acuerdo con la normativa ecuatoriana: Normas para Estudio y Diseño de Sistemas de Agua Potable y Disposición de Aguas Residuales para Poblaciones Mayores a 1000 Habitantes, el caudal de infiltración recomendado es de 0.35 lt/s por cada kilómetro de tubería. Por lo que, para el tramo P16-P17 que tiene una longitud de 99.90 m produce:

$$Q_{inf} = 0.35 \frac{lt}{s} * \frac{99.90m}{1000}$$

$$Q_{inf} = 0.35 \frac{lt}{s} * \frac{99.90m}{1000}$$

$$Q_{inf} = 0.022 \frac{lt}{s}$$

3.2.2.4 Caudal por conexiones erradas

Con base en la normativa ecuatoriana, donde menciona que el criterio del calculista prima sobre las recomendaciones generales para el cálculo del caudal por conexiones erradas. Y, considerando que esta propuesta de mejoramiento está pensada como un sistema separado, en el que las aguas residuales y las pluviales se transportarán

separadamente desde las edificaciones mismas, esta aportación de caudal fácilmente podría asumirse como cero.

Por otro lado, en vista de la posible existencia de conexiones erradas, para el contexto del sistema proyectado, se considera adecuado usar:

$$Q_e = (15\%) Q_{mds}$$

$$Q_e = (15\%) 2.74 \frac{lt}{s}$$

$$Q_e = 0.41 \frac{lt}{s}$$

3.2.2.5 Caudal Máximo Extraordinario

$$Q_x = 1.5 * Q_i$$

$$Q_x = 1.5 * 9.41 \frac{lt}{s}$$

$$Q_x = 14.12 \frac{lt}{s}$$

3.2.2.6 Caudal de Diseño

Puede ser alguna de las siguientes ecuaciones:

$$Q_d = Q_i + Q_{inf} + Q_e$$

$$Q_d = 9.41 + 0.022 + 0.41$$

$$Q_d = 9.84 \frac{lt}{s}$$

O también se lo puede calcular con el caudal máximo extraordinario (Q_x), así.

$$Q_d = Q_i + Q_x$$

$$Q_d = 9.41 + 14.12$$

$$Q_d = 23.53 \frac{lt}{s}$$

Finalmente, se decide tomar como caudal de diseño al producido con la primera fórmula de cálculo, es decir, **9.84 lt/s**. Esto debido a la extrema diferencia que se presenta con el segundo método, mismo que para el contexto del proyecto se considera sobredimensionado

3.2.3 Cálculo Hidráulico

Se entiende por cálculo hidráulico al procedimiento matemático que se lleva a cabo para dimensionar la tubería, es decir, determinar el diámetro adecuado para que se cumplan todas las condiciones de diseño tales como:

- Velocidad de flujo mayor a la mínima normativa (0.6 m/s)
- Velocidad de flujo menor a la máxima normativa (4.5 m/s)
- Fuerza tractiva mayor a 1 Pa.
- Calado o tirante hidráulica menor al 80% del diámetro del tubo

El proceso empieza seleccionando un diámetro superior al mínimo normativo (200 mm). Para este caso del tramo P16-P17, al tratarse de un tramo al final de la recolección el primer tanteo de hará con un **diámetro interior de 300 mm**.

Para tener valores exactos de las dimensiones efectivas de la tubería, es preciso referirse a los catálogos de fabricantes disponibles. Para nuestro país una opción es NOVAFOR PLUS y Ecuaconductos C.LTDA. Mostrado a continuación:

Ilustración 24. Catálogo de tuberías NOVAFOR PLUS

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LAS TUBERÍAS DE PVC PARED ESTRUCTURADA NOVAFORT PLUS						
Diámetro Nominal	Diámetro Interior	Longitud Útil (NO incluye campana)	RIGIDEZ			
			Rigidez Anular ISO 9969 kPa (kN/m ²)		Rigidez del Tubo ASTM D-2412 lb/plg ² (kN/m ²)	
			INEN 2059			
mm	mm	m	Serie 5	*Serie 6	Serie 5	*Serie 6
125	110,00	6	-	8	-	57 (394)
175	160,00	6	4	-	29 (199)	-
220	200,00	6	4	-	29 (199)	-
280	250,00	6	4	-	29 (199)	-
335	300,00	6	4	-	29 (199)	-
400	364,00	6	4	-	29 (199)	-
440	400,00	6	4	-	29 (199)	-
540	500,00	6	4	-	29 (199)	-
650	600,00	6	4	-	29 (199)	-
760	700,00	6	4	-	29 (199)	-
875	800,00	6	4	-	29 (199)	-
* 975	900,00	6	4	-	29 (199)	-

Fuente: NOVAFOR PLUS y Ecuaconductos C.LTDA

Entonces:

$D_{nominal} = 350 \text{ mm}$

$D_{interior} = 300 \text{ mm}$ (siendo el diámetro interior el que participa en los cálculos hidráulicos)

3.2.3.1 Parámetros a flujo lleno

Para esta condición se requiere calcular los parámetros hidráulicos considerando que el fluido llena toda la sección transversal del tubo. Para un diámetro de 300 mm se tiene:



Área mojada a flujo lleno

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi(0.3)^2}{4} = 0.0707 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado a flujo lleno

$$P = \pi D$$

$$P = \pi * 0.30 = 0.9425 \text{ m}$$

Radio hidráulico a flujo lleno

$$R_h = \frac{A}{P}$$

$$R = \frac{D}{4}$$

$$R = \frac{0.3}{4} = 0.075 \text{ m}$$

Velocidad a flujo lleno (a partir de la fórmula de Manning)

$$V_{tll} = \frac{0.397}{n} D^{2/3} S^{1/2}$$

Ya que la tubería es de PVC se adopta un factor de rugosidad $n=0.010$ de acuerdo con las especificaciones del producto.

Además, es necesario adoptar una pendiente de proyecto (pendiente de la tubería calculada con las cotas del inver al inicio y fin del tramo). Para el tramo P16-P17 Se tiene:

Ilustración 25. Perfil longitudinal tramo P16-P17



Donde podemos apreciar:

$$Pendiente_{\text{terreno}} = \frac{\text{Cota. terrerp P16} - \text{Cota de terrano P17}}{\text{Longitud P16} - \text{P17}}$$

$$Pendiente_{\text{terreno}} = \frac{2862.051 \text{ m} - 2864.53 \text{ m}}{99.90 \text{ m}}$$

$$Pendiente_{\text{terreno}} = -2.49\%$$

La pendiente de proyecto es adoptada por el diseñador, con la premisa de generar una velocidad de flujo mayor a 0.45 m/s (en lo posible no menor a 0.60 m/s) y menor de 4.5 m/s.

Se adopta una pendiente de proyecto de **S=2.52%**, para lo cual se debe profundizar 6.50 m en el pozo P16 y 11.50 m en el pozo P17 desde la superficie del terreno. Cabe mencionar que este es el tramo con mayores profundidades de pozo que se registran en el proyecto, y esto se debe específicamente que en este tramo la pendiente de proyecto se opone a la pendiente del terreno con el fin de satisfacer la dirección de flujo estipulada por la EP-EMAPA -A

$$V_{tll} = \frac{0.397}{0.010} * 0.30^{\frac{2}{3}} * (2.52/100)^{1/2}$$

$$V_{tll} = 2.82 \frac{m}{s}$$

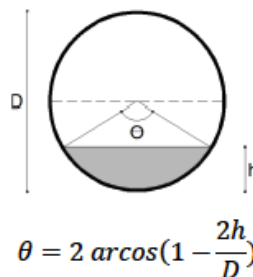
Velocidad a flujo lleno ($Q=A*V$, y la velocidad se obtiene con la fórmula de Manning)

$$Q_{tll} = \frac{0.312}{n} * 0.3^{8/3} (2.52/100)^{1/2}$$

$$Q_{tll} = 199.54 \frac{lt}{s}$$

3.2.3.2 Parámetros a flujo parcial

Este es el escenario en el que se pretende que la tubería funcione, es decir, es el escenario real de diseño. El cálculo de los parámetros hidráulicos a flujo lleno es útil únicamente como medio de comparación del comportamiento de la tubería, y como apoyo en el cálculo a sección parcial, puesto que despejar las variables en función del ángulo central es más complicado que utilizar las relaciones entre parámetros a flujo parcial con respecto a sus homólogos a flujo lleno.



Partiendo de la ecuación de caudal a flujo parcial se tiene:

$$Q_{pll} = \frac{D^{8/3}}{7257.15 * n (2\pi\theta)^{2/3}} (2\pi\theta - 360 * \text{sen}\theta)^{5/3} * s^{1/2}$$

Donde el caudal a sección parcial es el caudal real que estará fluyendo por esta tubería, es decir, el caudal de diseño. Mismo que previamente fue calculado.

$$Q_{pll} = Q_d = 9.84 \frac{lt}{s}$$

Por tanto, en la ecuación anterior se conocen todos los parámetros, excepto el ángulo θ , mismo que no puede ser despejado directamente de la ecuación. Por esta razón se recurre a un código de Visual Basic dentro de Microsoft Excell con el fin de generar las iteraciones sucesivas requeridas para llegar al valor de θ .

Para desarrollar un proceso manual, se puede hacer uso una tabla que contiene diferentes valores de relaciones hidráulica para cada valor de Q/Q_0 , misma que se presenta a continuación:

Tabla 26. Relaciones hidráulicas para conductos circulares

Q/Q₀	V/v₀	d/D	R/R₀	θ (grados)	θ (radianes)
0	0	0	0	0	0
0.01	0.322959719	0.071211648	0.183536539	61.909	1.081
0.02	0.399753622	0.099448248	0.252748514	73.529	1.283
0.03	0.447819925	0.119088118	0.299678178	80.750	1.409
0.04	0.487936975	0.136668016	0.340836106	86.785	1.515
0.05	0.522893866	0.152896085	0.378111879	92.072	1.607
0.06	0.551028977	0.166593817	0.409036117	96.357	1.682
0.07	0.576268433	0.179382125	0.437458889	100.232	1.749
0.08	0.599166416	0.191407934	0.463789801	103.778	1.811
0.09	0.620138886	0.20278897	0.488352536	107.057	1.868
0.1	0.639503296	0.213619695	0.51140407	110.114	1.922
0.11	0.658834885	0.224752165	0.534767346	113.198	1.976
0.12	0.675228249	0.234452415	0.554850401	115.841	2.022
0.13	0.690748033	0.243863511	0.574089343	118.369	2.066
0.14	0.705477272	0.253007366	0.592549369	120.794	2.108
0.15	0.719489036	0.261904381	0.610290023	123.126	2.149
0.16	0.732847725	0.270573433	0.627365477	125.374	2.188
0.17	0.7456102	0.279031915	0.643824888	127.545	2.226
0.18	0.757826756	0.287295796	0.659712786	129.647	2.263
0.19	0.769541975	0.295379714	0.675069474	131.686	2.298
0.2	0.781790814	0.304004693	0.691251115	133.843	2.336
0.21	0.792273011	0.311531199	0.705199982	135.712	2.369
0.22	0.802453128	0.318973996	0.718835491	137.547	2.401
0.23	0.812341606	0.326333723	0.732163451	139.352	2.432
0.24	0.821948665	0.33361127	0.74519004	141.125	2.463

0.25	0.831294776	0.340815909	0.757936072	142.871	2.494
0.26	0.840386163	0.347946609	0.770403664	144.591	2.524
0.27	0.849201385	0.354980282	0.782557108	146.279	2.553
0.28	0.857756093	0.361922888	0.794411857	147.938	2.582
0.29	0.866064612	0.368779992	0.80598218	149.570	2.610
0.3	0.874140066	0.375556793	0.817281257	151.177	2.639
0.31	0.882700535	0.382865996	0.829316077	152.903	2.669
0.32	0.890188908	0.389369827	0.839891658	154.434	2.695
0.33	0.897506848	0.395828786	0.850269609	155.950	2.722
0.34	0.904659131	0.402243896	0.860453601	157.451	2.748
0.35	0.911650419	0.408616257	0.870447342	158.938	2.774
0.36	0.918485255	0.414947043	0.880254559	160.412	2.800
0.37	0.925168067	0.421237492	0.889878986	161.873	2.825
0.38	0.931703158	0.427488905	0.899324348	163.323	2.851
0.39	0.938094712	0.433702639	0.908594349	164.761	2.876
0.4	0.944346785	0.439880101	0.917692662	166.188	2.901
0.41	0.951040002	0.44660711	0.927466382	167.740	2.928
0.42	0.956790051	0.452484191	0.935890365	169.094	2.951
0.43	0.962456067	0.458367905	0.944216035	170.448	2.975
0.44	0.96803748	0.464257429	0.952441387	171.801	2.999
0.45	0.973533745	0.470151943	0.960564461	173.155	3.022
0.46	0.978944335	0.476050623	0.968583343	174.509	3.046
0.47	0.984268746	0.481952646	0.976496166	175.863	3.069

0.48	0.989506498	0.487857188	0.984301112	177.217	3.093
0.49	0.994657129	0.493763425	0.991996409	178.571	3.117
0.5	0.999720202	0.499670533	0.999580333	179.924	3.140
0.51	1.004695301	0.505577686	1.007051212	181.278	3.164
0.52	1.009582029	0.511484061	1.01440742	182.632	3.188
0.53	1.014380016	0.517388833	1.021647383	183.986	3.211
0.54	1.01908891	0.523291178	1.028769578	185.340	3.235
0.55	1.023708383	0.529190271	1.035772531	186.694	3.258
0.56	1.027809161	0.534522175	1.042002417	187.918	3.280
0.57	1.032646238	0.540933052	1.049366875	189.392	3.306
0.58	1.036935484	0.546734361	1.055911706	190.726	3.329
0.59	1.04113719	0.55252993	1.062336101	192.061	3.352
0.6	1.045253107	0.558321794	1.068641906	193.397	3.375
0.61	1.049284849	0.564112	1.074830801	194.734	3.399
0.62	1.053233895	0.569902599	1.08090429	196.073	3.422
0.63	1.057101582	0.575695649	1.0868637	197.415	3.446
0.64	1.06088911	0.581493209	1.092710174	198.761	3.469
0.65	1.064597532	0.587297339	1.098444662	200.110	3.493
0.66	1.068227759	0.593110098	1.104067915	201.465	3.516
0.67	1.071472742	0.598423485	1.109102517	202.705	3.538
0.68	1.075056883	0.604430625	1.11467219	204.111	3.562
0.69	1.078542122	0.610422045	1.120097083	205.517	3.587
0.7	1.081928457	0.616396843	1.125376432	206.923	3.611
0.71	1.085215915	0.622354118	1.130509539	208.329	3.636
0.72	1.088404546	0.628292974	1.135495769	209.735	3.661
0.73	1.091500712	0.634224735	1.140344402	211.144	3.685
0.74	1.094519543	0.6401797	1.145078554	212.563	3.710
0.75	1.097443925	0.646125432	1.149670819	213.986	3.735
0.76	1.100267656	0.652048656	1.154110839	215.408	3.760
0.77	1.102990922	0.65794846	1.158398288	216.830	3.784
0.78	1.105613932	0.663823933	1.162532904	218.252	3.809
0.79	1.10844468	0.670402214	1.167000481	219.852	3.837
0.8	1.110990024	0.676554248	1.171022498	221.355	3.863
0.81	1.113451462	0.682745648	1.174916315	222.876	3.890
0.82	1.11582699	0.688978136	1.178678314	224.414	3.917
0.83	1.118114368	0.695253357	1.1823045	225.972	3.944
0.84	1.120311105	0.701572866	1.185790485	227.550	3.971
0.85	1.122414454	0.707938122	1.189131479	229.149	3.999

Fuente: López Cualla, 2003

Para hacer uso de esta herramienta, se debe hallar la relación entre caudal parcial y caudal lleno.

$$\frac{Q_{pll}}{Q_u} = \frac{9.84 \frac{lt}{s}}{199.54 \frac{lt}{s}}$$

$$\frac{Q_{pll}}{Q_u} = 0.05$$

Buscando en la tabla anterior el valor de Q/Q_o de 0.05 se obtienen las siguientes relaciones hidráulicas

$$\frac{V}{v_o} = 0.52289386$$

$$\frac{d}{D} = 0.152896085$$

$$\frac{R}{R_o} = 0.378111879$$

Conociendo la relación hidráulica y el valor de los parámetros a flujo lleno, se puede hallar los parámetros a flujo parcial (real de flujo). Así se obtiene:

- Velocidad a flujo parcial

$$V_{pll} = \frac{V}{v_o} * v_o = 0.52289386 * 2.82$$

$$V_{pll} = 1.47 \frac{m}{s}$$

Ya que la velocidad a flujo parcial tiene un valor mayor a 0.45 m/s y menor a 4.5 m/s, **se cumple este criterio de diseño**

- Calado a flujo parcial

$$d = \frac{d}{D} * D = 0.152896085 * 0.3$$

$$d = 0.045 m$$

Ya que el calado del flujo es menor al 80% del diámetro de la tubería, **se cumple este parámetro de diseño**

- Radio Hidráulico a flujo parcial

$$R = \frac{R}{R_o} * R_o = 0.378111879 * 0.075$$

$$R = 0.0284$$

- Fuerza tractiva

$$\tau = \gamma * R * S$$

$$\tau = 9810 \frac{Kg}{m^3} * 0.0284m * \frac{2.52}{100}$$

$$\tau = 7.02 \frac{kg}{m^2}$$

Ya que el valor de fuerza tractiva obtenido es mayor a 1 Kg/m², **se cumple con este criterio de diseño**

Una vez que se ha cumplido con todos los criterios hidráulicos y normativos, se concluye que el tramo P16-P17 ha sido correctamente diseñado.

A continuación, se muestra la tabla resumen del cálculo hidráulico para todos los tramos del proyecto.

Tabla 27. Resumen de diseño de Alcantarillado Sanitario

DATOS DEL TRAMO										RESULTADOS							Qlle no / Qto tal
Poz o	Poz o	Longi tud (m)	Diám etro mm		Cau dal total para Dise ño (l/s)	Caud al secci ón llena (l/s)	Pendi ente Terre no (%)	Pendi ente Proye cto (%)	Velocidad		Cotas terreno		Cotas proyecto		Cortes		
Arri ba	Ab ajo			n				Dise ño	Secc ión llena (m/s)	Arri ba (msn m)	Abaj o (msn m)	Arri ba (msn m)	Abaj o (msn m)	Arri ba (m)	Ab ajo (m)		
PERFIL 01																	
P1	P2	56.03	300	0.0 10	2.20	465.9 5	14.27	13.74	1.69	6.59	2903 .17	2895 .18	2901 .67	2893 .97	1.50	1.2 0	0.00
P2	P3	48.21	300	0.0 10	2.20	199.9 0	1.91	2.53	0.93	2.83	2895 .17	2894 .26	2893 .97	2892 .75	1.20	1.5 0	0.01
P3	P4	70.49	300	0.0 10	2.20	247.3 0	2.45	3.87	1.08	3.50	2894 .25	2892 .53	2892 .75	2890 .02	1.50	2.5 0	0.01

P4	P5	100.5 7	300	0.0 10	2.20	226.8 2	3.75	3.26	1.02	3.21	.52	.76	2890 .02	2886 .75	2.50	2.0 0	0.01	
P5	P6	100.0 0	300	0.0 10	2.20	205.2 2	0.07	2.66	0.95	2.90	.75	.69	2886 .75	2884 .09	2.00	4.6 0	0.01	
P6	P7	100.0 0	300	0.0 10	2.85	310.6 9	8.71	6.11	1.37	4.40	.69	.98	2884 .09	2877 .98	4.60	2.0 0	0.01	
P7	P8	60.21	300	0.0 10	2.91	234.3 8	0.15	3.48	1.14	3.32	.98	.89	2877 .98	2875 .88	2.00	4.0 0	0.01	
P8	P9	100.0 0	300	0.0 10	3.02	184.2 4	4.95	2.15	0.97	2.61	.88	.94	2875 .88	2873 .74	4.00	1.2 0	0.02	
P9	P10	100.0 0	300	0.0 10	2.69	201.5 7	1.77	2.57	1.00	2.85	.94	.17	2873 .74	2871 .17	1.20	2.0 0	0.01	

P10	P11	100.1 0	300	0.0 10	2.91	216.5 4	3.17	2.97	1.08	3.06	2873 .17	2870 .00	2871 .17	2868 .20	2.00	1.8 0	0.01
P11	P12	100.0 0	300	0.0 10	3.12	191.8 5	0.13	2.33	1.01	2.71	2870 .00	2869 .87	2868 .20	2865 .87	1.80	4.0 0	0.02
P12	P13	99.99	300	0.0 10	3.27	205.5 8	5.17	2.67	1.07	2.91	2869 .87	2864 .70	2865 .87	2863 .19	4.00	1.5 0	0.02
P13	P14	95.95	300	0.0 10	5.55	212.1 6	2.54	2.85	1.29	3.00	2864 .69	2862 .26	2863 .19	2860 .46	1.50	1.8 0	0.03
P14	P15	60.65	300	0.0 10	10.3 6	246.4 6	4.01	3.84	1.73	3.49	2862 .26	2859 .83	2860 .46	2858 .13	1.80	1.7 0	0.04
P15	P16	108.0 0	300	0.0 10	9.84	194.3 7	-2.05	2.39	1.44	2.75	2859 .83	2862 .05	2858 .13	2855 .55	1.70	6.5 0	0.05
P16	P17	99.90	300	0.0 10	9.84	199.5 4	-2.49	2.52	1.47	2.82	2862 .05	2864 .53	2855 .55	2853 .03	6.50	11. 50	0.05

PERFIL DOS																	
P18	P19	66.43	300	0.0 10	2.20	486.8 6	13.79	15.00	1.74	6.89	2905 .00	2895 .85	2903 .00	2893 .04	2.00	2.8 0	0.00
P19	P20	50.04	300	0.0 10	2.20	235.1 0	3.10	3.50	1.05	3.33	2895 .84	2894 .30	2893 .04	2891 .29	2.80	3.0 0	0.01
P20	P21	99.87	300	0.0 10	2.20	237.2 7	4.56	3.56	1.05	3.36	2894 .29	2889 .74	2891 .29	2887 .73	3.00	2.0 0	0.01
P21	P22	100.0 0	300	0.0 10	2.20	186.6 3	0.00	2.20	0.89	2.64	2889 .73	2889 .73	2887 .73	2885 .53	2.00	4.2 0	0.01
P22	P23	100.0 0	300	0.0 10	2.20	220.6 6	2.78	3.08	1.00	3.12	2889 .73	2886 .95	2885 .53	2882 .45	4.20	4.5 0	0.01
P23	P24	66.62	300	0.0 10	2.20	249.7 8	8.90	3.95	1.09	3.53	2886 .95	2881 .02	2882 .45	2879 .82	4.50	1.2 0	0.01

P24	P25	100.0 0	300	0.0 10	2.20	205.3 7	2.27	2.67	0.95	2.91	2881 .02	2878 .75	2879 .82	2877 .15	1.20	1.6 0	0.01
P25	P26	62.06	300	0.0 10	2.20	274.5 1	5.41	4.77	1.17	3.88	2878 .75	2875 .39	2877 .15	2874 .19	1.60	1.2 0	0.01
P26	P27	47.71	300	0.0 10	2.20	192.7 1	1.09	2.35	0.91	2.73	2875 .39	2874 .87	2874 .19	2873 .07	1.20	1.8 0	0.01
P27	P28	100.0 0	300	0.0 10	2.20	191.8 5	2.33	2.33	0.91	2.71	2874 .87	2872 .54	2873 .07	2870 .74	1.80	1.8 0	0.01
P28	P29	100.0 0	300	0.0 10	2.20	185.7 4	0.48	2.18	0.89	2.63	2872 .54	2872 .06	2870 .74	2868 .56	1.80	3.5 0	0.01
P29	P30	100.0 0	300	0.0 10	2.73	243.0 2	5.84	3.74	1.14	3.44	2872 .06	2866 .22	2868 .56	2864 .82	3.50	1.4 0	0.01
P30	P31	100.0 0	300	0.0 10	2.92	236.8 6	2.95	3.55	1.15	3.35	2866 .22	2863 .27	2864 .82	2861 .27	1.40	2.0 0	0.01

P31	P32	104.1 6	300	0.0 10	3.03	230.0 4	3.35	3.35	1.14	3.25	2863 .27	2859 .78	2861 .27	2857 .78	2.00	2	0.01	
P32	P33	95.84	300	0.0 10	3.12	181.4 7	-1.05	2.08	0.97	2.57	2859 .78	2860 .78	2857 .78	2855 .78	2.00	5	0.02	
P33	P34	99.29	300	0.0 10	3.32	180.6 7	-2.97	2.07	0.99	2.56	2860 .78	2863 .73	2855 .78	2853 .73	5.00	10	0.02	

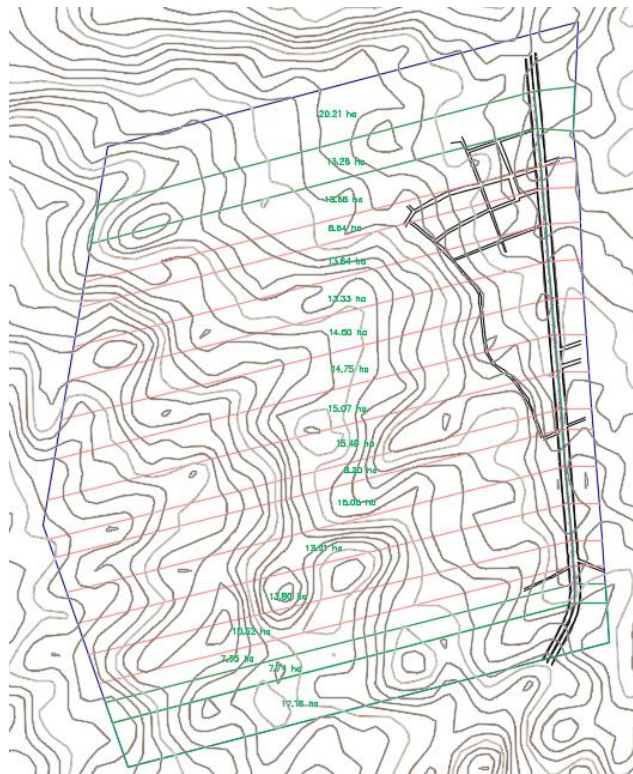
Elaborado por: Erick Andrés Mayorga.

3.3 RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

3.3.1 Trazado de la red y áreas de aportación

Para el trazado de la red de aguas lluvias se utilizó el mismo procedimiento que para el alcantarillado sanitario, es decir se empleó el software Civil 3D para dibujar las líneas del paso de las tuberías, también ubicar los pozos de inspección que deben cumplir los límites de distancia dependiendo el diámetro de las tuberías, además del establecimiento de áreas de aportación a cada pozo de análisis. En este caso se trata de un sistema convencional, por lo que la red pasa por el eje de la vía principal.

Ilustración 26. Áreas de aportación para la red de alcantarillado pluvial



Elaborado por: Erick Andrés Mayorga.

3.3.2 Caudal de diseño de aguas lluvias

Para la obtención del caudal de diseño de aguas lluvias se mostrará un ejemplo de todos los cálculos correspondientes, para ello se usará el tramo que va del pozo P12 hasta el pozo P13

Ilustración 27. Áreas de aportación para el tramo P12-P13



Elaborado por: Erick Andrés Mayorga

El área que aporta directamente al tramo P12-P13 es 13.33 ha.

Área acumulada

Es el cúmulo de las áreas aportantes anteriormente más el área parcial del pozo que se está analizando. Para el tramo de análisis se tiene:

$$A_{acumulada} = 153.52 + 13.33 = 166.85 \text{ ha}$$

Tiempo de concentración

$$T_c = t_{entrada} + t_{recorrido}$$

El tiempo de entrada determinado en la metodología es de 10 min, mientras que el tiempo de recorrido es el tiempo que tarda en recorrer el flujo dentro de los conductos de cada tramo hasta el ingreso al tramo de análisis.

El tiempo de recorrido se obtiene dividiendo la distancia que recorre el flujo para la velocidad con la que se mueve, para el tramo P12-P13 se tiene:

$$t_{recorrido} = \frac{L}{60 * V}$$

$$t_{recorrido} = \frac{100.8 \text{ m}}{60 * 4.74 \frac{\text{m}}{\text{s}}}$$

$$t_{recorrido} = 0.354 \text{ min}$$

El tiempo de recorrido en todas las tuberías anteriores a la del tramo analizado suma 34.236 min, incluido el tiempo de entrada, de tal manera que:

$$t_c = 34.236 + 0.354$$

$$t_c = 34.59 \text{ min}$$

La intensidad se calcula en función del tiempo de concentración. Para el tramo P12-P13 el tiempo de concentración está entre 30 y 120 min, por lo que la ecuación establecida es:

$$i = 226.883 * T^{0.2204} * t^{-0.7568}$$

Ver sección (2.2.4.4)

En la metodología se justificó la adopción de un periodo de retorno T=5 años.

$$i = 226.883 * 5^{0.2204} * 34.59^{-0.7568}$$

$$i = 22.31 \text{ mm/h}$$

En este momento ya se cuenta con toda la información necesaria para obtener el caudal de diseño para el tramo P12-P13.

$$Q_{Diseño} = 0.00278 * C * i * A$$

$$Q_{Diseño} = 0.00278 * 0.25 * 22.31 \text{ mm/h} * 166.85 \text{ ha}$$

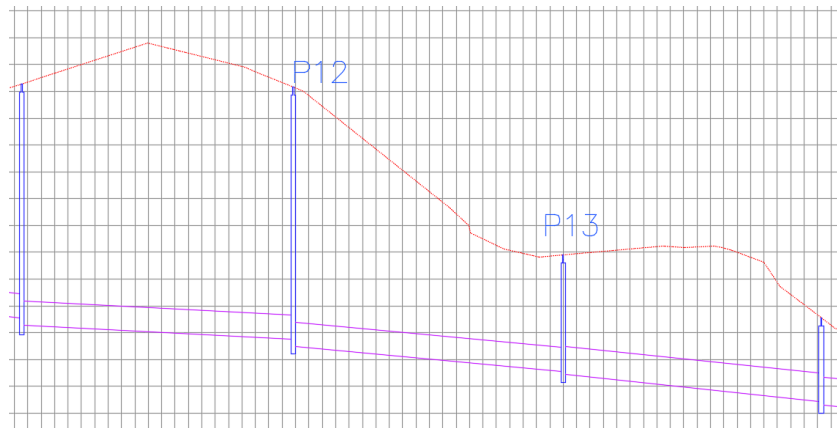
$$Q_{Diseño} = 2.59 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

3.3.3 Cálculos de dimensionamiento de la tubería

El dimensionamiento de la tubería sigue el mismo procedimiento que se explicó en el apartado para el alcantarillado sanitario, por lo que se presenta una tabla que resume los resultados del dimensionamiento de la tubería del pozo de análisis y de todos los

tramos del sistema de alcantarillado pluvial. Además, en la imagen a continuación se evidencia los valores de pendiente y terreno adoptados del perfil del tramo P12-P13.

Ilustración 28. Perfil longitudinal tramo P12-P13



Elaborado por: Erick Andrés Mayorga

Tabla 28. Resumen diseño de alcantarillado pluvial

CALCULOS HIDRÁULICOS																														
DATOS DEL TRAMO												AGUAS PLUVIALES									RESULTADOS									
Pozo	Pozos	Dímetro		Área	Área	Tiempo	Tiempo	Período	Intensid.	Coefficiente	Caudal	Caudal	Caudal	Penal	Penal	Velocidad		Cotas terreno		Cotas proyecto		Ql le no / Qt ot al								
Arriba	Abajo	m	n	Parcelal	Acumul.	Conoc.	+Recorr.	Retorno	lluvia	"C"	Pluvial	total	sección	Terreno	Proyecto	Diámetro	Sección	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo									
				(Ha)	(Ha)	(min)	fin	Tr	(m/h)	Pondera	(l/s)	Dis	lle	(%)	(%)		lle	(m)	(m)	(m)	(m)									
							(min)									(m/s)	(m/s)													

			0.																			
			0	13	70.				42.		2,0	206	216	-				288	288	288	287	
P5	P		1	.9	47	10.	11.3		26		68.	8.1	3.0	1.6	1.5	4.	4.3	7.1	8.8	1.4	9.8	0.
	6	800	0	12	1	96	0	5		0.25	10	0	8	9	8	90	0	38	43	38	43	96
			0.																			
			0	15	85.				41.		2,4	247	279					288	288	287	287	
P6	P		1	.0	52	11.	11.6		59		70.	0.0	7.8	8.2	1.4	4.	4.4	8.8	0.5	9.8	8.4	0.
	7	900	0	53	4	30	4	5		0.25	04	4	6	4	1	96	0	43	14	43	14	88
			0.																			
			0	8.	93.				40.		2,6	266						288	287	287	287	
P7	P		1	19	72	11.	21.5		95		65.	5.4	990	0.0	0.1	4.	1.5	0.5	8.2	8.4	3.2	2.
	8	900	0	6	0	64	0	5		0.25	48	8	.55	8	8	89	6	14	95	14	95	69
			0.																			
			0	15	10				29.		2,2	225	134					287	287	287	286	
P8	P		1	.4	9.2	21.	33.1		78		58.	8.7	7.8	0.1	0.3	4.	2.1	8.2	4.8	3.2	3.8	1.
	9	900	0	86	06	50	3	5		0.25	73	3	5	2	3	14	2	95	13	95	13	68

			0.																			
P9	P10	900	0	15	12				22.		1,9	197	253					287	287	286	286	
			1	.0	4.2	33.	33.5		87		74.	4.0	7.8	2.1	1.1	4.	3.9	4.8	2.6	3.8	2.6	0.
			0	71	77	13	1	5		0.25	08	8	9	6	6	41	9	13	51	13	51	78
P10	P11	900	0	14	13				22.		2,1	218	284					287	287	286	286	
			1	.7	9.0	33.	33.8		68		89.	9.4	3.0	2.3	1.4	4.	4.4	2.6	0.2	2.6	1.1	0.
			0	45	22	51	5	5		0.25	43	3	5	5	6	93	7	51	83	51	83	77
P11	P12	900	0	14	15				22.		2,3	239	198					287	287	286	286	
			1	.5	3.5	33.	34.2		51		99.	9.3	8.2	0.1	0.7	4.	3.1	0.2	0.1	1.1	0.4	1.
			0	00	22	85	3	5		0.25	39	9	8	2	1	40	3	83	59	83	59	21
P12	P13	900	0	13	16				22.		2,5	258	241					287	286	286	285	
			1	.3	6.8	34.	34.5		31		85.	5.5	4.5	6.2	1.0	4.	3.8	0.1	3.8	0.4	9.3	1.
			0	30	52	23	9	5		0.25	53	3	4	1	5	74	0	59	98	59	98	07

CAPÍTULO IV

4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

1. Un factor decisivo en el éxito de un diseño hidráulico de sistemas de agua potable y alcantarillado es la estimación de los caudales de diseño. Por ende, la estimación de la población futura y la correcta apreciación de la tendencia de crecimiento son claves para que el modelo del diseño se asemeje a las características reales de funcionamiento. En este sentido, Huachi Grande presenta una progresiva transición en su uso del suelo, lo que marca un crecimiento en su población, pasando de tener una densidad de 12.34 hab/ha en 2020 (PDOT Ambato 2050, 2022), a una densidad estimada por el autor de este trabajo de 31.28 hab/ha en 2027.
2. El diseño hidráulico realizado mediante la hoja electrónica de Microsoft Excel y apoyada con un programa en la extensión Visual Basic del mismo software, cumple con todos los parámetros hidráulicos, criterios y especificaciones de la normativa vigente y manuales de diseño de sistemas de alcantarillado y pluvial.
3. Se destaca la importancia de la contribución del presente trabajo debido a su impacto positivo en la calidad de vida de la población de la Parroquia Huachi Grande, misma que pese a su condición rural, presenta una considerable consolidación y desarrollo en la zona del proyecto.
4. El diseño definitivo de la red de agua potable comprende una longitud de 1.66 km de tubería de PVC. El sistema de alcantarillado sanitario consta de 2.79 km de tubería de PVC y 34 pozos de revisión. Mientras que el diseño definitivo de alcantarillado pluvial comprende 1.40 km de tubería de PVC y 17 pozos de revisión.
5. El uso de software y códigos de programación son de gran utilidad para economizar tiempo en el proceso de diseño. Así como el criterio técnico y el fundamento teórico de los cálculos realizados. Ambos generan un resultado

confiable y versátil a los cambios que se puedan solicitar en el futuro, como ampliaciones de los sistemas.

6. Se diseñaron todas las tuberías con el fin de que incluso al final de su periodo de diseño, no trabajen tan cerca de su máxima capacidad permisible. Se tiene esta precaución como medida de seguridad en caso de un marcado crecimiento poblacional inesperado de la población de la región que obedezca a factores que actualmente no se observan.

4.2 Recomendaciones

1. Aunque la EP EMAPA -A sugiere como tramo de diseño aquel que es objeto de este estudio, es recomendable analizar más a detalle el recorrido aguas arriba y aguas abajo en ambos sistemas, con el fin de recabar información a cerca de las necesidades de saneamiento y tratamiento de aguas residuales de toda la zona.
2. El diseño del sistema de la infraestructura de tratamiento constituye un posible alcance a este trabajo que es altamente recomendable con el fin de ofrecer un sistema de saneamiento integral a la población de Huachi Grande.
3. Para la implementación de la infraestructura hidrosanitaria diseñada en este trabajo de titulación se sugiere el seguimiento firme al plan de gestión ambiental vigente de la región, o en su defecto diseñar dicho plan.
4. El periodo de diseño adoptado garantiza que la construcción de los sistemas diseñados dentro de los próximos años satisfaga a la población de Huachi Grande en el tramo de análisis hasta el año 2048. Sin embargo, es recomendable que se verifique periódicamente si la tendencia de crecimiento asumida se mantiene en el tiempo.
5. Durante la implementación del proyecto se debe vigilar el cumplimiento estricto de las recomendaciones técnicas dadas en la norma y manuales de construcción, con el fin de que el proceso constructivo suponga una garantía de la duración esperada de los sistemas.

BIBLIOGRAFÍA

- Instituto Ecuatoriano de Normalización, INEN. (1992). Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes. (CPE INEN 5 Parte 9-1:1992). Ecuador, Quito
- Terence J. McGhee, (2001)., Abastecimiento de Agua y Alcantarillado., Sexta edición, Mc Graw Hill, Bogotá (Colombia).
- GAD Municipalidad de Ambato., (2022). PDOT Plan de desarrollo y Ordenamiento Territorial Ambato 2050., Ambato (Ecuador).
- Moya. D, (2014). Metodología de Diseño de Drenaje Urbano., Ambato (Ecuador)
- Trapote. A., (2014). Infraestructura Hidráulico – Sanitaria I. Abastecimiento y Distribución de Agua., Segunda Edición, Universidad de Alicante.

ANEXOS

- ANEXO1: MODELO PARA CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA RED DE AGUA POTABLE EN WATERGEMS
- ANEXO2: HOJA ELECTRÓNICA PARA CÁLCULO DE ALCANTARILLADO SANITARIO
- ANEXO3: HOJA ELECTRÓNICA PARA CÁLCULO DE ALCANTARILLADO SANITARIO
- ANEXO 4: PLANO HIDROSANITARIOS
 - AGUA POTABLE: Planta
 - ALCANTARILLADO SANITARIO: Planta y perfiles
 - ALCANTARILLADO PLUVIAL: Planta y perfiles