

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA TOPOGRÁFICA Y**  
**AGRIMENSURA**



**“COMPARACIÓN TÉCNICO - ECONÓMICO DE REDES DE  
ALCANTARILLADO COMBINADO Y SEPARADO EN LA  
LOCALIDAD DE TINICACHI - YUNGUYO”**

**TESIS**

**PRESENTADA POR:**

**MARCO ANTONIO ADUVIRI AVENDAÑO**

**NELSON ARTURO HUAQUISACA UCHARICO**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO TOPÓGRAFO Y AGRIMENSOR**

**PROMOCION: 2008 II, 2009II**

**PUNO – PERÚ**

**2018**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**

**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA TOPOGRÁFICA Y AGRIMENSURA**

**TESIS**

**“COMPARACIÓN TÉCNICO - ECONÓMICO DE REDES DE ALCANTARILLADO  
COMBINADO Y SEPARADO EN LA LOCALIDAD DE TINICACHI - YUNGUYO”**

**PRESENTADA POR:**

MARCO ANTONIO ADUVIRI AVENDAÑO

NELSON ARTURO HUAQUISACA UCHARICO

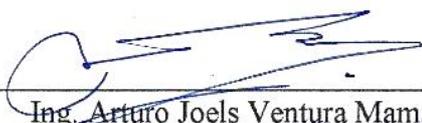
**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

INGENIERO TOPÓGRAFO Y AGRIMENSOR

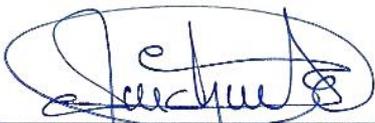
FECHA DE SUSTENTACIÓN: 24 DE MAYO DE 2018

**APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:**



**PRESIDENTE** :   
Ing. Arturo Joels Ventura Mamani

**PRIMER MIEMBRO** :   
Ing. Juan Esteban Araoz Barrios

**SEGUNDO MIEMBRO** :   
Ing. Miguel Antonio Chaquilla Bustinza

**DIRECTOR / ASESOR** :   
M.Sc. Jorge Luis Aroste Villa

PUNO - PERÚ  
2018

Área : Ciencias naturales

Tema : Topografía, geodesia, cartografía y catastro

## DEDICATORIA

A nuestros Padres Bonifacio Aduviri Iberos y Dominga Avendaño de Aduviri, Esteban Huaquisaca Mamani y sabina Ucharico de Huaquisaca que siempre dedicaron su tiempo en guiarnos y brindarnos su apoyo incondicionalmente.

A La Universidad Nacional del Altiplano, a la Facultad de Ciencias Agrarias, de la Escuela Profesional de Ingeniería Topográfica y Agrimensura por sus valiosas enseñanzas por haberme ayudado en mi formación Profesional.

En memoria a nuestros abuelos: Que siempre incentivaron nuestra formación profesional universitaria y su gran liderazgo y empeño de superación en sus vidas.

A mis Amigos Elvis Roque Pancca y Ricardo Bejar Cuadros por los años de carrera universitaria, que fueron muy inolvidables.

Vayan siempre mis infinitas gracias, estímulo personal, Que siempre estuvieron en momentos muy importantes que compartimos ideas en nuestra formación profesional y en especial en mis años de carrera universitaria.

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco:

A la Universidad Nacional del Altiplano, a los docentes y trabajadores administrativos de la Facultad de Ciencias Agrarias en especial, a la Escuela Profesional de Ingeniería Topográfica y Agrimensura, quienes aportaron y contribuyeron con sus conocimientos en mi formación profesional.

A los ingenieros, Ing. Jorge Luis Aroste Villa, Ing. Arturo J. Ventura Mamani, Ing. Juan Araoz Barrios y al ing. Miguel Antonio Chaquilla Bustinza quienes Supieron dirigirnos y apoyarnos en la elaboración y ejecución del presente trabajo.

A nuestros compañeros de estudio Elvis Roque Pancca, Ricardo Bejar Cuadros, Ever Albarado Aguilar, Yoni Quispe Morales y Nashz Ortiz Hallasi por su apoyo incondicional en la ejecución de los arduos trabajos de campo. A los compañeros de estudios de la promoción 2008-II, 2009II

## ÍNDICE GENERAL

	<b>Pág.</b>
RESUMEN .....	13
ABSTRACT.....	14
<b>I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>15</b>
<b>II. REVISIÓN DE LITERATURA .....</b>	<b>18</b>
2.1 ANTECEDENTES.....	18
2.2 REFERENCIAS TEÓRICAS .....	20
2.2.1 Alcantarillado .....	20
2.2.2 Tipos de sistema de drenaje urbano.....	20
2.2.3 Alcantarillado sanitario.....	21
2.2.4 Alcantarillado pluvial .....	26
2.2.5 Hidrología .....	30
2.2.6 Sistema de red combinado .....	36
<b>III. MATERIALES Y MÉTODOS .....</b>	<b>38</b>
3.1 MATERIALES .....	38
3.2 EQUIPOS .....	38
3.3 MÉTODOS .....	38
3.4 METODOLOGÍA.....	38
3.5 ESTUDIO PRELIMINAR DEL PROYECTO.....	41
3.5.1 Nombre de la localidad.....	41
3.5.2 Ubicación política.....	41
3.5.3 Ubicación geográfica.....	41

3.5.4	Altura sobre el nivel medio del mar .....	41
3.5.5	Clima .....	42
3.5.6	Geografía .....	42
3.5.7	Topografía .....	42
3.5.8	Características urbanas .....	43
3.5.9	Medio socio-económico .....	43
3.6	RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN BÁSICA.....	43
3.6.1	POBLACIÓN .....	44
3.7	PERIODO DE DISEÑO .....	44
3.7.1	Vida útil de las estructuras y los equipos electrónicos .....	45
3.8	POBLACIÓN FUTURA .....	46
3.9	DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO .....	49
3.10	DOTACIÓN DE AGUA Y CONSUMO.....	49
3.10.1	Dotación.....	49
3.10.2	Variaciones de consumo .....	50
3.10.3	Determinación del gasto de diseño .....	51
3.10.4	Caudal promedio diario .....	51
3.10.5	Caudal de contribución al alcantarillado .....	52
3.10.6	Calculo del caudal máximo horario diario .....	52
3.10.7	Calculo del caudal máximo horario.....	52
3.10.8	Calculo del caudal mínimo .....	52
3.10.9	Aguas de infiltración .....	53
3.10.10	Conexiones clandestinas ( $Q_c$ ) .....	54

3.10.11	Calculo del volumen de aguas residuales (Qd) .....	54
3.10.12	Cálculos hidráulicos .....	54
3.10.13	Pendiente .....	55
3.10.14	Velocidad.....	56
3.10.15	Bases del cálculo .....	56
3.10.16	Composición de las aguas residuales.....	57
3.10.17	Los caudales en las tuberías.....	58
3.10.18	Calculo geométrico de una tubería circular .....	59
3.10.19	Tirantes .....	60
3.10.20	Diámetro de tubería .....	60
3.10.21	Profundidades de tuberías.....	61
3.10.22	Coefficiente de distribución .....	61
3.10.23	Buzones o cámaras de inspección .....	62
3.10.24	Calculo de los caudales.....	64
3.10.25	Calculo de caudales acumulados .....	64
3.10.26	Determinación de la cota fondo inicial.....	65
3.10.27	Longitud total de la tubería.....	66
3.10.28	Pendiente de diseño .....	66
3.10.29	Calculo de los parámetros hidráulicos.....	67
3.11	DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO FLUVIAL.....	67
3.11.1	Recopilación de información básica.....	69
3.11.2	Estudios hidrológicos .....	69
3.11.3	Análisis hidrológico.....	70

3.11.4	Cálculo del periodo de retorno .....	71
3.11.5	Probabilidad del periodo de retorno .....	73
3.11.6	Cálculo del tiempo de concentración.....	73
3.11.7	Calculo de intensidad de lluvia.....	74
3.11.8	Cálculo de intensidad de lluvia.....	77
3.11.9	Determinación del caudal de aguas pluviales.....	80
3.12	TRAZO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL .....	84
3.13	DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO COMBINADO .....	84
3.14	PRESUPUESTO REFERENCIA.....	84
<b>IV.</b>	<b>RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....</b>	<b>86</b>
4.1	PRUEBA ESTADÍSTICA .....	86
4.2	DISEÑO ESTADÍSTICO .....	86
4.3	COMPARACIÓN DEL ASPECTO TÉCNICO .....	87
4.4	COMPARACIÓN DE DIÁMETROS DE DISEÑO.....	87
4.4.1	Muestras para comparación .....	87
4.4.2	Planteamiento de hipótesis .....	88
4.4.3	Regla de decisión utilizado.....	89
4.4.4	Nivel de significancia .....	89
4.4.5	Cálculo de tc según la fórmula .....	89
4.4.6	Ensayos de hipótesis .....	90
4.5	COMPARACIÓN EN VELOCIDADES .....	92
4.6	COMPARACIÓN ALTURA DE BUZÓN .....	96
4.7	COSTO .....	98

CONCLUSIONES .....	101
RECOMENDACIONES.....	102
REFERENCIAS.....	103
ANEXOS .....	105

## ÍNDICE DE FIGURAS

	<b>Pág.</b>
Figura 01: Composición de las aguas residuales .....	57
Figura 02: Calculo hidráulico del primer tramo .....	67
Figura 03: Curva intensidad – Duración – Frecuencia (IDF).....	80
Figura 04: Comparación de medias al 95% .....	90
Figura 05: Grafico Caja y Bigotes de velocidades .....	94
Figura 06: Grafico Caja y Bigotes de altura de buzones .....	97
Figura 07: Comparación de medias de las variables costo .....	99

## ÍNDICE DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
Tabla 01: Distancia máxima de buzones de inspección .....	26
Tabla 02: Mínimos de Tuberías en Colectores de agua de lluvia.....	28
Tabla 03: Coeficientes de rugosidad según material de la tubería .....	28
Tabla 04: Velocidad Máxima para Tuberías de Alcantarillado (m/s) .....	29
Tabla 05: Coeficientes de esorrentía para ser utilizados en el Método Racional ....	32
Tabla 06: Población de Tinicachi 2000 al 2015 .....	44
Tabla 07: Periodo de diseño para obra hidráulicas .....	45
Tabla: 08.a: Coeficiente de crecimiento anual .....	47
Tabla: 08.b: Coeficiente de crecimiento anual .....	48
Tabla 09: Infiltración de aguas subterráneas .....	53
Tabla 10: Distancias de buzones de inspección según diámetro .....	62
Tabla 11: Diámetro del pozo de inspección.....	63
Tabla 12: Características técnicas de buzones.....	64
Tabla 13: Caudales acumulados de los primeros 6 tramos.....	65
Tabla 14: Años de precipitaciones extremas, estación Tahuaco – Yunguyo. ....	72
Tabla 15: Registro de Precipitación Máxima estación Tahuaco - Yunguyo. ....	75
Tabla 16: Calculo de la intensidad de lluvia.....	77
Tabla 17: Aplicación de la ley de Gumbel .....	78
Tabla 18: Lluvias Máximas en (mm) para la estación Tahuaco – Yunguyo. ....	79
Tabla 19: Intensidades máximas en mm/hora estación Tahuaco – Yunguyo.....	79
Tabla 20: Fórmula para el cálculo del caudal de esorrentía.....	81

Tabla 21:	Coeficientes de esorrentía para ser utilizados en el Método Racional ....	82
Tabla 22:	Resumen de caudales pluviales .....	83
Tabla 23:	Resumen de caudales de diseño.....	83
Tabla 24:	Diámetros de tuberías de redes sanitarias.....	88
Tabla 25:	Resumen Estadístico.....	90
Tabla 26:	Resumen estadístico prueba T.....	91
Tabla 27:	Prueba de Múltiple Rangos .....	92
Tabla 28:	Datos de comparación de velocidades.....	93
Tabla 29:	Comparación de prueba-P .....	94
Tabla 30:	Comparación de prueba T - Studen .....	95
Tabla 31:	Datos de comparación de altura de buzones.....	96
Tabla 32:	Pruebas de Múltiple Rangos .....	97
Tabla 33:	Comparación de altura de buzones Prueba t.....	97
Tabla 34:	Resumen de presupuesto según sistema de alcantarillado.....	98
Tabla 35:	Resumen estadístico de las variables costo .....	99
Tabla 36:	Comparación de variables costo prueba - P.....	99
Tabla 37:	Comparación de variables costo prueba – F y Chi-cuadra .....	100

## RESUMEN

Uno de los mayores problemas de las Ciudades del Altiplano es el colapso de las redes de alcantarillado sanitario debido al ingreso incontrolado de las aguas pluviales. En la actualidad existen sistemas que evalúan las aguas pluviales por redes de alcantarillado separados o combinados. La presente investigación realizó en el distrito de Tinicachi provincia de Yunguyo, en la que se propone la comparación técnico-económica de redes de alcantarillado combinado y separado. Se proyectó para 20 años con una población futura de 1758 hab. Se realizó el diseño hidráulico de redes de alcantarillado sanitaria, semi-pluvial, semi-combinada, pluvial y combinada, con la finalidad de poder ver las características hidráulicas en lluvias y estiaje. El cálculo hidráulico se realizó aplicando la fórmula de Manning, y el cálculo del caudal pluvial se utilizó el método racional. Para la comparación Técnica se utilizó como variables los diámetros, velocidades y altura de buzones de cada tramo. Para la comparación económica se utilizó los costos referenciales de la línea de colector y emisor. Se utilizó la prueba estadística de T Studen y la prueba P. Estadísticamente no hay diferencia significativa en lo técnico entre los dos sistemas, puesto que no hay mucha diferencia de sus caudales, ya que los caudales sanitarios es aproximadamente el 0.843% del caudal semi-pluvial, y del 0.507% del caudal pluvial, esto hace que los caudales del sistema combinado sea semejante a la pluvial. El sistema de alcantarillado combinado presenta mayor ventaja en lo referente a los costos, esto debido a que se ha demostrado que la red separada (costo de la sanitaria más pluvial de S/. 1'925,319.73) presenta mayores costos que la red combinada (S/. 1'371,922.64), notando que los costos de la red pluvial y de la combinada sean semejantes.

**Palabra clave:** Redes separadas y combinadas, diseño de alcantarillado, costos de colector y emisor.

## ABSTRACT

One of the biggest problems of highland cities is the collapse of sanitary sewer networks due to the uncontrolled entry of rainwater. In the current system there are systems that evaluate the rainwater by sewage networks separated or combined. The present investigation was carried out in the district of Tinicachi province of Yunguyo, in which the technical-economic comparison of combined and separate sewerage networks is proposed. It was projected for 20 years with a future population of 1758 hab. The hydraulic design of sanitary, semi-pluvial, semi-combined, pluvial and combined sewerage networks was carried out, with the purpose of being able to see the hydraulic characteristics in rains and low water. The hydraulic calculation was carried out applying the Manning formula, and the calculation of the rainfall was made using the rational method. For the Technical comparison, the diameters, speeds and height of mailboxes of each section were used as variables. For the economic comparison, the reference costs of the collector and emitter line were used. The statistical test of T Studen and the P test were used. Statistically, there is no significant difference in the technical between the two systems, since there is not much difference in their flows, since the sanitary flows is approximately 0.843% of the flow semi- rainwater, and 0.507% of the rainwater flow, this makes the flows of the combined system similar to rainfall. The combined sewerage system has a greater advantage in terms of costs, due to the fact that it has been shown that the separate network (cost of the pluvial utility of S / .1'925,319.73) has higher costs than the combined network (S / .1,371,922.64), noting that the costs of the rainwater network and the combined network are similar.

**Keyword:** Separate and combined networks, sewer design, collector and emitter costs.

## I. INTRODUCCIÓN

En los últimos años uno de los mayores problemas de las ciudades del altiplano especialmente Puno y Juliaca es el colapso de las redes de alcantarillado sanitario debido al ingreso incontrolado de las aguas pluviales directamente a la red, ocasionando al incremento del caudal de conducción, la misma que no ha sido previsto inicialmente en el momento del diseño hidráulico. La localidad de Tinicachi – Yunguyo, es uno de los tantos que presenta esta problemática ya que el sistema de red de alcantarillado colapsa en las épocas de precipitaciones, ocasionando de esta forma graves inconvenientes por las aguas residuales desbordantes, provocando estancamientos las que generan propagaciones de enfermedades de salud a la población y olores nauseabundos, restricciones en la transitabilidad peatonal y vehicular, etc.

Para de poder mejorar el sistema de red de alcantarillado y prevenir los colapsos de las redes que se dan en nuestra región y especialmente en la localidad de Tinicachi – Yunguyo, la presente investigación propone dos diseño de conducción de las aguas sanitarias y pluviales, las misma que son las redes de alcantarillado separado y combinado. Como se mencionó anteriormente, actualmente los diseño de redes de alcantarillados de aguas sanitarias no permiten el ingreso de agua de lluvias (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004), pero esto no se da realmente, debido a las conexiones clandestinas de las tuberías pluviales de las viviendas al sistema de desagüe, y que en épocas de lluvias estos sistemas colapsan, por lo que se propone con el fin de conducir las aguas pluviales los sistemas de alcantarillado combinado o separado. Pero sin embargo sale la duda cuál de los dos sistemas será el mejor técnicamente y el más económico.

Por lo que se propone los siguientes objetivos;

Objetivo general: Determinar la comparación técnico - económico de redes de alcantarillado combinado y separado en la localidad de Tinicachi – Yunguyo.

Objetivo específico: Diseñar y establecer la comparación técnica de los diseños de los sistemas de alcantarillado combinado y separado, Elaborar y determinar la comparación económica de los sistemas de alcantarillado combinado y separado.

Para poder resolver los anteriores objetivos se ha propuesto la metodología de diseñar los sistemas de alcantarillado sanitario, pluvial y combinado, de estas se ha de obtener los

sistemas separados (sistema sanitario y sistema pluvial) y el sistema combinado, la cual es la combinación de los caudales sanitarios y pluviales. Igualmente se ha de obtener los presupuestos de estos sistemas.

La metodología utilizada para el desarrollo de la presente investigación consistió en;

La información mínima recolectada necesaria fue la Topografía, el catastro de la zona por manzanas, el catastro comercial o por usuario, el censo poblacional, y la hidrología.

Se ha de estimado los contribuyentes de caudal de agua residual al sistema de alcantarillado, proyectados al período de diseño a través de la aplicación del método geométrico.

Se estableció y proyecto la disposición de los tramos y de las cámaras que conforman las redes, en relación a las características topográficas de la zona. Estas características incluyen el número de tramos y cámaras, la unión de los mismos, la longitud de los tramos y la sectorización de los caudales que se presentan para cada punto de descarga. También, se ha de determinar las áreas tributarias a cada tramo, las que se utilizaran en el cálculo del caudal de aguas residuales y/o lluvias.

Se Determinó el período de diseño en función de los componentes hidráulicos. Para determinar los caudales de agua residual se utilizó la información disponible de los datos de “Proyección de caudales de suministro por circuito” expresado en (L/s). Se calcula la proyección de consumo para el período de diseño. La proyección para obtener la dotación del período de diseño.

Se ha determinado el caudal pluvial, establecido el período de retorno del evento de precipitación. Para conocer las características hidrológicas de la zona de estudio, se ha ubicado la estación meteorológica más cercana al área de investigación de las estaciones pluviométricas que tiene el SENHAMI - Puno. Se calculó las precipitaciones según el periodo de retorno, y se estimó el caudal de lluvia en relación el área de la zona de estudio.

Se determinó la capacidad de la tubería trabajando parcialmente llena, combinando las ecuaciones de Manning. Se estableció el caudal de diseño por tamo, en relación al aporte por área tributaria.

Se calculó las características hidráulicas del tramo y se verifico si cumple con los criterios de velocidad mínima, esfuerzo cortante mínimo, número de Froude y relación y/D.

Se estimó los costos de económicos de las redes de alcantarillado con la ayuda del programa S10.

Se realizó el contraste económico a través de procedimientos estadísticos como comparaciones de dos muestras, prueba T.

Al final de la presente investigación de ha obtenido las siguientes conclusiones: El sistema de alcantarillado combinado ha demostrado ser mejor técnicamente en comparación con el sistema de alcantarillado separado (sanitaria y pluvial), El sistema de alcantarillado combinado presenta mayor ventaja en lo referente a los costos, esto debido a que se estimándose un costo de 241.657 soles/ml en la red combinada y de 339.135 soles/ml la red separada.

## II. REVISIÓN DE LITERATURA

### 2.1 ANTECEDENTES

(Fiallos, 2014) “DISEÑO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO COMBINADO Y TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS DEL SECTOR DE LANGOS SAN ANDRES PARROQUIA EL ROSARIO CANTON GUANO PROVINCIA DE CHIMBORAZO”, la población de Langos San Andres con el estudio y diseño del alcantarillado combinado y tratamiento de aguas negras el cual mejorara la calidad de vida de las personas. Gracias a las investigaciones y trabajos de campo se pudo conocer la realidad de la zona, en el aspecto social, económico y técnico, con lo cual se diseñó un alcantarillado sanitario económico. Se escogió realizar el diseño del alcantarillado con tuberías de PVC ya que esta ofrece mayor vida útil, (más de años), mayor capacidad de conducción hidráulica, fácil instalación, limpieza y mínimo mantenimiento. En algunos tramos cuando se tiene pozos de cabecera no se cumple con la velocidad mínima de arrastre de agua y material sólido, por lo que se deberá realizar un mantenimiento periódico en dichas tuberías. El sistema planteado ha tomado en consideración el respeto al medio físico, desarrollándose de tal forma que coexista con el ambiente. Se ha considerado 25 años como periodo de diseño adecuado para el sistema. El costo del proyecto es de 502,902.78\$.

(Andrade, 2013) “Calculo y diseño del sistema de alcantarillado separado sanitario – pluvial y tratamiento de las aguas servidas para el barrio Chiriboga y recinto El rocío, en la parroquia de Iloa, cantón Quito, provincia de Pichincha”. La tasa de crecimiento poblacional en el sector es negativa, por lo que se opto por trabajar con la población de saturación, de lo cual cada vivienda tendrá un promedio de 4 habitantes. De las inspecciones de campo realizadas, la falta de políticas sanitarias en el barrio Chiriboga y en el recito el Rocío, hace necesario solucionar los problemas sanitarios generados a lo largo del tiempo y prever las futuras intervenciones en el área del proyecto. El diseño del sistema de alcantarillado separado permitirá a la población disponer adecuadamente las aguas servidas y elevar el nivel de vida de toda la población. La recolección y evacuaciones de las aguas servidas, será mediante 2 sistemas que confluyen a la planta de tratamiento. Cada sistema corresponde a uno de los poblados, pero la descarga será la misma posterior al tratamiento. En el barrio, es necesario en ciertos casos una servidumbre de paso de la via por donde circulara la red, por lo cual se mantuvo reuniones

con los presidentes de cada sector, que comunico a los pobladores cuyos terrenos serán afectados y/o beneficiados con el proyecto.

(gomez, 2000) ¿COMBINAR O SEPARAR? UNA DISCUSIÓN CON UN SIGLO DE ANTIGÜEDAD Y DE GRAN ACTUALIDAD PARA LOS BOGOTANOS, Actualmente hay propuestas para aceptar el hecho de que los alcantarillados de la ciudad son alcantarillados combinados y que se deben por lo tanto tratar como tal y que los desarrollos futuros de la ciudad en materia de alcantarillado en amplias zonas de la ciudad deberían descartar el esquema de alcantarillados separados. La decisión que se tome debe mirar no sólo un componente del sistema de drenaje urbano de la ciudad, el sistema de alcantarillado, sino también los efectos de esta decisión sobre los cuerpos de agua internos y sus usos recreativos, ecológicos y urbanísticos, sobre el plan de saneamiento del Río Bogotá, sobre los costos y magnitudes de la reconversión del sistema de alcantarillado actual a un sistema combinado, sobre el tamaño de las plantas de tratamiento para el saneamiento del Río Bogotá, sobre el comportamiento de la calidad del agua que llegue a las plantas y su interacción con la tecnología de tratamiento escogida, sobre las magnitudes de los reboses de los alcantarillados combinados, sobre la necesidad de almacenamiento y control de éstos, sobre los costos de tratamiento de estos reboses, sobre los costos de las tasas retributivas a los usuarios de la red de alcantarillado, y sobre las finanzas del Distrito y los contribuyentes de la ciudad. La historia nos muestra que ha sido precisamente la visión estrecha y reduccionista, la de mirar únicamente un aspecto del problema la que ha generado el sistema actual de manejo insostenible del agua urbana. Aprovechemos las experiencias ganadas y no cometamos los errores del pasado. Aprovechemos las mayores capacidades de análisis que tenemos. Una ventaja clara de ser un país en desarrollo es que podemos aprender de los errores del desarrollo de los demás. Las grandes ciudades del mundo en contextos económicos más desarrollados se encuentran luchando con el problema de los alcantarillados combinados, trabajando sobre una situación de facto y con condiciones hidrológicas, económicas, institucionales y sociales diferentes. Se encuentran en un re-pensar, re-crear del manejo del agua urbana. Los conceptos de sostenibilidad han llegado hasta el desarrollo de la infraestructura urbana<sup>34</sup>. No se deben descartar estas herramientas en el presente y hacia el futuro. Sistemas de reducción de consumos de agua, sistemas alternativos de saneamiento en las casas, tecnologías industriales limpias, infiltración almacenamiento y uso local del agua lluvia, pavimentos porosos, reciclaje de nutrientes a la agricultura,

humedales artificiales para el manejo de escorrentía, higiene urbana, planeamiento del uso del suelo incorporando conceptos ecológicos e hidrológicos. Todas estas son herramientas modernas para una reducción del abuso de los recursos naturales y una solución fundamental al problema del saneamiento ambiental en las ciudades y el manejo del agua urbana. En numerosas oportunidades se ha comprobado que el prevenir la generación del problema es mucho más fácil, económico, y factible que solucionar los efectos del mismo una vez se han causado. Bogotá está enfrentada a grandes decisiones en el futuro cercano sobre el manejo de su agua urbana y es imperativo que las decisiones se tomen de una manera estudiada, calculada, y seria, e incorporando la integralidad del problema, cuencas hidrológicas, sistemas de alcantarillado, plantas de tratamiento y cuerpo de agua receptor, como concepto fundamental subyacente.

## 2.2 REFERENCIAS TEÓRICAS

### 2.2.1 Alcantarillado

(RNE, 2012), se denomina alcantarilla al conducto subterráneo para conducir agua de lluvia, aguas servidas o una combinación de ellas.

### 2.2.2 Tipos de sistema de drenaje urbano

(RNE, 2012), El drenaje urbano de una ciudad está conformado por los sistemas de alcantarillado, los cuales se clasifican según el tipo de agua que conduzcan; así tenemos:

- a) **Sistema de Alcantarillado Sanitario.-** Es el sistema de recolección diseñado para llevar exclusivamente aguas residuales domésticas e industriales.
- b) **Sistema de Alcantarillado Pluvial.-** Es el sistema de evacuación de la escorrentía superficial producida por las lluvias.
- c) **Sistema de Alcantarillado Combinado.-** Es el sistema de alcantarillado que conduce simultáneamente las aguas residuales (domésticas e industriales) y las aguas de las lluvias.
- d) **Alcantarillado semi-combinado.-** Se denomina al sistema que conduce el 100% de las aguas negras que produce un área ó conjunto de áreas, y un porcentaje menor al 100% de aguas pluviales captadas en esa zona que se consideran excedencias y que serian conducidas por este sistema de manera ocasional y como

un alivio al sistema pluvial y/o de infiltración para no ocasionar inundaciones en las vialidades y/o zonas habitacionales.

### 2.2.3 Alcantarillado sanitario

Los caudales del sistema de alcantarillado sanitario está determinada por el coeficiente de aporte que se relaciona con el caudal de consumo de agua potable. Los cálculos del diseño de la red se determinan en base a este caudal.

#### **Población de Diseño**

(MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004), El proyectista adoptará el criterio más adecuado para determinar la población futura, tomando en cuenta para ello datos censales u otra fuente que refleje el crecimiento poblacional, los que serán debidamente sustentados.

Se deberá determinar la población y la densidad poblacional para el periodo de diseño adoptado. La determinación de la población final para el periodo de diseño adoptado se realizará a partir de proyecciones, utilizando la tasa de crecimiento por distritos y/o provincias establecida por el organismo oficial que regula estos indicadores. Deberá proyectarse la población para un periodo de 20 años.

#### **Periodos de diseño**

(MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004) Los periodos de diseño de los diferentes componentes del sistema se determinarán considerando los siguientes factores:

- Vida útil de las estructuras y equipos
- Grado de dificultad para realizar la ampliación de la infraestructura.
- Crecimiento poblacional
- Economía de escala

Los periodos de diseño máximos recomendables, son los siguientes

- Capacidad de las fuentes de abastecimiento: 20 años
- Obras de captación: 20 años
- Pozos : 20 años

- Plantas de tratamiento de agua de consumo humano, reservorio: 20 años.
- Tuberías de conducción, impulsión, distribución: 20 años
- Equipos de bombeo: 10 años
- Caseta de bombeo: 20 años

### **Dotación de agua**

#### **a.- Sistemas Convencionales**

Mientras no exista un estudio de consumo, podrá tomarse como valores guía, los valores que se indican en este punto, teniendo en cuenta la zona geográfica, clima, hábitos, costumbres y niveles de servicio a alcanzar:

- Costa : 50 – 60 lt/hab/día
- Sierra : 40 – 50 lt/hab/día
- Selva : 60 - 70 lt/hab/día

En el caso de adoptarse sistema de abastecimiento de agua potable a través de piletas públicas la dotación será de 20 - 40 l/h/d.

De acuerdo a las características socioeconómicas, culturales, densidad poblacional, y condiciones técnicas que permitan en el futuro la implementación de un sistema de saneamiento a través de redes, se utilizarán dotaciones de hasta 100 lt/hab/día

#### **b.- Sistemas no convencionales**

En el caso de emplearse otras soluciones técnicas como bombas de mano, o accionadas por energía eólica, sistemas de abastecimiento de agua potable, cuya fuente es agua de lluvia, protección de manantiales o pozos con bomba manual se podrá considerar dotaciones menores de 20 lt/hab/día.

### **Variaciones de Consumo**

Según (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004), Para el consumo máximo diario, se considerará un valor de 1.3 veces el consumo promedio diario anual.

Para el consumo máximo horario, se considerará un valor de 2 veces el consumo promedio diario anual.

Para el caudal de bombeo se considerará un valor de  $24/N$  veces el consumo máximo diario, siendo  $N$  el número de horas de bombeo.

### **Caudal de Contribución al Alcantarillado**

(MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004) El caudal de contribución al alcantarillado debe ser calculado con un coeficiente de retorno ( $C$ ) del 80 % del caudal de agua potable consumida.

### **Caudal de Diseño**

(MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004), se determinarán para el inicio y fin del periodo de diseño. El diseño del sistema de alcantarillado se realizará con el valor del caudal máximo horario.

### **Dimensionamiento Hidráulico**

(MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004), En todos los tramos de la red deben calcularse los caudales inicial y final ( $Q_i$  y  $Q_f$ ). El valor mínimo del caudal a considerar será de 1,5 L/s.

Las pendientes de las tuberías deben cumplir la condición de autolimpieza aplicando el criterio de tensión tractiva. Cada tramo debe ser verificado por el criterio de Tensión Tractiva Media ( $\sigma_t$ ) con un valor mínimo  $\sigma_t = 1,0$  Pa, calculada para el caudal inicial ( $Q_i$ ), valor correspondiente para un coeficiente de Manning  $n = 0,013$ . La pendiente mínima que satisface esta condición puede ser determinada por la siguiente expresión aproximada:

$$S_{o\min} = 0.0055Q_i^{-0.47}$$

Dónde:

$S_{o\min}$  = Pendiente mínima (m/m)

$Q_i$  = Caudal inicial (L/s)

Para coeficientes de Manning diferentes de 0,013, los valores de Tensión Tractiva Media y pendiente mínima a adoptar deben ser justificados. La expresión recomendada para el cálculo hidráulico es la Fórmula de Manning.

Las tuberías y accesorios a utilizar deberán cumplir con las normas técnicas peruanas vigentes y aprobadas por el ente respectivo.

La máxima pendiente admisible es la que corresponde a una velocidad final  $V_f = 5$  m/s; las situaciones especiales serán sustentadas por el proyectista.

Cuando la velocidad final ( $V_f$ ) es superior a la velocidad crítica ( $V_c$ ), la mayor altura de lámina de agua admisible debe ser 50% del diámetro del colector, asegurando la ventilación del tramo. La velocidad crítica es definida por la siguiente expresión:

$$V_c = 6 \cdot \sqrt{g \cdot R_H}$$

Dónde:

$V_c$  = Velocidad crítica (m/s)

$g$  = Aceleración de la gravedad (m/s)

$R_H$  = Radio hidráulico (m)

La altura de la lámina de agua debe ser siempre calculada admitiendo un régimen de flujo uniforme y permanente, siendo el valor máximo para el caudal final ( $Q_f$ ), igual o inferior a 75% del diámetro del colector.

Los diámetros nominales de las tuberías no deben ser menores de 100 mm.

Las tuberías principales que recolectan aguas residuales de un ramal colector tendrán como diámetro mínimo 160 mm.

#### **Ubicación y recubrimiento de tuberías**

Según (RNE, 2012), En las calles o avenidas de 20 m de ancho o menos se proyectará una sola tubería principal de preferencia en el eje de la vía vehicular.

### **Cámaras de inspección**

Las cámaras de Inspección podrán ser cajas de inspección, buzonetas y/o buzones de inspección.

Las cajas de inspección son las cámaras de inspección que se ubican en el trazo de los ramales colectores, destinada a la inspección y mantenimiento del mismo. Puede formar parte de la conexión domiciliaria de alcantarillado. Se construirán en los siguientes casos:

- Al inicio de los tramos de arranque del ramal colector de aguas residuales.
- En el cambio de dirección del ramal colector de aguas residuales.
- En un cambio de pendiente de los ramales colectores.
- En lugares donde se requieran por razones de inspección y limpieza.

Los buzones de inspección se usarán cuando la profundidad sea mayor de 1,0 m sobre la clave de la tubería.

El diámetro interior de los buzones será de 1,20 m para tuberías de hasta 80 mm de diámetro y de 1,50 m para las tuberías de hasta 1200 mm. Para tuberías de mayor diámetro las cámaras de inspección serán de diseño especial. Los techos de los buzones contarán con una tapa de acceso de 0,60 m de diámetro.

En los cambios de diámetro, debido a variaciones de pendiente o aumento de caudal, las buzonetas y/o buzones se diseñarán de manera tal que las tuberías coincidan en la clave, cuando el cambio sea de menor a mayor diámetro y en el fondo cuando el cambio sea de mayor a menor diámetro.

Para tuberías principales de diámetro menor de 400 mm; si el diámetro inmediato aguas abajo, por mayor pendiente puede conducir un mismo caudal en menor diámetro, no se usará este menor diámetro; debiendo emplearse el mismo del tramo aguas arriba.

En las cámaras de inspección en que las tuberías no lleguen al mismo nivel, se deberá proyectar un dispositivo de caída cuando la altura de descarga o caída con respecto al fondo de la cámara sea mayor de 1 m.

La distancia entre cámaras de inspección y limpieza consecutivas está limitada por el alcance de los equipos de limpieza. La separación máxima depende del diámetro de las

tuberías. Para el caso de las tuberías principales la separación será de acuerdo a la tabla 01.

**Tabla 01: Distancia máxima de buzones de inspección.**

<b>DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA (mm)</b>	<b>DISTANCIA MÁXIMA (m)</b>
100 – 150	60
200	80
250 – 300	100
Diámetros mayores	150

Fuente: (RNE, 2012).

### DEFINICIONES GENERALES

- **Redes de recolección.** Conjunto de tuberías principales y ramales colectores que permiten la recolección de las aguas residuales generadas en las viviendas.
- **Ramal Colector.** Es la tubería que se ubica en la vereda de los lotes, recolecta el agua residual de una o más viviendas y la descarga a una tubería principal.
- **Tubería Principal.** Es el colector que recibe las aguas residuales provenientes de otras redes y/o ramales colectores.
- **Pendiente Mínima.** Valor mínimo de la pendiente determinada utilizando el criterio de tensión tractiva que garantiza la autolimpieza de la tubería.
- **Profundidad.** Diferencia de nivel entre la superficie de terreno y la generatriz inferior interna de la tubería.
- **Recubrimiento.** Diferencia de nivel entre la superficie de terreno y la generatriz superior externa de la tubería (clave de la tubería).

#### 2.2.4 Alcantarillado pluvial

### CONSIDERACIONES DEL CAUDAL DE DISEÑO

(MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004), las consideraciones para determinar el caudal de diseño de la red de alcantarillado pluvial es el siguiente;

- a) Los caudales para sistemas de drenaje urbano menor deberán ser calculados:

- Por el Método Racional si el área de la cuenca es igual o menor a 13 Km<sup>2</sup>.
  - Por el Método de Hidrograma Unitario o Modelos de Simulación para área de cuencas mayores de 13 Km<sup>2</sup>
- b) El período de retorno deberá considerarse de 2 a 10 años.

### **CAPTACIÓN DE AGUAS PLUVIALES EN EDIFICACIONES**

Según (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004), Para el diseño del sistema de drenaje de aguas pluviales en edificaciones ubicadas en localidades de alta precipitación con características iguales o mayores a las establecidas en el párrafo 4.6, se deberá tener en consideración las siguientes indicaciones.

Las precipitaciones pluviales sobre las azoteas causarán su almacenamiento; mas con la finalidad de garantizar la estabilidad de las estructuras de la edificación, estas aguas deberán ser evacuadas a los jardines o suelos sin revestir a fin de poder garantizar su infiltración al subsuelo. Si esta condición no es posible deberá realizarse su evacuación hacia el sistema de drenaje exterior o de calzada.

#### **a.- Criterios para evacuación de las aguas pluviales de las viviendas**

En última instancia y no ser posible la infiltración de las aguas pluviales, éstas deberán ser evacuadas hacia el sistema de drenaje exterior o de calzada para lo cual, se debe prever la colocación de ductos o canaletas de descargas sin tener efectos erosivos en las cunetas que corren a lo largo de las calles.

#### **b.- Captación y Transporte de aguas Pluviales de calzada y aceras**

La evacuación de las aguas que discurren sobre la calzada y aceras se realizará mediante cunetas, las que conducen el flujo hacia las zonas bajas donde los sumideros captarán el agua para conducirla en dirección a las alcantarillas pluviales de la ciudad.

Las cunetas construidas para este fin podrán tener las siguientes secciones transversales; Sección Circular, Triangular, Trapezoidal, Compuesta, Sección en V.

#### **c.- Diámetro de los Tubos**

Los diámetros mínimos son indicados en la Tabla 02.

**Tabla 02: Mínimos de Tuberías en Colectores de agua de lluvia.**

<b>Tipo de Colector</b>	<b>Diámetro Mínimo (m)</b>
Colector Troncal	0.5
Lateral Troncal	0.4
Conductor Lateral	0.4

Fuente: (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004)

Los diámetros máximos de las tuberías están limitados según el material con que se fabrican.

**d.- Altura de Relleno**

La profundidad mínima a la clave de la tubería desde la rasante de la calzada debe ser de 1 m. Serán aplicables las recomendaciones establecidas en la Normas Técnicas Peruanas NTP o las establecidas en las normas ASTM o DIN.

**e.- Diseño Hidráulico**

En el diseño hidráulico de los colectores de agua de lluvia, se podrán utilizar los criterios de diseño de conductos cerrados.

Para el cálculo de los caudales se usará la fórmula de Manning con los coeficientes de rugosidad para cada tipo de material, según el cuadro siguiente:

**Tabla 03: Coeficientes de rugosidad según material de la tubería.**

<b>Tubería</b>	<b>Coefficiente de Rugosidad "n" de Manning</b>
Asbesto Cemento	0.010
Hierro Fundido Dúctil	0,010
Cloruro de Polivinilo	0,010
Poliéster Reforzado con fibra de vidrio	0,010
Concreto Armado liso	0,013
Concreto Armado con revestimiento de PVC	0,010
Arcilla Vitrificada	0,010

Fuente: (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004)

El colector debe estar en capacidad de evacuar un caudal a tubo lleno igual o mayor que el caudal de diseño.

**f.- Velocidad mínima**

La velocidad mínima de 0,90 m/s fluyendo las aguas a tubo lleno es requerida para evitar la sedimentación de las partículas que como las arenas y gravas acarrea el agua de lluvia.

**g.- Velocidad máxima**

La velocidad máxima en los colectores con cantidades no significativas de sedimentos en suspensión es función del material del que están hechas las tuberías y no deberá exceder los valores indicados en la tabla N° 3 a fin de evitar la erosión de las paredes.

**Tabla 04: Velocidad Máxima para Tuberías de Alcantarillado (m/s).**

<b>Material de la tubería</b>	<b>Agua con fragmentos de Arena y grava</b>
Asbesto cemento	3.0
Hierro Fundido Ductil	3.0
Cloruro de polivinilo	6.0
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	3.0
Arcilla vitrificada	3.5
Concreto Armado de 140 kg/cm <sup>2</sup>	2.0
Concreto Armado de 210 kg/cm <sup>2</sup>	3.3
Concreto Armado de 250 kg/cm <sup>2</sup>	4.0
Concreto Armado de 280 kg/cm <sup>2</sup>	4.3
Concreto Armado de 315 kg/cm <sup>2</sup>	5.0
concreto Armado de > 280 kg/vm <sup>2</sup> curado al vapor	6.6

Fuente: (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004)

**h.- Registros**

Los registros instalados tendrán la capacidad suficiente para permitir el acceso de un hombre y la instalación de una chimenea. El diámetro mínimo de registros para colectores será de 1,20 m.

Si el conducto es de dimensiones suficientes para el desplazamiento de un operario no será necesario instalar un registro, en este caso se deberá tener en cuenta los criterios de espaciamiento.

#### **i.- Espaciamiento**

Para tuberías de diámetro igual o mayor a 1,20m., o conductos de sección transversal equivalente, el espaciamiento de los registros será de 200 a 350 m.

Para diámetros menores de 1,20 m. el espaciamiento de los registros será de 100 a 200 m.

En el caso de conductos pequeños, cuando no sea posible lograr velocidades de autolimpieza, deberá colocarse registros cada 100 m.

Con velocidades de autolimpieza y alineamiento desprovisto de curvas agudas, la distancia entre registros corresponderá al rango mayor de los límites mencionados en los párrafos anteriores.

#### **j.- Buzones**

Para colectores de diámetro menor de 1,20 m el buzón de acceso estará centrado sobre el eje longitudinal del colector.

Cuando el diámetro del conducto sea superior al diámetro del buzón, éste se desplazará hasta ser tangente a uno de los lados del tubo para mejor ubicación de los escalines del registro.

En colectores de diámetro superior a 1,20 m. con llegadas de laterales por ambos lados del registro, el desplazamiento se efectuará hacia el lado del lateral menor.

### **2.2.5 Hidrología**

#### **CALCULO DE CAUDALES DE ESCURRIMIENTO**

Según (RNE, 2012), Los caudales de escurrimiento serán calculados por lo menos según:

- El Método Racional, aplicable hasta áreas de drenaje no mayores a 13 Km.
- Técnicas de hidrogramas unitarios podrán ser empleados para áreas mayores a 0.5 Km<sup>2</sup>, y definitivamente para áreas mayores a 13 Km<sup>2</sup>.

- Metodologías más complejas como las que emplean técnicas de tránsito del flujo dentro de los ductos y canalizaciones de la red de drenaje, técnicas de simulación u otras, podrán ser empleadas a discreción del diseñador.

### MÉTODO RACIONAL

Según (RNE, 2012), Para áreas urbanas, donde el área de drenaje está compuesta de subáreas o subcuencas de diferentes características, el caudal pico proporcionado por el método racional viene expresado por la siguiente forma:

$$Q = 0.278 \cdot \sum_{i=1}^m c_i \cdot I \cdot A_i$$

Dónde:

$Q$  = es el caudal pico  $m^3/s$ ,

$I$  = la intensidad de la lluvia de diseño en  $mm/hora$ ,

$A_i$  = es el área de drenaje de la  $i$ -ésima de las subcuencas en  $Km^2$

$c_i$  = es el coeficiente de escorrentía para la  $j$ -ésima subcuencas, y  $m$  es el número de subcuencas drenadas por un alcantarillado.

Las subcuencas están definidas por las entradas o sumideros a los ductos y/o canalizaciones del sistema de drenaje.

La cuenca está definida por la entrega final de las aguas a un depósito natural o artificial, de agua (corriente estable de agua, lago, laguna, reservorio, etc).

### COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

(RNE, 2012), define que la selección del valor del coeficiente de escorrentía deberá considerar los efectos de: Características de la superficie, Tipo de área urbana, Intensidad de la lluvia (teniendo en cuenta su tiempo de retomo), Pendiente del terreno, Condición futura dentro del horizonte de vida del proyecto. El diseñador puede tomar en cuenta otros efectos que considere apreciables: proximidad del nivel freático, porosidad del subsuelo, almacenamiento por depresiones del terreno, etc. Las tabla 05 se usa para la determinación de los coeficientes de escorrentía.

**Tabla 05: Coeficientes de escorrentía para ser utilizados en el Método Racional.**

CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>AREAS URBANAS</b>							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto / Techos	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
<b>Zonas verdes (jardines, parques, etc)</b>							
<b>Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)</b>							
Plano 0 - 2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio 2 - 7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente Superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<b>Condición promedio (cubierta de pasto menor del 50% al 75% del área)</b>							
Plano 0 - 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente Superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<b>Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)</b>							
Plano 0 - 2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio 2 - 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente Superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
<b>AREAS NO DESARROLLADAS</b>							
<b>Área de Cultivos</b>							
Plano 0 - 2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio 2 - 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente Superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
<b>Pastizales</b>							
Plano 0 - 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente Superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<b>Bosques</b>							
Plano 0 - 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio 2 - 7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente Superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fuente: (RNE, 2012)

El coeficiente de escorrentía para el caso de áreas de drenaje con condiciones heterogéneas será estimado como un promedio ponderado de los diferentes coeficientes correspondientes a cada tipo de cubierta (techos, pavimentos, áreas verdes, etc.), donde el factor de ponderación es la fracción del área de cada tipo al área total.

## INTENSIDAD DE LA LLUVIA

El (RNE, 2012), establece que la intensidad de la lluvia de diseño para un determinado punto del sistema de drenaje es la intensidad promedio de una lluvia cuya duración es igual al tiempo de concentración del área que se drena hasta ese punto, y cuyo periodo de retorno es igual al del diseño de la obra de drenaje.

Es decir que para determinarla usando la curva intensidad - duración - frecuencia (IDF) aplicable a la zona urbana del estudio, se usa una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, y la frecuencia igual al recíproco del periodo de retorno del diseño de la obra de drenaje.

La ruta de un flujo hasta un punto del sistema de drenaje está constituido por:

- La parte donde el flujo fluye superficialmente desde el punto más remoto del terreno hasta su punto de ingreso al sistema de ductos y/o canalizaciones.
- La parte donde el flujo fluye dentro del sistema de ductos y/o canalizaciones desde la entrada en él hasta el punto de interés.

En correspondencia a las partes en que discurre el flujo, enunciadas en el párrafo anterior, el tiempo de concentración a lo largo de una ruta hasta un punto del sistema de drenaje es la suma de:

El tiempo de ingreso al sistema de ductos y canalizaciones,  $t_0$ .

El tiempo del flujo dentro de alcantarillas y canalizaciones desde la entrada hasta el punto,  $t_f$ . Siendo el tiempo de concentración a lo largo de una ruta hasta el punto de interés es la suma de:

$$t_c = t_0 + t_f$$

El tiempo de ingreso,  $t_0$ , puede obtenerse mediante observaciones experimentales de campo o pueden estimarse utilizando.

La selección de la ecuación idónea para evaluar  $t_0$  será determinada según ésta sea pertinente al tipo de escorrentía superficial que se presente en cada subcuenca. Los tipos que pueden presentarse son el predominio de flujos superficiales tipo lámina o el predominio de flujos concentrados en correnteras, o un régimen mixto.

En ningún caso el tiempo de concentración debe ser inferior a 10 minutos.

EL tiempo de flujo,  $t_f$ , está dado por la ecuación:

$$t_f = \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{V_i}$$

Dónde:

$L_i$  = Longitud del i-ésimo conducción (ducto o canal) a lo largo de la trayectoria del flujo

$V_i$  = Velocidad del flujo en el ducto o canalización.

En cualquier punto de ingreso al sistema de ductos y canalizaciones, al menos una ruta sólo tiene tiempo de ingreso al sistema de ductos,  $t_0$ . Si hay otras rutas estas tienen los dos tipos de tiempos  $t$ .

El tiempo de concentración del área que se drena hasta un punto de interés en el sistema de drenaje es el mayor tiempo de concentración entre todas las diferentes rutas que puedan tomar los diversos flujos que llegan a dicho punto.

### **ÁREA DE DRENAJE**

El (RNE, 2012), establece que debe determinarse el tamaño y la forma de la cuenca o subcuenca bajo consideración utilizando mapas topográficos actualizados. Los intervalos entre las curvas de nivel deben ser lo suficiente para poder distinguir la dirección del flujo superficial.

Deben medirse el área de drenaje que contribuye al sistema que se está diseñando y las subáreas de drenaje que contribuyen a cada uno de los puntos de ingreso a los ductos y canalizaciones del sistema de drenaje.

El esquema de la divisoria del drenaje debe seguir las fronteras reales de la cuenca, y de ninguna manera las fronteras comerciales de los terrenos que se utilizan en el diseño de los alcantarillados de desagües.

## PERIODO DE RETORNO

(RNE, 2012) Establece que el sistema menor de drenaje deberá ser diseñado para un periodo de retorno entre 2 y 10 años. El periodo de retorno está en función de la importancia económica de la urbanización, correspondiendo 2 años a pueblos pequeños.

El sistema mayor de drenaje deberá ser diseñado para el periodo de retorno de 25 años.

El diseñador podrá proponer periodos de retorno mayores a los mencionados según su criterio le indique que hay mérito para postular un mayor margen de seguridad debido al valor económico o estratégico de la propiedad a proteger.

## INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

El (RNE, 2012) menciona que cuando el estudio hidrológico requiera la determinación de las curvas intensidad – duración - frecuencia (IDF) representativas del lugar del estudio, se procederá de la siguiente manera:

Si la zona en estudio está en el entorno de alguna estación pluviográfica, se usará directamente la curva IDF perteneciente a esa estación.

Si para la zona en estudio sólo existe información pluviométrica, se encontrará la distribución de frecuencia de la precipitación máxima en 24 horas de dicha estación, y luego junto con la utilización de la información de la estación pluviográfica más cercana se estimarán las precipitaciones para duraciones menores de 24 horas y para el período de retorno que se requieran. La intensidad requerida quedará dada por;

$$I_{(t,T)} = \frac{P_{(t,T)}}{t}$$

Donde;

$I_{(t,T)}$  = Es la intensidad para una duración  $t$  y periodo de retorno  $T$  requeridos;

$P_{(t,T)}$  = es la precipitación para las mismas condiciones.

Como método alternativa para este último caso pueden utilizarse curvas IDF definidas por un estudio regional. De utilizarse el estudio regional “Hidrología del Perú” IILA - UM – SENAMHI 1983 modificado.

Si el método racional requiere de intensidades de lluvia menores de una hora, debe asegurarse que la curva o relación IDF sea válida para esa condición.

### **MÉTODOS DE HIETOGRAMA DE DISEÑO**

En sitios donde no se disponga de información que permita establecer la distribución temporal de la precipitación durante la tormenta (hietograma), el hietograma podrá ser obtenido en base a técnicas simples como la distribución triangular de la precipitación o la técnica de bloques alternantes.

$h = 2P / T$ , altura  $h$  del pico del hietograma, donde  $P$  es la precipitación total.

$r = t_a / T_d$ , coeficiente de avance de la tormenta igual al tiempo al pico,  $t_a$ , entre la duración total.  $t_b = T_d - t_a = (1 - r) T_d$ , tiempo de recesión.

Dónde:

$r$  puede estimarse de las tormentas de estaciones pluviográficas cercanas o tomarse igual a 0.6 dentro de un criterio conservador.

### **DESCARGA DE DISEÑO**

Determinado el hietograma de diseño y la precipitación efectiva se pueden seguir los procedimientos generales de hidrología urbana establecidos por las técnicas de hidrogramas unitarios y que son descritas en las referencias de la especialidad, con el fin de determinar las descargas de diseño.

#### **2.2.6 SISTEMA DE RED COMBINADO**

##### **a.- CAUDAL DE DISEÑO**

(MINDESARROLLO, 2000) Dado que en general el caudal de aguas residuales constituye una pequeña fracción del caudal total combinado, el caudal de diseño de los sistemas combinados es igual al caudal de aguas lluvias que llega como escorrentía a los colectores. Sin embargo, cuando el caudal de aguas residuales es mayor que el 5% del caudal de aguas lluvias, debe tomarse como caudal de diseño la suma de los caudales de aguas residuales y aguas lluvias. En este caso, el caudal de aguas residuales se establece con las contribuciones domésticas, industriales, comerciales, institucionales y de infiltración, sin adicionar las conexiones erradas.

**b.- PARÁMETROS DE DISEÑO**

(MINDESARROLLO, 2000) En general, los parámetros de diseño para sistemas combinados son los mismos que los correspondientes a los sistemas separados sanitario y pluvial. Su diseño debe tener en cuenta los requerimientos para los sistemas de aguas residuales y pluviales, cuya agregación lo conforman.

**c.- ALIVIADEROS**

La construcción de aliviaderos en sistemas combinados tiene por objeto disminuir los costos de conducción de los flujos hasta el sitio de disposición final o de tratamiento de las aguas residuales. Estas estructuras derivan parte del caudal que se supone es de escorrentía pluvial a drenajes que usualmente son naturales o a almacenamientos temporales, aliviando así los caudales conducidos por los interceptores o emisarios al sitio de disposición final, que puede ser una planta de tratamiento de aguas residuales. Dentro del diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas combinadas, es necesario considerar el alivio de los caudales, cuyos criterios deben estar basados en el grado de dilución, las características hidrológicas de la zona, los volúmenes esperados de alivio, la capacidad de depuración del cuerpo de agua receptor de estos volúmenes, la funcionalidad hidráulica requerida y el efecto ambiental de las aguas de alivio. Un aspecto importante que debe tenerse en cuenta en los sistemas combinados es la variación de la calidad del agua combinada en relación con el hidrograma de escorrentía pluvial. Las primeras etapas del limbo ascendente del hidrograma tienen asociado normalmente el lavado de la escorrentía superficial de las áreas de drenaje y, por lo tanto, tienen la mayor concentración de contaminantes urbanos. En periodos posteriores del hidrograma, las concentraciones disminuyen. El diseño de estructuras de control y alivio de caudales debe, por lo tanto, tener consideraciones con relación a este aspecto.

### III. MATERIALES Y MÉTODOS

#### 3.1 MATERIALES

Para la presente se han utilizado como materiales de investigación los resultados obtenidos de los diseños de la red de alcantarillado sanitario, pluvial y combinados, como velocidades finales, diámetros, altura de los buzones, así como los costos de presupuestos.

#### 3.2 EQUIPOS

Se han utilizado los siguientes equipos para obtener los resultados finales

- Laptop Pentium i5 marca TOSHIBA
- Programas de Autocad 2017.
- Programa EXCELL
- Programa WORD
- Calculadora Hp 50G

#### 3.3 MÉTODOS

- Los métodos utilizados para la realización de la presente investigación son los recomendados por el RNE, Ministerio de Vivienda y Construcciones, las normas OS.070 Redes de aguas residuales, OS.060 drenaje Pluvial urbano, entre otros.
- Para la determinación de la población futura de utilizo el método estadístico de crecimiento aritmético.
- En los métodos de cálculos del comportamiento hidráulico de las redes de alcantarillado sanitario, pluvial y combinado se utilizó la fórmula de Manning y los coeficientes de rugosidad respectivos, y la ley de continuidad
- se utilizó el método racional (CIA) para el cálculo del caudal de escorrentía.

#### 3.4 METODOLOGÍA

La metodología utilizada para el desarrollo de la presente investigación consistió en;

## - **RECOLECCIÓN INFORMACIÓN**

La información mínima recolectada necesaria para que se pueda llevar a cabo el proceso de diseño hidráulico de la red de alcantarillado ya sea combinado o separado han sido los siguientes:

- Topografía
- Catastro de la zona por manzanas
- Catastro comercial o por usuario
- Censo poblacional
- Hidrología

## - **POBLACIÓN FUTURA**

Se ha de estimado los contribuyentes de caudal de agua residual al sistema de alcantarillado, proyectados al período de diseño a través de la aplicación del método geométrico.

## - **GEOMETRÍA DE LA RED DE ALCANTARILLADO**

Se estableció y proyectó la disposición de los tramos y de las cámaras que conforman las redes, en relación a las características topográficas de la zona. Dicha disposición definió la geometría de la red y con ésta sus características topológicas, las cuales permanecen invariables durante el diseño. Estas características incluyen el número de tramos y cámaras, la unión de los mismos, la longitud de los tramos y la sectorización de los caudales que se presentan para cada punto de descarga. También, se ha de determinar las áreas tributarias a cada tramo, las que se utilizarán en el cálculo del caudal de aguas residuales y/o lluvias.

## - **PERIODO DE DISEÑO**

Se Determinó el período de diseño en función de los componentes hidráulicos (tuberías, cámara de inspección), y tomando como referencia las recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.

#### - CAUDALES DE AGUA RESIDUAL

Para determinar los caudales de agua residual se utilizó la información disponible de los datos de “Proyección de caudales de suministro por circuito” expresado en (L/s). Se calcula la proyección de consumo para el período de diseño. La proyección para obtener la dotación del período de diseño, se calcula haciendo uso de tendencias, tales como: lineal, logarítmica, exponencial, entre otras. De acuerdo con la dispersión que tengan los valores se determina cual es la tendencia que mejor representa la proyección de consumo en el circuito.

#### - CAUDALES DE AGUA DE LLUVIA

Se ha establecido el período de retorno del evento de precipitación. Para conocer las características hidrológicas de la zona de estudio, se ha ubicado la estación meteorológica más cercana al área de investigación de las estaciones pluviométricas que tiene el SENHAMI - Puno. Se calculó las precipitaciones según el periodo de retorno, y se estimó el caudal de lluvia en relación el área de la zona de estudio.

#### - DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

Se determinó la capacidad de la tubería trabajando parcialmente llena, combinando las ecuaciones de Manning en relación al caudal que pasa por tal tubería bajo condición de flujo uniforme como función de la rugosidad absoluta de la tubería, del radio hidráulico de la sección transversal, de la viscosidad cinemática del agua y de la pendiente longitudinal del trazado.

Se estableció el caudal de diseño por tamo, en relación al aporte por área tributaria.

#### - DETERMINACIÓN DE DIÁMETRO

Se encontró el diámetro real interno del conjunto de tramos que conforman la red que permita transportar el caudal de diseño establecido. Para esto se definió la base de diámetros de acuerdo con los materiales que se disponen comercialmente.

#### - EVALUACIÓN DE CRITERIOS HIDRÁULICOS

Se calculó las características hidráulicas del tramo y se verificó si cumple con los criterios de velocidad mínima, esfuerzo cortante mínimo, número de Froude y relación  $y/D$ .

## - **COSTOS**

Se estimó los costos de económicos de las redes de alcantarillado con la ayuda del programa S10.

## - **CONTRASTE TÉCNICO - ECONÓMICO**

Se realizó el contraste económico a través de procedimientos estadísticos como comparaciones de dos muestras, prueba T.

Para el contraste se ha tomado la población de muestra para la realización de la comparación serán las longitudes del diseño, diámetros de tuberías, velocidades mínimas y máximas, así como los costos obtenidos en ambos sistemas.

### **3.5 ESTUDIO PRELIMINAR DEL PROYECTO**

#### **3.5.1 Nombre de la localidad**

TINICACHI

#### **3.5.2 Ubicación política**

DEPARTAMENTO : PUNO

PROVINCIA : YUNGUYO

DISTRITO : TINICACHI

#### **3.5.3 Ubicación geográfica**

El distrito de Tinicachi se encuentra ubicado en la parte Nor-Este de la Provincia de Yunguyo de la Región, aproximadamente entre las coordenadas;

LATITUD SUR : 16° 11' 55"

LONGITUD OESTE : 68° 57' 43"

#### **3.5.4 Altura sobre el nivel medio del mar**

El distrito de Tinicachi se cuenta con una gama de diversas formaciones geomorfológicas desde valles, planicies, etc. Por lo que sus niveles latitudinales varía considerablemente.

La altura del mismo distrito de Tinicachi se encuentra a 3880.00 m.s.n.m.

### 3.5.5 Clima

La temperatura media anual puede variar de 9.4°C hasta 7.5°C en esta zona de vida la influencia del lago Titicaca es notoria, pues sus aguas acumulan calor durante el día, lo cual tiene un efecto termorregulador, que se manifiesta en el incremento térmico durante la noche, reduciendo la probabilidad de ocurrencias de heladas.

La precipitación anual oscila entre 587 mm y 674 mm cayendo una mayor proporción en los meses de verano. La relación de evapotranspiración potencial, entre 0.70 y 0.83.

### 3.5.6 Geografía

(EnPERÚ), Geográficamente se encuentra en el anillo circunlacustre zona “A” y a una altura de 3,915 m.n.s.m. teniendo como referencia el Lago Wiñaymarca y el Centro Poblado de Tinicachi. Según las cartas nacionales del Instituto Geográfico Nacional, la altura máxima de los cerros es de 3920 m.s.n.m. localizado en la parte más alta del cerro “Sihualaya”

El distrito de Tinicachi se encuentra ubicado dentro de la unidad geográfica sierra, que se extiende desde la orilla del lago hasta la cordillera oriental, con altitudes que van de 3,810 m.s.n.m. hasta las alturas de 4,200 m.s.n.m., la topografía es irregular, presentando llanuras, colinas, desfiladeros, quebradas y nevados, caracterizándose por un clima riguroso con oscilaciones bruscas de temperaturas en las partes altas, siendo esto un factor limitante para el desarrollo de la actividad agropecuaria.

### 3.5.7 Topografía

(YUNGUYO GLOBAL) La topografía del área es moderadamente de relieve suave en la parte baja, alternada por valles aluviales moderadamente ondulada de densidad media a baja en la parte alta. Geológicamente la parte baja está estructurada por depósitos Cuaternarios de ambiente fluvial y lacustre, y el flanco de los valles esta compuesta por rocas volcánicas de flujo de edad Terciaria.

La zona de investigación pertenece a la unidad geomorfológica de alto andina, caracterizado por una topografía accidentada entre cadenas de cerros, teniendo como áreas agrícolas las laderas mayormente integrados por materiales aluviales y coluviales.

### **3.5.8 Características urbanas**

Las características urbanas están representadas por viviendas de material de adobe en un 90 % y el restante de porcentaje lo conforman viviendas de material noble el cual son instituciones estatales como el municipio, la comisaría, etc.

Las vías de circulación como las calle, avenidas, etc. Se encuentran a nivel de lastre en un 95% del total que existe.

### **3.5.9 Medio socio-económico**

Los pobladores del área de estudio se encuentran en situación de extrema pobreza con un bajo nivel de vida. Se tiene la carencia de muchísimas necesidades, entre ellas la infraestructura de abastecimiento de agua idóneo, los pobladores de la comunidad es bilingüe, hablándose el español y el quechua como lengua materna.

La actividad predominante en la zona es la ganadería en un 75% seguida la agrícola en un 15% complementado con el comercio en 10 % las mismas que constituyen la fuente principal de sus ingresos.

La población rural ejerce actividades agropecuarias comunales que en su mayoría son para autoconsumo, el excedente de la producción agrícola que comercializan es mínimo por lo que se ven obligados a complementar su economía con otras labores.

## **3.6 RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN BÁSICA**

A fin de definir los alcances y la magnitud del proyecto de investigación en el diseño de la red de alcantarillado separado y combinado, se ha recolectado la siguiente información.

- Planos topográficos.
- Planos Urbanísticos.
- Datos censales
- Datos Meteorológicos
- Otros.

- Los planos topográficos urbanísticos han sido obtenidos del Municipio de Tinicachi en forma de DWG (programa AutoCAD) a igual de las distribuciones urbanísticas.
- Los datos Censales han sido obtenidos de la Pagina de INEI de los diferentes años censales.
- Los datos meteorológicos contienen información pluviométricas de la estación más cercana al área de investigación la cual es la estación Tahuaco – Yunguyo , las mismas que han servido para obtener las intensidades máximas anuales de lluvia para diferentes duraciones de tiempo, las misma que se adjuntan en anexos.

### 3.6.1 Población

Según (INEI) El distrito de Tinicachi cuenta al año 2015 con una población de 1,593 habitantes, y las poblaciones a años anteriores se presenta en la siguiente tabla.

**Tabla 06: Población de Tinicachi 2000 al 2015**

<b>Año</b>	<b>Población</b>	<b>Año</b>	<b>Población</b>
2000	1,489	2008	1,561
2001	1,500	2009	1,566
2002	1,512	2010	1,572
2003	1,522	2011	1,577
2004	1,532	2012	1,581
2005	1,541	2013	1,585
2006	1,548	2014	1,589
2007	1,554	2015	1,593

Fuente: INEI.

Para un mejor entendimiento de cómo se obtuvo la población actual se da como referencia la dirección web: <http://proyectos.inei.gov.pe/web/poblacion/> (ver anexo).

### 3.7 PERIODO DE DISEÑO

Cuando las redes de alcantarillado no se dimensiona para la población de saturación, se debe de establecer un periodo durante el cual la red deberá trabajar sin sobrecarga

hidráulica, el cual sea inferior a la vida útil de las estructuras que la operan, la vida útil de las estructuras y de los equipos y de las redes convencionales es bastante larga, sobrepasando en mucho el periodo de diseño.

Se entiende por periodo de diseño en cualquier obra de las ingenierías, el número de años durante los cuales una obra determinada ha de prestar con eficiencia el servicio para el cual fue diseñada. Los factores que intervienen en la selección del periodo de diseño son:

### 3.7.1 Vida útil de las estructuras y los equipos electrónicos

La vida útil de las estructuras dependerá de la resistencia física del material que la construye a factores adversos por desgaste u obsolescencia.

Todo material con el tiempo y con el uso que se le da a estos se desgasta disminuyendo la eficiencia del sistema dependiendo de las características del material empleado. Por consiguiente en las tuberías de desagüe existen diversos desgastes por corrosión, erosión y fragilidad factores que sean determinantes en su durabilidad.

A continuación se da algunas guías de periodos de diseño utilizados a menudo en estructuras hidráulicas.

**Tabla 07: Periodo de diseño para obra hidráulicas.**

<b>TIPO DE ESTRUCTURAS</b>	<b>SIMÓN AROCHA</b>	<b>SUNASS</b>
- Obras de captación	20-40 años	20-30 años
- Pozos	20-30 años	20-30 años
- Estaciones de bombeos (equipo de bombeo)	10-15 años	5-10 años
- Línea de adicción	20-40 años	-----
- Planta de tratamiento	10-15 años	-----
- Tuberías de conducción y de distribución	30-40 años	20-30 años

Fuente: (AROCHA, 2012)

Según (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004) Los periodos de diseño de los diferentes componentes del sistema se determinarán considerando los siguientes factores:

- a) Vida útil de las estructuras y equipos
- b) Grado de dificultad para realizar la ampliación de la infraestructura
- c) Crecimiento poblacional
- d) Economía de escala

Los periodos de diseño máximos recomendables, son los siguientes:

- a) Capacidad de las fuentes de abastecimiento: 20 años
- b) Obras de captación: 20 años
- c) Pozos: 20 años
- d) Plantas de tratamiento de agua de consumo humano, reservorio: 20 años.
- e) Tuberías de conducción, impulsión, distribución: 20 años
- f) Equipos de bombeo: 10 años
- g) Caseta de bombeo: 20 años

Consideramos un periodo de diseño de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones para el sistema de Abastecimiento de agua de 20 años y para las Unidades Básicas de Saneamiento sin Arrastre Hidráulico de 20 años.

### **3.8 POBLACIÓN FUTURA**

#### **a.- Método de crecimiento aritmético**

Para el cálculo de la población futura se ha utilizado el método el ministerio de salud que propone la fórmula de crecimiento aritmético, este método se utiliza para poblaciones bajo las consideraciones de que estas van cambiando en la forma de una progresión aritmética.

$$P_f = P_a (1 + rt)$$

Dónde:

$P_f$  = población futura

$P_a$  = población actual

$r$  = coeficiente de crecimiento anual por mil

$t$  = tiempo en años

Para determinar el “ $t$ ” se ha sumado 20 años al año 2017 y 01 año más por el tiempo de construcción de la infraestructura. Por lo que el año a proyectarse la investigación es al año 2038. Así que tenemos un “ $t$ ” igual a 23 años.

**Tabla: 08.a: Coeficiente de crecimiento anual.**

AÑO	POBLACIÓN	TIEMPO	VARIACIÓN POBLACIONAL	$P*t$	$VP/(P*t)$	$r$
2000	1489					
2001	1500	1	11	1489	0.007	0.007
2002	1512	1	12	1500	0.008	0.008
2003	1522	1	10	1512	0.007	0.007
2004	1532	1	10	1522	0.007	0.007
2005	1541	1	9	1532	0.006	0.006
2006	1548	1	7	1541	0.005	0.005
2007	1554	1	6	1548	0.004	0.004
2008	1561	1	7	1554	0.005	0.005
2009	1566	1	5	1561	0.003	0.003
2010	1572	1	6	1566	0.004	0.004
2011	1577	1	5	1572	0.003	0.003
2012	1581	1	4	1577	0.003	0.003
2013	1585	1	4	1581	0.003	0.003
2014	1589	1	4	1585	0.003	0.003
2015	1593	1	4	1589	0.003	0.003
	TOTAL	15				0.068
					<b>r</b>	<b>0.00451</b>

Fuente: Elaboración propia.

Reemplazando los datos en la formula se tiene lo siguiente,

$$P_f = P_a (1 + rt)$$

$$P_f = 1593 \times (1 + 0.00451 \times 23)$$

$$P_f_{2038} = 1758 \text{ hab.}$$

**b.- Método geométrico**

El presente método considera que la población crece de acuerdo a la ley de intereses compuesta, se aplica para poblaciones jóvenes en pleno desarrollo. Viene dado por la fórmula:

$$Pf = Pa \times r^t \quad ; \quad r = (Pf/Pa)^{1/t}$$

Dónde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

r = Coeficiente de crecimiento

t = Periodo de crecimiento en años

**Tabla: 08.b: Coeficiente de crecimiento anual.**

AÑO	POBLACIÓN	TIEMPO	r
2000	1489		
2001	1500	1	1.007
2002	1512	1	1.008
2003	1522	1	1.007
2004	1532	1	1.007
2005	1541	1	1.006
2006	1548	1	1.005
2007	1554	1	1.004
2008	1561	1	1.005
2009	1566	1	1.003
2010	1572	1	1.004
2011	1577	1	1.003
2012	1581	1	1.003
2013	1585	1	1.003
2014	1589	1	1.003
2015	1593	1	1.003
	TOTAL	prom.	1.005

Fuente: Elaboración propia.

$$Pf = Pa * r^t$$

$$Pf = 1593 * (1.005)^{23}$$

$$Pf_{2038} = 1787 \text{ habitante}$$

NOTA: Se ha escogido como población de estudio Población de estudio: 1758 hab.

### **3.9 DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO**

La red está diseñada en función al sistema que cumple, es decir diseñado para una red de alcantarillado sanitario, pluvial (separada) y combinada, con la finalidad de que pueda trasladar las aguas residuales domiciliarias a la planta de tratamiento, y las aguas fluviales a los cuerpos de agua.

Para la ubicación de la planta de tratamiento se ha ubicado la zona de menor cota en la parte baja fuera de la zona urbana, de ahí se ha iniciado la proyección de los tramos de tuberías y de la ubicación de los buzones.

Se ha determinado la ubicación de los buzones en función a las proyecciones e intersecciones de las calles y avenidas, como a la longitud de los tramos, es decir la distancia máxima a considerar en tuberías de 8" es de 100 a 150 m, y en tuberías de 6" es de 80 a 100 metros.

Se ha definido la dirección de flujo en relación a la topografía y la pendiente del terreno, y en algunos casos el flujo en contra pendiente.

Se ha ubicado la línea de la red colectora en función del plano urbanístico de Tinicachi, a la ubicación de las fachadas de las viviendas, y de la disponibilidad de la pendiente natural de evacuación.

Según el diseño de la red, se tiene;

Longitud de la red colector = 5,525.441 m.

Longitud de la línea emisor = 151.714 m.

Numero de buzones = 92.

### **3.10 DOTACIÓN DE AGUA Y CONSUMO**

La dotación o demanda per cápita, es el agua que requiere un poblador que se encuentra en la zona de investigación, la que es expresada en litros/habitante/día (l/hab/día).

#### **3.10.1 Dotación**

La dotación es variable de acuerdo a usos, costumbres, actividades y condiciones de saneamiento.

El (RNE, 2012), en la normativa OS.100, menciona que la dotación promedio diaria anual por habitante, se fijara en base a un estudio de consumos técnicamente justificado, sustentado en informaciones estadísticas comprobadas. Si se comprobara la no existencia de estudios de consumo y no se justificara su ejecución, se considerara por lo menos para sistemas con conexiones domiciliarias una dotación de 180 l/hab/día en clima frío y de 220 l/hab/día en clima templado y cálido.

Según el (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004) Mientras no exista un estudio de consumo, podrá tomarse como valores guía, los valores que se indican en este punto, teniendo en cuenta la zona geográfica, clima, hábitos, costumbres y niveles de servicio a alcanzar, las mismas que pueden ser:

Costa : 50 – 60 lt/hab/día

Sierra : 40 – 50 lt/hab/día

Selva : 60 - 70 lt/hab/día

En el caso de adoptarse sistema de abastecimiento de agua potable a través de piletas públicas la dotación será de 20 - 40 l/h/d.

De acuerdo a las características socioeconómicas, culturales, densidad poblacional, y condiciones técnicas que permitan en el futuro la implementación de un sistema de saneamiento a través de redes, se utilizaran dotaciones de hasta 100 l/hab/día.

En la siguiente investigación se utilizara una dotación de consumo de 100 l/hab/día.

### 3.10.2 Variaciones de consumo

(MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004) Los valores guía de coeficientes, de no existir datos locales comprobados a través de investigadores, pueden ser adoptados los siguientes valores:

C, coeficiente de retorno	0.80
K <sub>1</sub> , coeficiente de caudal máximo diario	1.20
K <sub>2</sub> , coeficiente de caudal máximo horario	1.50
K <sub>1</sub> , coeficiente de caudal mínimo horario	0.50

T, tasa de contribución de infiltración que depende de las condiciones locales, tales como; nivel del acuífero, naturaleza del subsuelo, material de la tubería y tipo de junta utilizada. El valor adoptado debe ser justificado

0.05 a 1.00 l/(s.km)

### 3.10.3 Determinación del gasto de diseño

Para determinar los gastos de diseño utilizaremos los siguientes datos que se han obtenido anteriormente:

- Población de estudio: 1758 hab.
- Dotación: 100 l/h/d
- $K_1$ : 1.30
- $K_2$ : 2.00

### 3.10.4 Caudal promedio diario

El caudal promedio diario anual, se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño expresada en litros por segundo (l/s) y se determina mediante la siguiente formula:

$$Qp_a = \frac{\text{Dotación} * P_f}{86,400}$$

Dónde:

$Qp_a$  = Caudal promedio diario de agua potable (l/s)

$P_f$  = población futura (habitantes).

$\text{Dotación}$  = Dotación o consumo per capital de agua (l/hab./día).

$$Qp_a = \frac{100 * 1758}{86,400}$$

$$Qp_a = 2.035 \text{ l/s}$$

### 3.10.5 Caudal de contribución al alcantarillado

El caudal de contribución al alcantarillado debe ser calculado con un coeficiente de retorno (C) del 80 % del caudal de agua potable consumida.

El caudal promedio de desagüe es el 80% del caudal de agua potable;

$$Q_{pd} = Q_{pa} * 0.80$$

$$Q_{pd} = 2.035 \text{ l/s} * 0.80$$

$$Q_{pd} = 1.628 \text{ l/s}$$

### 3.10.6 Calculo del caudal máximo horario diario

El caudal máximo diario se define como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año.

El caudal máximo horario está determinado por la fórmula:

$$Q_{md} = Q_{pd} * K_1$$

$$Q_{md} = 1.628 \text{ l/s} * 1.30 = 2.116 \text{ l/s}$$

### 3.10.7 Calculo del caudal máximo horario

El consumo máximo horario se define como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo.

El caudal máximo horario se determina con la siguiente formula:

$$Q_{mh} = Q_{md} * K_2$$

$$Q_{mh} = 2.116 \text{ l/s} * 2.00 = 4.232 \text{ l/s}$$

### 3.10.8 Calculo del caudal mínimo

El caudal mínimo está determinado por la siguiente formula:

$$Q_{min} = Q_{pd} * 0.50$$

$$Q_{min} = 1.628 * 0.5 = 0.814 \text{ l/s}$$

### 3.10.9 Aguas de infiltración

La cantidad de agua que filtra está en función a las características del suelo, del nivel freático de agua respecto a los conductos y del estado y calidad de instalación de las estructuras del sistema de desagüe.

Según (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004), la tasa de contribución de infiltración que depende de las condiciones locales, tales como; nivel del acuífero, naturaleza del subsuelo, material de la tubería y tipo de junta utilizada. El valor adoptado debe ser justificado, dando valores de 0.05 a 1 l/(s.km).

La utilización de la tubería PVC adoptadas en el presente trabajo, nos permite indicar que este tipo de tuberías posee las ventajas de una hermeticidad completa, lo cual impide infiltraciones. Por lo que la infiltración en tuberías en este caso será nula, considerándose infiltración solo en las cámaras de inspección.

**Tabla 09: Infiltración de aguas subterráneas**

<b>INFILTRACIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS</b>			
	Respecto a las aguas residuales totales en un sistema de alcantarillado	Respecto a la superficie servida por el sistema de	Respecto a la longitud de las alcantarillas
	%	l/s/has	L/s/km
Rep. Federal alemana	17 – 50	0.02 – 0.06	0.17 – 0.50
EE.UU. mínimo	5 - 40	0.058	0.14
Medio máximo	20 – 75	0.23	0.81
	30 – 85	0.58	2.78

Fuente: Manual de Disposición de aguas Residuales – GTZ Corporación Técnica Alemana, programa de salud Ambiental CEPIS-OPS-OMS

Según (PERÚ-ALEMANIA, 2009), recomienda un caudal por infiltración por buzones del 380 l/bz/día o 0.0043 l/s por buzón.

Según el plano de distribución se ha ubicado 92 buzones (recolector y emisor) por lo tanto:

$$Q_{inf.} = 0.0043 \text{ l/s} * 92 \text{ Bz} = 0.400 \text{ l/s}$$

### 3.10.10 Conexiones clandestinas (Qc)

Si bien el sistema adoptado en la zona de estudio, no se permite el ingreso de aguas de lluvias, sin embargo en bibliografías revisadas indica que en zona lluviosa ciertos porcentajes de viviendas conectan sus aguas de lluvias conjuntamente con el sistema de desagüe. Recomendándose que ese aporte solo se deberá considerar en zonas donde se presentan precipitaciones pluviales.

Según (LOPEZ, 1999) recomienda un valor del 20% del caudal máximo Horario, otro es adoptar un caudal entre 1 y 3 l/s por Has.

Para la investigación se adoptó un porcentaje de 20% del caudal máximo diario.

$$Q_{mh} = 4.232 \text{ l/s}$$

$$Q_c = 4.232 \text{ l/s} \times 0.2$$

$$Q_c = 0.846 \text{ l/s}$$

### 3.10.11 Calculo del volumen de aguas residuales (Qd)

Según (RNE, 2012) el caudal de diseño corresponde a la suma del caudal máximo horario, caudal de infiltración y caudal de conexiones clandestinas. Del acápite anteriores tenemos:

$$Q_{mh} = 4.232 \text{ l/s}$$

$$Q_{inf} = 0.400 \text{ l/s}$$

$$Q_c = 0.846 \text{ l/s}$$

$$Q_d = 5.478 \text{ l/s}$$

### 3.10.12 Cálculos hidráulicos

El RNC estipula que el cálculo hidráulico de las tuberías de alcantarillado se hará utilizando formulas racionales. De ellos en nuestro medio la más difundida es la fórmula de MANNING, la misma que proporciona resultados de alta confiabilidad y aproximación en el cálculo de colectores.

Formula de Manning para la determinación del caudal.

$$Q = \frac{1 * A * R * S}{n}$$

Del mismo modo para el cálculo de la velocidad de escurrimiento se utiliza la fórmula de CHEZY, en donde interviene un coeficiente de gasto ( C ).

Formula de Chezy para la determinación de la velocidad;

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

Donde el coeficiente de gasto es;

$$C = \frac{1}{n} * R$$

Dónde:

$Q$  = caudal en m<sup>3</sup>/s

$n$  = coeficiente de rugosidad

$C$  = coeficiente de gasto

$A$  = área hidráulica m<sup>2</sup>

$R$  = radio hidráulico en m (área hidráulica/perímetro mojado)

$S$  = pendiente en m/m

$V$  = velocidad media de escurrimiento

### 3.10.13 Pendiente

Según (PERÚ-ALEMANIA, 2009), las pendientes de las tuberías deben cumplir la condición de auto limpieza aplicando el criterio de tensión tractiva. Cada tramo debe ser verificado por el criterio de Tensión Tractiva Media ( $\sigma_t$ ) con un valor mínimo  $\sigma_t = 1,0$  Pa, calculada para el caudal inicial ( $Q_i$ ), valor correspondiente para un coeficiente de Manning  $n = 0,013$ . La pendiente mínima que satisface esta condición puede ser determinada por la siguiente expresión aproximada:

$$S_{o_{min}} = 0.0055 * Q_i^{-0.47}$$

Dónde:

$S_{o_{min}}$  = Pendiente mínima (m/m)

$Q_i$  = Caudal inicial (l/s)

Para coeficientes de Manning diferentes de 0,013, los valores de Tensión Tractiva Media y pendiente mínima a adoptar deben ser justificados. La expresión recomendada para el cálculo hidráulico es la Fórmula de Manning.

Según (PERÚ-ALEMANIA, 2009), la máxima pendiente admisible es la que corresponde a una velocidad final  $V_f = 5$  m/s; las situaciones especiales serán sustentadas por el proyectista.

Según (PERÚ-ALEMANIA, 2009), las pendientes mínimas recomendadas son;

- 0.8 % para tubería de 6"
- 0.4 % para tuberías de 8".

Se adoptó por la pendiente mínima de 0.80% para tuberías de 6" y de 0.4% para tuberías de 8".

#### **3.10.14 Velocidad**

Según (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004) y (RNE, 2012), recomienda que para que se genere un auto limpieza en la tubería se debe de tener una velocidad mínima de 0.60 m/s, para que no se genere desgaste en la tubería se debe de tener una velocidad máxima de 3.00 a 5.00 m/s.

Según (PERÚ-ALEMANIA, 2009), se tendrá  $V_{min.} = 0.3$  m/s. con gastos mínimos. Esta velocidad es la mínima que permite el arrastre de arenillas.

Se optara por la velocidad mínima de 0.30 m/s, en los tramos menores a esta se recomendará la limpieza de la tubería por medios mecánicos.

#### **3.10.15 Bases del cálculo**

El cálculo hidráulico de la red se realizó teniendo en cuenta el R.N.E OS-070 "REDES DE AGUA RESIDUALES" y "EL MANUAL PRACTICO DE SANEAMIENTO EN

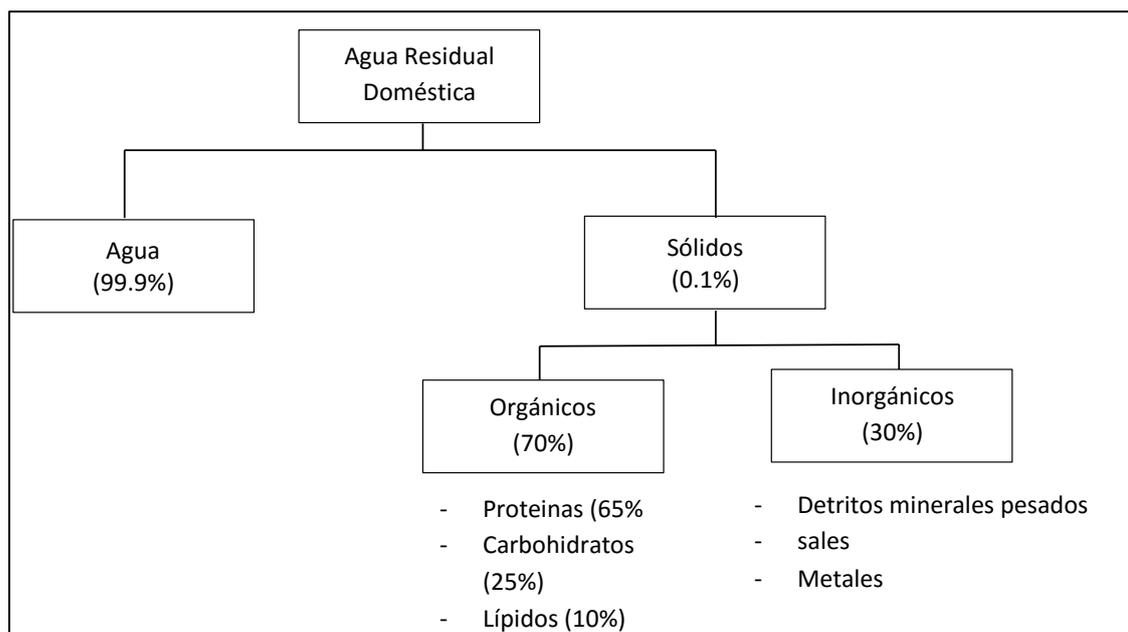
POBLACIONES RURALES” del fondo Perú – Alemania, en donde se presentan las principales consideraciones de diseño.

En vista que las aguas residuales presentan contenido de residuos orgánicos, se debe de estimar cual es el comportamiento hidráulico. A continuación se presenta las características de las aguas residuales.

### 3.10.16 Composición de las aguas residuales

Según (Orellana, 2005), indica que Desde el punto de vista físico, los efluentes domiciliarios, tienen aproximadamente el 99,9 % de agua y el 0,1 % de sólidos totales.

(Olivos, 2010), Dependiendo de la concentración de estos componentes, el agua residual puede considerarse como fuerte, medio o diluido. Tanto los componentes como las concentraciones pueden variar durante el día, en los diferentes días de la semana y con periodos estacionales.



**Figura 01: Composición de las aguas residuales**

Fuentes: (Olivos, 2010), Características de las aguas residuales.

Esta composición hace que el desagüe posea un peso específico aproximadamente a 1.001 kg/m<sup>3</sup>, ligeramente superior al del agua. Como la diferencia es pequeña, es posible aplicarse al flujo de los desagües las mismas leyes y principios que rigen el movimiento del agua en los conductos libre.

### 3.10.17 Los caudales en las tuberías

En el dimensionamiento de las partes componentes de los sistemas de alcantarillado, se consideran los principios de ingeniería hidráulica que garantizan que los flujos de los desagües tengan un adecuado comportamiento hidráulico.

En la técnica de los cálculos de las redes, se admite que el flujo de los desagües se efectúa en un régimen permanente, y uniforme; es decir un movimiento de flujo donde el cual es constante, y la velocidad promedio permanece constante a lo largo de la corriente líquida.

Con relación al comportamiento hidráulico, el flujo permanece uniforme, satisfaciendo las ecuaciones de Bernoulli y, especialmente, la de continuidad.

$$Q = A * V$$

Dónde:

$Q$  = Caudal de flujo en m<sup>3</sup>/s.

$A$  = Área de la sección transversal del flujo en m<sup>2</sup>.

$V$  = Velocidad promedio en la sección de la tubería en m/s.

Al aplicarse la ecuación de Manning a la ecuación de la continuidad, se verifica la dependencia del caudal de flujo con relación al radio hidráulico. Así:

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

Reemplazando en la ecuación de caudal se tiene;

$$Q = \frac{R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} * A$$

Dónde:

$Q$  = caudal en m<sup>3</sup>/s

$n$  = Rugosidad

$A$  = Área hidráulica en m<sup>2</sup>

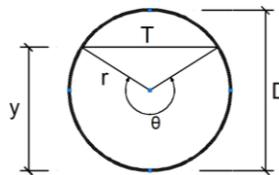
$R$  = Radio hidráulico en m (área hidráulica/perímetro mojado)

$S$  = Pendiente en m/m

$V$  = Velocidad media de escurrimiento m/s

### 3.10.18 Cálculo geométrico de una tubería circular

Según (AROCHA, 2012) una tubería está sujeta a las siguientes características geométricas;



Dónde:

$D$  = Diámetro de la tubería

$T$  = Espejo de agua

$r$  = Radio de la tubería

$\theta$  = Angulo de proyección del área hidráulica

$y$  = tirante hidráulica

$$\text{Area} = \frac{1}{8}(\theta - \text{seno } \theta) \cdot D^2$$

$$\text{Perímetro mojado} = \frac{1}{2}\theta \cdot D$$

$$\text{Radio Hidráulico} = \frac{1}{4}\left(1 - \frac{\text{seno } \theta}{\theta}\right) \cdot D$$

$$y = r\left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right)$$

$$\theta = 2\cos^{-1}\left(1 - \frac{2y}{D}\right)$$

### 3.10.19 Tirantes

#### a.- TIRANTE ABSOLUTO

Se llaman tirante absoluto a la altura de la lámina de agua en el colector, donde:

$Y_i$  = altura de la lámina líquida al inicio del diseño, en un tramo del colector, calculada con el caudal inicial de dimensionamiento del tramo.

$Y_f$  = altura de la lámina líquida al final del diseño, en un tramo del colector, calculada con el caudal final de dimensionamiento del tramo.

#### b.- TIRANTE RELATIVO

Se llama tirante relativo a la relación entre la altura de la lámina de agua en el colector y el diámetro del mismo colector. De esta forma, se puede definir:

$Y_i/d_o$  = tirante relativo al inicio del diseño para el caudal inicial ( $Q_i$ ) y para el diámetro de un tramo del colector, siendo expresado normalmente en porcentaje

$Y_f/d_o$  = tirante relativo al final del diseño, para el caudal final ( $Q_f$ ) y para el diámetro de un tramo del colector, siendo expresado normalmente en porcentajes.

Permitida la existencia de un espacio vertical libre en la tubería, igual al 10% según algunos autores y del 25% otros, lo que propiciara la indispensable circulación de los gases del desagüe: por lo tanto se puede adoptar:

$$Y_f \leq 0.75 D_o$$

### 3.10.20 Diámetro de tubería

Según la fórmula de caudal:

$$Q = \frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * (\theta - \text{seno}\theta)^{\frac{5}{3}}}{2^{\frac{13}{3}} * n * \theta^{\frac{2}{3}}}$$

Para un tirante igual al 75% que es igual a  $240^\circ$  (4.189 RAD)

Despejando la ecuación anterior se obtiene la siguiente fórmula:

$$D = \left( \frac{Q * n}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{0.375} * 1.822457119$$

Dónde:

$D$  = Diámetro de tubería (m).

$n$  = coeficiente de rugosidad (0.013 en tuberías de PVC).

$Q$  = caudal de diseño (m<sup>3</sup>/s).

$S$  = pendiente (m/m).

Reemplazando valor:

$$D = \left( \frac{0.005478 * 0.013}{0.008^{\frac{1}{2}}} \right)^{0.375} * 1.822457119$$

$D = 0.125$  m.

El diámetro comercial inmediatamente superior es de 0.150 m. Que es equivalente a 6”.

Ya que el diámetro calculado no es el recomendado por los recolectores según lo anterior se asume un diámetro de tubería de 0.150 m. Que es equivalente a 6” (150 mm) y para los emisores de 8” (200 mm).

### 3.10.21 Profundidades de tuberías

(RNE, 2012) El recubrimiento sobre las tuberías no debe ser menor de 1,0 m en las vías vehiculares y de 0,30 m en las vías peatonales y/o en zonas rocosas, debiéndose verificar para cualquier profundidad adoptada, la deformación (deflexión) de la tubería generada por cargas externas. Para toda profundidad de enterramiento de tubería el proyectista planteará y sustentará técnicamente la protección empleada.

### 3.10.22 Coeficiente de distribución

Según la distribución de la red de alcantarillado se tiene una longitud total de 5677.155 m, de las cuales 5525.441 es la línea de recolección, y de 151.714 línea de emisor.

Por cuestiones de diseño, la línea del colector es la encargada de recolectar el caudal de diseño, y la línea de emisor solo conduce el caudal total al sistema de tratamiento por lo

que no se permite ninguna conexión en esta línea, por lo que la distribución solo se hará en la línea de recolección en la que determinó un coeficiente de distribución por longitud de tubería contribuyente de;

$$Cd = \frac{Q}{l}$$

Dónde:

Cd = coeficiente de distribución

Q = Caudal de diseño l/s

l = longitud total del alcantarillado

Reemplazando se tiene,

$$Cd = \frac{Q}{l}$$

$$Cd = \frac{5.478 \text{ l/s}}{5525.441 \text{ m}}$$

$$Cd = 0.000991414 \frac{l}{s}$$

### 3.10.23 Buzones o cámaras de inspección

Según el (RNE, 2012) serán ubicados los elementos de inspección en los arranques de la red, en todos los empalmes de colectores, cambio de dirección y pendiente, en los cambios de diámetro y en los cambios de material de las tuberías. Las distancias máximas entre cámaras o tubos de inspección estarán en función de los equipos de limpieza previstos y disponibles. En la tabla 10, se sugiere algunas distancias.

**Tabla 10: Distancias de buzones de inspección según diámetro**

Diámetro Nominal de la Tubería (mm)	Distancia Máxima (m)
100	60
150	80
200	80
250 a 300	100
Diámetros mayores	150

Fuente: Norma OS.070 RNE.

Los buzones serán circulares con diámetro, interior de 1.20 m. con revestimiento de paredes de 0.15 m. como mínimo y en el piso de 0.2 m. Serán construidos de concreto simple hasta 1.5 m. de profundidad y de concreto armado cuando presentan mayor profundidad.

La tapa será de concreto armado de 0.15 m. de espesor, debiendo ser removible y debe tener una boca de inspección con tapa de fierro fundido o concreto con diámetro de 0.6 m.

El piso del buzón deberá tener una pendiente de 20% hacia las canaletas.

Cuando se tiene una diferencia de 1.20 m. entre la tubería de entrada y el fondo del buzón, deberá instalarse tubería bajante de fierro fundido con diámetro igual a la tubería de entrada.

**Tabla 11: Diámetro del pozo de inspección.**

Diámetro del colector de salida	Diámetro del pozo
8" – 24"	1.20 m
27" – 30"	1.50 m
33" – 6"	1.80 m

Fuente: (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2004).

Para nuestro proyecto se considerara los buzones normados y utilizados por EMSAPUNO, los cuales están en función a la profundidad de los mismos. Existiendo dos tipos de buzones tipo A tipo B Tabla 11.

Para ambos casos de considerar un diámetro interior de 1.20 m, en el fondo de los mismos se construirán medias cañas a  $\frac{3}{4}$  de tubo en dirección del flujo y una pendiente de 25% entre el borde de la media caña y las paredes laterales del buzón, las tapas de acceso serán de fierro fundido (125 Kg.) de 60 cm de diámetro.

**Tabla 12: Características técnicas de buzones.**

CARACTERÍSTICAS	BUZONES	
	TIPO A	TIPO B
Profundidad	Menores a 3.00 metros	Mayores a 3.00 metros
Concreto loza fondo (kg/cm2)	140	175
Concreto muro (kg/cm2)	140	175
Concreto loza tapa (kg/cm2)	210	210
Espesor loza fondo (m)	0.20	0.15
Espesor muro (m)	0.15	0.15
Espesor loza techo (m)	0.15	0.15
Armadura loza fondo	.....	ver plano
Armadura muro	.....	ver plano
Armadura loza techo	ver plano	ver plano
Escaleras	ver plano	ver plano

Fuente: Especificaciones técnicas EMSA-PUNO.

### 3.10.24 Cálculo de los caudales

Se ha calculado los caudales por tramo multiplicando el coeficiente de distribución por la longitud de la tubería es decir,

$$Q_{tramo} = C.D.* long_{tuberia}$$

$$Q_{tramo\ 49-48} = 0.000991414 \frac{l}{s} * 49.2806$$

$$Q_{tramo\ 49-48} = 0.05\ l/s$$

### 3.10.25 Cálculo de caudales acumulados

La red de alcantarillado está compuesta por ramales de tuberías consecutivas, acumulándose los caudales que pasan por cada una de ellas. El primer ranal a diseñar está conformado por los tramos 44 al 49, siguiente los procedimientos anteriormente descritos se tienen los siguientes caudales acumulados;

**Tabla 13: Caudales acumulados de los primeros 6 tramos.**

TRAMO	DISTANCIA	CAUDAL ACUMULADO (l/s)
T 81	49.27	0.05
T 80	51.57	0.10
T 79	51.57	0.15
T 78	37.00	0.19
T 77	31.67	0.22
T 76	35.90	0.25

Fuente: Elaboración propia.

La unión de dos o más ramales se acumula en el siguiente ramal.

En anexo, en los cuadros de diseño se muestran todos los tramos y ramales que conforman la red de alcantarillado con sus caudales acumulados.

### 3.10.26 Determinación de la cota fondo inicial

Se ha considerado los tramos de inicio de diseño los que tienen buzón de arranque, dándoles una altura de buzón de 1.20 m. tanto arriba como aguas abajo. Se considera aguas abajo porque los buzones de arranque se encuentran siempre en la parte superior del tramo a diseñar. Se ha determinado la cota de fondo restando la cota de terreno menos la altura del buzón.

$$C.F. = C.T. - \text{altura de buzón}$$

Como inicio de cálculo se ha tomado el tramo 81, que comprenden los buzones Bz 81 y 80, cuyas cotas terrenos son 3962.968 y 3956.000 respectivamente.

Se ha encontrado la cota fondo restando 1.20 de la cota terreno.

$$C.F._{BZ\ 81} = 3962.968 - 1.20$$

$$C.F._{BZ\ 81} = 3861.768$$

$$C.F._{BZ\ 80} = 3956.000 - 1.20$$

$$C.F._{BZ\ 80} = 3854.800$$

### 3.10.27 Longitud total de la tubería

Se ha tomado la distancia correspondiente de los buzones 79 y 78 directamente del AutoCAD obteniéndose una distancia de separación de 49.281 m. sin embargo esta distancia no es la distancia real de la tubería.

La longitud real de la tubería se obtiene de la siguiente formula;

$$Long_{tuberia} = \sqrt{(Dist.H)^2 + (\Delta HC.F.)^2}$$

Donde:

$Long_{tuberia}$  = Longitud real de la tubería

$Dist.H$  = Distancia horizontal de separación de los buzones

$\Delta HC.F.$  = Diferencia de altura de Cota Fondo de los buzones

Reemplazando datos se tiene,

$$Long_{tuberia} = \sqrt{(49.281)^2 + (6.968)^2}$$

$$Long_{tuberia} = 49.27 \text{ m.}$$

### 3.10.28 Pendiente de diseño

Se ha definido la pendiente de diseño considerando lo siguiente;

- Se ha determinado la mediante del terrero según la formula;

$$S_{diseño} = \frac{C.F. inicio - C.F. final}{Long_{tuberia}}$$

$$S_{diseño} = \frac{3861.768 - 3854.800}{49.27} * 100$$

$$S_{diseño} = 14.1\%$$

La pendiente de diseño es de 14.1%, esto es debido a la pendiente terreno natural, la cual la parte de ladera del cerro.

- Si la pendiente sale negativa o menor que 0.80% para tubería de 6" o 0.4% para tubería de 8" se debe de optar por pendiente mínimas.

- Para nuestro diseño del primer tramo se tiene una pendiente positiva y mayor a 0.80% por lo que se ha tomado como pendiente de diseño.

### 3.10.29 Cálculo de los parámetros hidráulicos

Para el cálculo de los parámetros hidráulico de la tubería se ha utilizado el programa H-Canales.

Se tiene los siguientes datos para el primer tramo:

$$Q = 0.05 \text{ l/s (0.00005 m}^3\text{/s)}$$

$$S = 0.141 \text{ m/m}$$

$$\varnothing = 0.150 \text{ m}$$

**Figura 02: Cálculo hidráulico del primer tramo.**

En anexo se adjunta el cálculo de la red de alcantarillado sanitario.

## 3.11 DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO FLUVIAL

Cuando llueve en una localidad, el agua no infiltrada escurre por las calles y en el terreno natural hacia las partes bajas, donde finalmente puede almacenarse o conducirse hacia los arroyos naturales. A fin de evitar que el agua se acumule o sus corrientes causen daños y

molestias a la población, se construye el alcantarillado pluvial por medio del cual se conducen las aguas de lluvia hacia sitios más seguros para su vertido.

El diseño de la red de alcantarillado en la presente investigación se ha empleado métodos de diseño que recomienda la Reglamento Nacional de Edificaciones y su norma OS-060. Dichos métodos pueden tener variables, que cambia especialmente la forma de calcular la lluvia y los correspondientes gastos de diseño, pero deben atender a la normatividad local existente.

El diseño de la red de alcantarillado fluvial en forma general, determina la geometría de la red, incluyendo el perfil y trazo en planta, los cálculos para el diámetro y las pendientes de cada tramo y la magnitud de las caídas necesarias en los buzones de inspección.

La definición de la geometría de la red es parecida a la red de alcantarillado de aguas sanitarias, la que se inicia con la ubicación de los posibles sitios de descarga, el trazo de colectores y emisor con la diferencia que se ubican sumideros en calles y avenidas para recolectar las aguas superficiales. Para ello, se ha seguido normas OS-060 del RNE, basándose en el plano topográfico y el plano urbanístico. Aplicando las reglas siguientes:

- Los colectores de mayor diámetro se han ubicado en las calles más bajas para facilitar el drenaje de las zonas altas con colectores de menor diámetro.
- El trazo de los colectores se han ubicado sobre el eje central de las calles, evitando su cruce con las tuberías de alcantarillado de aguas sanitarias. Su trazo es lo más recto posible procurando que no existan curvas. En calles amplias las que han superado la longitud de 100 m. se han proyectado dos buzones de inspección.
- La red de alcantarillado se ha trazado buscando el camino más corto al sitio de vertido.
- Las conducciones serán por gravedad. Se ha evitado las conducciones por bombeo.
- Durante el diseño se ha llevado a cabo el cálculo del funcionamiento hidráulico del conjunto de tuberías a fin de revisar que los diámetros y las pendientes propuestas sean suficientes para conducir el gasto de diseño de cada tramo. Además, se ha tenido en cuenta las consideraciones y restricciones de velocidades, diámetros, etc.

### 3.11.1 Recopilación de información básica

A fin de definir los alcances y la magnitud del diseño de alcantarillado pluvial se ha contado con la siguiente información consistente en:

- a) **Datos generales:** Localización geográfica, categoría política, economía, vías de comunicación y servicios públicos.
- b) **Planos de la localidad:** Son esenciales para la elaboración del proyecto, pues de ellos depende el definir adecuadamente la configuración de la red, por lo que en caso de no contar con ellos, deberán hacerse levantamientos topográficos para obtenerlos.
  - Se cuenta con el plano Topográfico proporcionado por el municipio de Tinicachi en formato en extensión DWG (AutoCAD), con curvas de nivel secundaria de 2 en 2 metros y principales de 10 en 10 metros.
  - Se cuenta con el plano de urbanización y lotización en el formato DWG (AutoCAD).
  - Se cuenta con la información de las calles pavimentadas con veredas y no pavimentadas.

Ver los planos mencionados en anexo.

### 3.11.2 Estudios hidrológicos

En el estudio hidrológico tiene por determinar el aporte de las aguas pluviales, para un adecuado diseño de la red de drenaje bajo el criterio del periodo de retorno, coeficiente de escorrentía y área tributaria. El estudio hidrológico consiste en la estimación de las descargas de diseño a partir de la información pluviométrica disponible cercana a la ubicación de la investigación, que en este caso es la estación meteorológica de Tahuaco - Yunguyo, es la estación más cercana al distrito de Tinicachi, cuyas coordenadas de ubicación UTM son; E 491,988, N 8'196,981, y altitud 3,864.

En general, puede ser empleado cualquier modelo de lluvias-escorrentía. El (RNE, 2012), especifica el uso del Método Racional si el área de la cuenca es igual o menor a 13 km<sup>2</sup>.

### 3.11.3 Análisis hidrológico

#### a.- INTENSIDAD

(Villón, 2002), define que es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo. Lo que interesa particularmente de cada tormenta, es la intensidad máxima que se haya presentado, ella es la altura máxima de agua caída por unidad de tiempo.

Este valor es obtenido a través de un estudio hidrológico de la zona, del cual se obtienen las curvas de intensidad, duración y frecuencia. Es importante recordar que de acuerdo con estas curvas, la intensidad es inversamente proporcional a la duración y directamente proporcional a la frecuencia de la lluvia.

La intensidad está representada por la siguiente ecuación;

$$I = \frac{P}{T}$$

Dónde:

$I$  = Intensidad en mm/hora.

$P$  = Precipitación en altura de agua, en mm.

$T$  = Tiempo en horas.

#### b.- FRECUENCIA

(Villón, 2002), define que es el número de veces que se repite una tormenta, de características de intensidad y duración definidas en un periodo de tiempo más o menos largo, tomando generalmente en años.

Una de las expresiones más sencillas y prácticas es la que se muestra en la ecuación 3.2, que corresponde a la ecuación.

$$F = \frac{m}{N}$$

Dónde:

$F$  = Frecuencia.

$m$  = El orden que ocupa el evento en orden decreciente.

$N$  = Número de eventos componentes.

**c.- PERÍODO DE RETORNO**

(Villón, 2002), menciona que el periodo de retorno es intervalo de tiempo promedio, dentro del cual un evento de magnitud  $x$ , puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio.

Está expresado matemáticamente por la inversa de la relación 3.2, es decir la inversa de la frecuencia, como se muestra en la ecuación 3.3.

$$T = \frac{P}{I}$$

Dónde:

$T$  = Tiempo en horas.

$I$  = Intensidad en mm/hora.

$P$  = Precipitación en altura de agua, en mm.

**d.- PROBABILIDAD**

Está dado por la siguiente ecuación;

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Dónde:

$P$  = Probabilidad.

$T$  = Periodo de retorno.

$n$  = Periodo de tiempo de análisis.

**3.11.4 Cálculo del periodo de retorno**

La precipitación anual promedio es del orden de 785.54 mm, según la estación meteorológica de Tahuaco - Yunguyo.

En el tabla 14, tenemos un extracto de los datos de precipitaciones extremas en la estación meteorológica.

**Tabla 14: Años de precipitaciones extremas, estación Tahuaco – Yunguyo.**

<b>Año de excedencias</b>	<b>1994</b>	<b>1999</b>	<b>2001</b>	<b>2012</b>	<b>2014</b>
<b>Precipitación mensual (mm)</b>	900.8	889.1	1043.8	1026.9	840.2
<b>Intervalo de recurrencia (años)</b>		5	2	11	2

Fuente: SENAMHI.

El periodo de retorno se ha calculado utilizando la fórmula de Weibull;

$$P = \frac{(n + 1)}{m}$$

Dónde:

P = Periodo de retorno

n = Número de años de observación (20 años que van desde el periodo 1994 a 2014.)

m = Numero de orden, 4.

Consideramos 20 años como años de vida útil de la red de alcantarillado. Por lo tanto el cálculo del periodo de retorno se da con los datos:

Por lo tanto se tiene que:

$$P = \frac{20 + 1}{4}$$

$$P = 5.25$$

La normativa Peruana de Obras de Saneamiento OS-60, señala que para sistemas de drenaje menor el periodo a considerar es de 2 a 10 años y para drenaje urbano mayor el periodo de retorno debe ser menor a 25 años.

En base a lo expuesto, se considera para el diseño un periodo de retorno de 5 años.

### 3.11.5 Probabilidad del periodo de retorno

Es sistema de red de alcantarillado fluvial se ha diseñado para un tiempo de vida útil de 20 años, la siguiente ecuación nos sirve para calcular la Probabilidad del Periodo de Retorno;

$$\text{Prob} = 1 - \left(1 - \frac{1}{P}\right)^n$$

Dónde:

*Prob.* = Probabilidad %

*P* = Periodo de retorno que es 10años.

*n* = Periodo de vida útil del sistema de alcantarillado, 20años.

$$\text{Prob} = 1 - \left(1 - \frac{1}{5}\right)^{20}$$

$$\text{Prob} = 99 \%$$

Se puede mencionar que existe una probabilidad del 99% que una ocurrencia de lluvia extrema se presente durante los 20 años de vida útil del sistema de alcantarillado fluvial.

### 3.11.6 Cálculo del tiempo de concentración

Existen varias fórmulas de determinar el tiempo de concentración, ya sea haciendo uso de las características hidráulicas de la cuenca, estimando velocidades, o haciendo uso de fórmulas empíricas. Una de las formulas usadas es de Kirpich.

$$T_c = \left(0.871 \frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$

Dónde:

*T<sub>c</sub>* = Tiempo de concentración, en horas.

*L* = Longitud del curso de agua más largo, en Km.

*H* = Desnivel máximo del curso de agua más largo, en m.

De los cálculos hechos en nuestra microcuenca se tiene:  $L = 1.06$  Km y  $H = 94$  m.

Reemplazando datos en la ecuación 3.5, se obtuvo lo siguiente:

$$T_c = \left( 0.871 \frac{1.06^3}{94} \right)^{0.385}$$

$$T_c = 0.176 \text{ h}$$

Convirtiendo a minutos se tiene 10.56 min.

### 3.11.7 Cálculo de intensidad de lluvia

La determinación del evento de lluvia que debe emplearse es un paso importante en el diseño del alcantarillado fluvial, para lo cual se ha utilizado un evento extraordinario que involucre una relación entre la intensidad de lluvia, la duración y las frecuencias, y periodos de retorno apropiados para el lugar de investigación mediante el trazo de curvas IDF, en la que fácilmente se puede obtener el dato de intensidad para cualquier periodo de tiempo requerido.

#### - EL MODELO GENERAL DE FREDERICH BELL

El Modelo General de Frederick Bell (1969) permite calcular la lluvia máxima asociada a un periodo de retorno y una duración de tormenta, usando como valor el índice de la lluvia de una hora de duración y 10 años de periodo de retorno, la expresión es la siguiente:

$$P_t^T = (0.21 \cdot \ln T + 0.52) \cdot (0.54t^{0.25} - 0.50) \cdot P_{60}^{10}$$

Dónde:

$P_t^T$  = Precipitación caída en  $t$  minutos con periodo de retorno de  $T$  años.

$T$  = Periodo de retorno en años.

$t$  = Duración en minutos.

$P_{60}^{10}$  = Precipitación de 60 minutos de duración con periodo de retorno de 10 años.

El investigador Chileno Espíldora, obtuvo que la relación entre la lluvia máxima diaria y la lluvia de una hora para un periodo de retorno de 10 años es más o menos constante e igual a 4.04.

La ecuación es válida para duraciones de lluvia ( $t$ ) comprendidas entre 5 y 120 minutos de duración y con periodos de retorno comprendidos entre 2 y 100 años.

#### - PRECIPITACIÓN MÁXIMA HORARIA

La precipitación Máxima horaria se ha obtenido de la base de datos del SENAMHI Puno de manera virtual desde los años 1963 hasta el 2014, proveniente de la estación meteorológica Tahuaco – Yunguyo, a continuación presentamos los 20 últimos datos.

**Tabla 15: Registro de Precipitación Máxima estación Tahuaco - Yunguyo.**

AÑO	MAX	AÑO	MAX
1995	37.20	2005	28.10
1996	37.10	2006	24.70
1997	29.40	2007	19.20
1998	42.20	2008	21.40
1999	34.20	2009	26.60
2000	32.80	2010	34.60
2001	38.60	2011	22.00
2002	23.80	2012	45.60
2003	27.30	2013	30.20
2004	28.60	2014	26.20
		Nº Datos	20.00
		Media	28.60
		Des. Est.	6.82
		Mín	19.20
		Máx	45.60

Fuente: SENAMHI.

## - MODELOS DE DISTRIBUCIÓN

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos. En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; recomendándose utilizar la distribución de Gumbel.

## - DISTRIBUCIÓN DE GUMBEL

Según (Pizarro, Flores, Sanguesa, & Martínez, 2014) La distribución de Valores Tipo 1 conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$F(x) = E^{-e^{-y}}, -\infty \leq x \leq \infty$$

Resolviendo para  $y$  (variable reducida), se tiene la siguiente expresión;

$$y = -\text{Ln} \left[ \text{Ln} \left( \frac{1}{F(x)} \right) \right]$$

Sabiendo que

$$1/T = P(x > xT)$$

$$1/T = 1 - P(x < xT)$$

$$1/T = 1 - F(x)$$

Luego se tiene;

$$F(x) = \frac{T - 1}{T}$$

Expresando la variable reducida en función del periodo de retorno  $T$ , tenemos;

$$y = -\text{Ln} \left[ \text{Ln} \left( \frac{T}{T - 1} \right) \right]$$

Adopta la siguiente forma general;

$$X_T = v + \beta \cdot Y_T$$

Dónde:

$\beta = 0.78 D_s$ ,  $D_s$  es la desviación Estándar.

$v = X - 0.5772 * \beta$ ,  $X$  = media Aritmética.

$Y_T = -Ln \left[ Ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right]$ ;  $T$  = Periodo de retorno.

### 3.11.8 Cálculo de intensidad de lluvia

Se hizo el análisis solamente con 20 años, correspondientes a los años entre 1994 al año 2014, tomando los datos solo de la Estación de Tahuaco - Yunguyo.

**Tabla 16: Calculo de la intensidad de lluvia.**

AÑO	P.max	F	T	$\bar{X}$	$(X - \bar{X})^2$
1995	54.4	0.05	20.00	32.95	460.103
1996	45.6	0.10	10.00	32.95	160.023
1997	42.2	0.15	6.67	32.95	85.563
1998	41	0.20	5.00	32.95	64.803
1999	38.6	0.25	4.00	32.95	31.923
2000	37.2	0.30	3.33	32.95	18.063
2001	34.6	0.35	2.86	32.95	2.723
2002	34.2	0.40	2.50	32.95	1.563
2003	32.8	0.45	2.22	32.95	0.023
2004	30.2	0.50	2.00	32.95	7.563
2005	29.4	0.55	1.82	32.95	12.603
2006	28.6	0.60	1.67	32.95	18.923
2007	28.1	0.65	1.54	32.95	23.523
2008	27.6	0.70	1.43	32.95	28.623
2009	27.3	0.75	1.33	32.95	31.923
2010	26.6	0.80	1.25	32.95	40.323
2011	26.2	0.85	1.18	32.95	45.563
2012	25	0.90	1.11	32.95	63.203
2013	24.8	0.95	1.05	32.95	66.423
2014	24.6	1.00	1.00	32.95	69.723
SUMATORIA	659				1233.170

Fuente: Elaboración propia.

Calculo de la Desviación Estándar,

$$Ds = \sqrt{\frac{\sum(X - \bar{X})^2}{N}}$$

$$Ds = \sqrt{\frac{1233.170}{20}}$$

$$Ds = 7.852$$

A continuación aplicamos la ley de Gumbel para un periodo de retorno de 2, 5 10 15 y 20 años.

**Tabla 17: Aplicación de la ley de Gumbel.**

	$\beta$	$v$	$Y_T$	$X_T$
<b>T (Años)</b>	<b><math>0.78 \cdot Ds</math></b>	<b><math>X - 0.5772 \cdot \beta</math></b>	<b><math>-\ln \left[ \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right]</math></b>	<b><math>v + \beta \cdot Y_T</math></b>
2	6.12478827	29.41477221	0.36651292	31.6595862
5	6.12478827	29.41477221	1.49993999	38.6015871
10	6.12478827	29.41477221	2.25036733	43.1977956
15	6.12478827	29.41477221	2.67375209	45.7909377
20	6.12478827	29.41477221	2.97019525	47.6065892

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla 16, extraemos la precipitación máxima para un periodo de retorno de 10 años y cuyo dato corresponde a 43.20 mm, y de la relación propuesta por Espíldora (factor de 4.04) obtenemos la precipitación de una hora para dicho periodo de retorno, como se muestra a continuación:

$$P_{60}^{10} = \frac{43.20}{4.04}$$

$$P_{60}^{10} = 10.69 \text{ mm}$$

Por la que la precipitación de 60 minutos de duración y 10 años de periodo de retorno es 10.69 mm.

Aplicando la ecuación de Frederich Bell, se desarrolla el siguiente cuadro, donde se muestra las lluvias Máximas en mm para la estación de Tahuaco – Yunguyo.

Ecuación de Frederich Bell;

$$P_t^T = (0.21 \cdot \ln T + 0.52) \cdot (0.54t^{0.25} - 0.50) \cdot P_{60}^{10}$$

**Tabla 18: Lluvias Máximas en (mm) para la estación Tahuaco – Yunguyo.**

T (años)	Duración t (seg.)					
	300	600	900	1200	1800	2400
2	2.188	3.276	4.005	4.569	5.436	6.106
5	2.821	4.223	5.162	5.889	7.007	7.872
10	3.299	4.939	6.038	6.889	8.196	9.207
15	3.579	5.358	6.550	7.473	8.891	9.988
20	3.778	5.655	6.914	7.888	9.385	10.542

Fuente: Elaboración propia.

- **Intensidades máximas**

Para el cálculo de las curvas IDF es necesario hallar, además de todo lo anterior, las intensidades máximas en (mm/hora) para la estación de Tahuaco – Yunguyo.

**Tabla 19: Intensidades máximas en mm/hora estación Tahuaco – Yunguyo.**

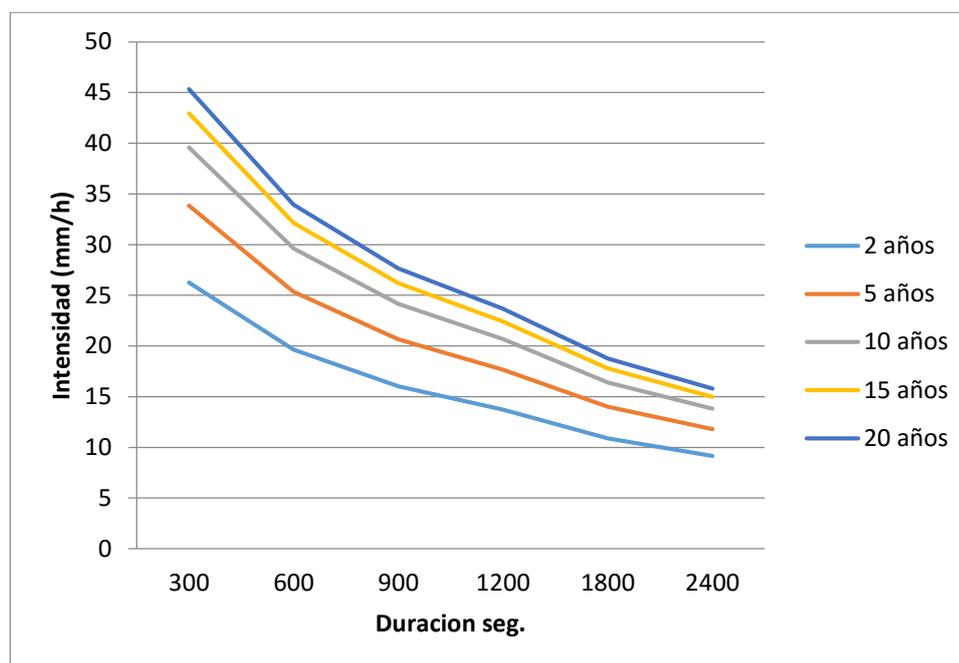
T (años)	Duración t (seg.)					
	300	600	900	1200	1800	2400
2	26.259	19.653	16.018	13.706	10.871	9.159
5	33.851	25.335	20.649	17.668	14.014	11.807
10	39.594	29.633	24.153	20.666	16.392	13.810
15	42.953	32.148	26.202	22.419	17.782	14.982
20	45.337	33.932	27.656	23.663	18.769	15.814

Fuente: Elaboración propia.

**CURVA IDF**

La curva IDF, se crea a partir de los datos de intensidades máximas (tabla 19). Las curvas IDF la utilizamos para hallar la intensidad máxima de lluvia para un periodo de duración

igual al tiempo de concentración, y para la frecuencia de diseño (mm/h), la misma que nos servirá para los cálculos de los caudales mediante el método racional.



**Figura 03: Curva intensidad – Duración – Frecuencia (IDF)**

Fuente: Elaboración propia.

### 3.11.9 Determinación del caudal de aguas pluviales

Según (RNE, 2012), Los caudales de escurrimiento serán calculados por lo menos según;

- El método racional, aplicable hasta áreas de drenaje no mayores a 13 km<sup>2</sup>.
- Técnicas de hidrogramas unitarios podrán ser empleados para áreas mayores a 0.5 km<sup>2</sup>, y definitivamente para áreas mayores a 13 km<sup>2</sup>.

Visto que nuestra área de investigación es menor de 13 km<sup>2</sup> se a utilizado el método racional para la determinación de los caudales de escurrimiento.

#### - MÉTODO RACIONAL

El (RNE, 2012) establece para áreas urbanas, donde el área de drenaje está compuesta de subáreas o subcuencas de diferentes características, el caudal pico proporcionado por el método racional viene expresado por la siguiente forma:

**Tabla 20: Fórmula para el cálculo del caudal de escorrentía.**

<b>Caudal</b>	<b>Características</b>
$Q = \frac{CiA}{3600}$	<p><math>Q</math> = Caudal en litros por segundo  <math>C</math> = Coeficiente de escorrentía (adimensional)  <math>i</math> = Cantidad de lluvia en milímetros por hora.  <math>A</math> = Superficie en metros cuadrados</p>
$Q = 0.278 \cdot CiA$	<p><math>Q</math> = Caudal en metros cúbicos por segundo  <math>C</math> = Coeficiente de escorrentía (adimensional)  <math>i</math> = Cantidad de lluvia en milímetros por hora.  <math>A</math> = Superficie en kilómetros cuadrados</p>
$Q = 16.667 \cdot CiA$	<p><math>Q</math> = Caudal en metros cúbicos por segundo  <math>C</math> = Coeficiente de escorrentía (adimensional)  <math>i</math> = Cantidad de lluvia en milímetros por minuto.  <math>A</math> = Superficie en metros cuadrados</p>
$Q = \frac{16.667}{1000} \cdot CiA$	<p><math>Q</math> = Caudal en litros por segundo  <math>C</math> = Coeficiente de escorrentía (adimensional)  <math>i</math> = Cantidad de lluvia en milímetros por minuto.  <math>A</math> = Superficie en metros cuadrados</p>

Fuente: (Cabrera, Castro, & Menez, 2011).

Para nuestra investigación se ha utilizado la fórmula propuesta por el (RNE, 2012), donde;

$$Q = \frac{CiA}{360}$$

Dónde:

$Q$  = Caudal máximo de escorrentía (m<sup>3</sup>/seg)

$C$  = Coeficiente de escorrentía (adimensional)

$i$  = Intensidad de lluvia máxima para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, y para un tiempo de retorno T igual al exija la obra de alcantarillado. (mm/h)

$A$  = Área de la cuenca (ha.)

- **COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA**

El (RNE, 2012), establece tablas que se pueden utilizar para la determinación de los coeficientes de escorrentía.

El coeficiente de escorrentía para el caso de áreas de drenaje con condiciones heterogéneas será estimado como un promedio ponderado de los diferentes coeficientes

correspondientes a cada tipo de cubierta (techos, pavimentos, áreas verdes, etc), donde el factor de ponderación es la fracción del área de cada tipo al área total.

**Tabla 21: Coeficientes de escorrentía para ser utilizados en el Método Racional.**

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>ÁREAS URBANAS</b>							
asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto / techos	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
<b>Zonas verdes (jardines, parques, etc.)</b>							
<b>Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50%, del área)</b>							
plano 0 - 2%	0.32	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.58
Promedio 2 - 7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
pendiente Superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<b>Condición promedio (cubierta de pasto menor del 50% al 75% del área)</b>							
plano 0 - 2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
pendiente Superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<b>Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)</b>							
plano 0 - 2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio 2 - 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
pendiente Superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
<b>ÁREAS NO DESARROLLADAS</b>							
<b>Área de Cultivos</b>							
plano 0 - 2%	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.57
Promedio 2 - 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
pendiente Superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
<b>pastizales</b>							
plano 0 - 2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
pendiente Superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<b>Bosques</b>							
plano 0 - 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio 2 - 7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
pendiente Superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fuente: RNE, 2012.

Para la determinación del coeficiente se ha determinado por las áreas tributarias de las viviendas, calles y avenidas.

A continuación, se presenta el resumen del cálculo de caudales de agua pluviales.

**Tabla 22: resumen de caudales pluviales.**

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	Factor T = 5 años	Área m <sup>2</sup>	Área has	Área %	intensidad (mm/h)	Caudal m <sup>3</sup> /s
<u>Viviendas</u>						
Viviendas ( techos de concreto/calamina)	0.80	115,975	11.5975	24	25.335	0.65
<u>Calles / avenidas</u>						
Áreas planas (0 - 2%)	0.34	23,020	2.302	5	25.335	0.06
Promedio (2 - 7%)	0.40	112,746	11.2746	24	25.335	0.32
Pendiente superior 7%	0.43	14,957	1.4957	3	25.335	0.05
<u>Otras áreas</u>						
pastizales	0.36	210,712	21.0712	44	25.335	0.53

Fuente: Elaboración propia.

Para la investigación se considera que los caudales fuera de la zona urbana son transportados por los riachuelos, ríos y al subsuelo por infiltración, por lo que se considerara para el diseño de la red de alcantarillado pluviales los caudales de las calles y casas, las cuales son, 0.65 y 0.43 m<sup>3</sup>/s, que sumados nos dan 1.08 m<sup>3</sup>/s.

En la presente investigación se considerara los siguientes caudales de diseño:

**Tabla 23: Resumen de caudales de diseño.**

Descripción	Caudal de diseño l/s
Red de alcantarillado Sanitaria	5.478
Red de alcantarillado pluvial (de viviendas más calles)	1080.00
Red de alcantarillado combinado (viviendas más calles más sanitaria)	1085.478

Fuente: Elaboración propia.

Si comparamos los caudales, en el primer caso, el caudal sanitario llega a ser aproximadamente el 0.843% del caudal pluvial.

### **3.12 TRAZO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL**

El trazo de la red de alcantarillado debe de estar relacionado con la superficie natural, esta garantiza una razón económica. El sistema es subterránea, y el escurrimiento es por gravedad.

El trazo de la red se inicia con la definición del sitio de vertido, en este caso la zona baja cerca al Lago, a partir del cual se definió el trazo de los colectores y emisores.

El diseño de la red pluvial es igual ala red sanitaria por tratarse de criterios similares.

En anexo se presentan el taza y cálculo de la red de alcantarillado pluvial.

### **3.13 DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO COMBINADO**

- Se ha considerado el caudal de diseño la sumatoria del caudal sanitario más el caudal pluvial.
- El diseño de la red, se ha considerado los mismos trazos y tramos de la red de alcantarillado pluvial, visto que no hay mucha diferencia entre los caudales.
- Se ha aplicado la fórmula de Manning para determinar los parámetros hidráulicos.
- En resumen, se ha considerado todos los aspectos que se ha tenido para la red de alcantarillado pluvial.

### **3.14 PRESUPUESTO REFERENCIA**

Se determinó el presupuesto de los sistemas de alcantarillado; sanitario, pluvial y combinado, considerándose solo los tramos de la red recolectora y emisora, las cuales son los temas principales de la presente investigación.

El presupuesto que se realizó es referencial, cuyo uso es netamente para determinar las diferencias significativas de los diferentes diseños de alcantarillado.

Se utilizó el programa S10, y el uso de plantillas pre definido, las mismas que han sido obtenidas de los diversos trabajos realizados por la empresa EMSA-Puno, considerándose los costos de mano de obra, y los rendimientos promedios.

Siendo la tubería de PVC el rubro más significativo de la investigación, se obtuvo los costos vía internet de los precios de tuberías de la marca (PAVCO, 2017) a fecha octubre del 2017 las cuales se adjunta en anexo.

Para calcular los volúmenes de obra, se procedió a calcularlos en base a planos y cálculos de diseño, considerando el ancho de las zanjas en función al diámetro nominal de la tubería.

## IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### 4.1 PRUEBA ESTADÍSTICA

La prueba estadística ha de probar la hipótesis general plantea, la cual es:

“Las redes de alcantarillado separado son técnicamente mejores, pero económicamente mayores en comparación a los alcantarillados combinados”.

Para determinar la diferencia del aspecto técnico de los sistemas de alcantarillados, se utilizó como variables de análisis de las velocidades, diámetros y altura de los buzones. Una diferencia significativa de estos valores significara que hay diferencia técnica en los diferentes sistemas de alcantarillado, utilizando como diseño estadístico de hipótesis la prueba t y P.

Las variables utilizadas han sido obtenidas de los diseños de redes de alcantarillado, las cuales son:

- Diseño de red de alcantarillado sanitario.
- Diseño de red de alcantarillado pluvial.
- Diseño de red de alcantarillado combinado.

### 4.2 DISEÑO ESTADÍSTICO

Para el aspecto técnico, se determinara a través de la prueba t, para determinar si existe una diferencia significativa entre las variables del sistema.

El estadístico de prueba es:

$$S_n^2 = \frac{\sum(X - \bar{X})^2}{n - 1}$$

Dónde:

$S_n^2$  = varianza combinada

$X$  = Promedio de tiempos para cada método

$\bar{X}$  = Media de coordenadas de X promedio

$n$  = número de muestras

$$T_c = \frac{|\bar{X}_A - \bar{X}_B|}{\sqrt{\frac{S_1^2}{n_A} + \frac{S_2^2}{n_B}}}$$

Dónde:

$T_c$  = valor de “T” calculado

$S_1^2$  = varianza de la muestra X1

$S_2^2$  = varianza de la muestra X2

$\bar{X}_A$  = Media de la muestra tomada X1

$\bar{X}_B$  = Media de la muestra tomada X2

$n_A$  = Tamaño de la muestra tomada X1

$n_B$  = Tamaño de la muestra tomada X2

### 4.3 COMPARACIÓN DEL ASPECTO TÉCNICO

Para poder determinar si existe diferencia significativa en el aspecto técnico de los diferentes tipos de alcantarillado, se ha utilizado las siguientes variables de comparación;

- Diámetro de tuberías por tramos de diseño.
- Velocidades de flujo según caudales de diseño.
- Altura de buzones.

### 4.4 COMPARACIÓN DE DIÁMETROS DE DISEÑO

#### 4.4.1 Muestras para comparación

Las muestras para su comparación, son los resultados finales del diseño de la red de alcantarillado.

**Tabla 24: Diámetros de tuberías de redes sanitarias.**

TRAMO	DIÁMETRO (pulg.)			TRAMO	DIÁMETRO (pulg.)		
	SANITARIO	PLUVIAL	COMBINADO		SANITARIO	PLUVIAL	COMBINADO
81	6	16	16	65	6	16	16
80	6	16	16	59	6	16	16
79	6	16	16	51	6	33	33
78	6	16	16	50	6	33	33
77	6	16	16	49	6	33	33
76	6	16	16	44	6	16	16
75	6	16	16	43	6	16	16
74	6	16	16	42	6	16	16
73	6	16	16	46	6	16	16
72	6	16	16	45	6	16	16
71	6	16	16	41	6	16	16
70	6	16	16	48	6	16	16
106	6	16	16	47	6	16	16
105	6	16	16	40	6	16	16
69	6	16	16	39	6	16	16
86	6	16	16	38	6	16	16
85	6	16	16	37	6	16	16
84	6	16	16	36	6	16	16
87	6	16	16	35	6	16	16
83	6	16	16	34	6	16	16
68	6	16	16	33	6	16	16
82	6	16	16	32	6	16	16
67	6	16	16	31	6	16	16
99	6	16	16	30	6	16	16
98	6	16	16	29	6	16	16
97	6	16	16	15	6	16	16
96	6	16	16	14	6	16	16
102	6	16	16	13	6	16	16
104	6	16	16	12	6	16	16
101	6	16	16	11	6	16	16
103	6	16	16	10	6	20	20
100	6	16	16	9	6	20	20
93	6	16	16	8	6	20	20
92	6	16	16	7	6	24	24
91	6	16	16	6	6	24	24
90	6	16	16	5	6	24	24
89	6	16	16	4	6	30	30
88	6	16	16	20	6	16	16
58	6	16	16	19	6	16	16
57	6	16	16	18	6	16	16
95	6	16	16	17	6	16	16
94	6	16	16	28	6	16	16
56	6	16	16	27	6	16	16
55	6	16	16	26	6	16	16
54	6	16	16	25	6	16	16
53	6	27	27	24	6	16	16
52	6	33	33	23	6	16	16
64	6	16	16	22	6	16	16
63	6	16	16	21	6	16	16
62	6	16	16	16	6	16	16
61	6	16	16	3	6	33	33
60	6	16	16	2	8	36	36
66	6	16	16	1	8	36	36

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.4.2 Planteamiento de hipótesis

$$H_0 : \bar{X}_1 \geq \bar{X}_2$$

$$H_1 : \bar{X}_1 < \bar{X}_2$$

$H_0$  = Hay diferencia significativa entre los datos.

$H_1$  = No hay diferencia significativa entre los datos.

#### 4.4.3 Regla de decisión utilizado

Se tomó la decisión de acuerdo al cálculo de la T calculada ( $T_c$ ) y la T tabulada ( $T_t$ )

Entonces sí:

$T_c \leq T_t$  : Se acepta la  $H_0$

$T_c > T_t$  : Se rechaza la  $H_0$

#### 4.4.4 Nivel de significancia

El nivel de significancia que se tomó para esta investigación en la prueba estadística fue de un nivel de:

Alfa = 0.05 nivel de significancia

#### 4.4.5 Cálculo de tc según la fórmula

##### - Promedio

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} = \frac{X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n}{n}$$

Dónde:

$\bar{X}$  = Promedio de los elementos de la población

$X_i$  = Elementos de la población

$n$  = Número de elementos de la población

##### - Desviación estándar

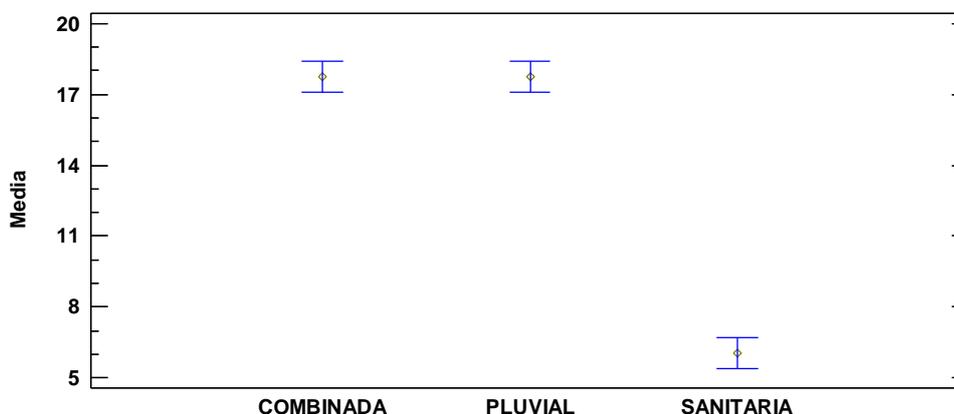
Se determinó la medida de dispersión como varianza de una muestra usando la fórmula:

$$S^2 = \frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n - 1}$$

**Tabla 25: Resumen Estadístico.**

	Recuento	Promedio	Desviación Estándar	Coefficiente de Variación	Mínimo	Máximo
COMBINADA	106	17.7547	4.85565	27.3485%	16.0	36.0
PLUVIAL	106	17.7547	4.85565	27.3485%	16.0	36.0
SANITARIA	106	6.03774	0.27341	4.52835%	6.0	8.0
Total	318	13.8491	6.80062	49.1053%	6.0	36.0

Fuente: Elaboración propia.



**Figura 04: Comparación de medias al 95%.**

**4.4.6 Ensayos de hipótesis**

Hipótesis nula:  $media1 = media2$

Hipótesis Alt.:  $media1 <> media2$

**- Cálculo de la t calculada**

Primeramente se va a comparar la red sanitaria y la pluvial, para lo cual se tiene los siguientes datos estadísticos;

De la red sanitaria

- Desviación estándar = 0.27341
- Promedio = 6.03774
- Numero de datos = 106

De la red pluvial

- Desviación estándar = 4.85565
- Promedio = 17.7547
- Numero de datos = 106

Reemplazando en la ecuación de la  $T_c$ ,

$$T_c = \frac{|6.03774 - 17.7547|}{\sqrt{\frac{0.27341^2}{106} + \frac{4.85565^2}{106}}}$$

$$T_c = 24.8047$$

**- Calculo de la t tabulada**

La t tabulada se obtiene de la tabla de distribución t. Probabilidad de obtener un valor mayor o igual que t, sin importar el signo, la misma que se adjunta en anexo.

$$T_t = t_{\frac{\alpha}{2}} = t_{0.05}(106) = 1.982$$

Criterio de decisión:

$$T_c = 24.8047 > t_{0.05}(106) = 1.982$$

Como  $T_c = 24.8047$  es mayor que 1.982, se rechaza la hipótesis de  $H_0$ , Hay diferencia significativa entre los diámetros de las redes de alcantarillado sanitario y pluvial.

A continuación se presenta el resumen del análisis estadístico;

**Tabla 26: Resumen estadístico prueba T.**

Comparación	$\bar{X}_A$	$\bar{X}_B$	$S_A^2$	$S_B^2$	$n_A$	$n_B$	$T_c$
SANIT / PLUV	6.03774	17.7547	0.27341	4.85565	106	106	24.8046509
SANIT / COMB	6.03774	17.7547	0.27341	4.85565	106	106	24.8046509
PLUV / COMB	17.7547	17.7547	4.85565	4.85565	106	106	0

Fuente: Elaboración propia.

Al comparar las Tc con las Tt se puede observar que existe diferencia significativa de las redes sanitarias con las redes con caudal pluvial y combinadas, no hay diferencia significativa en las redes que conducen caudales pluviales.

**Tabla 27: Prueba de Múltiple Rangos.**

	Casos	Media	Grupos Homogéneos
SANIT	106	6.03774	X
COMB	106	17.7547	X
PLUV	106	17.7547	X

Fuente: Elaboración propia.

- Como se puede apreciar, el diseño sanitario no está entrando en este grupo de homogeneidad, esto posiblemente debido a la diferencia de los caudales sanitarios y pluviales la cual es considerable.

#### 4.5 COMPARACIÓN EN VELOCIDADES

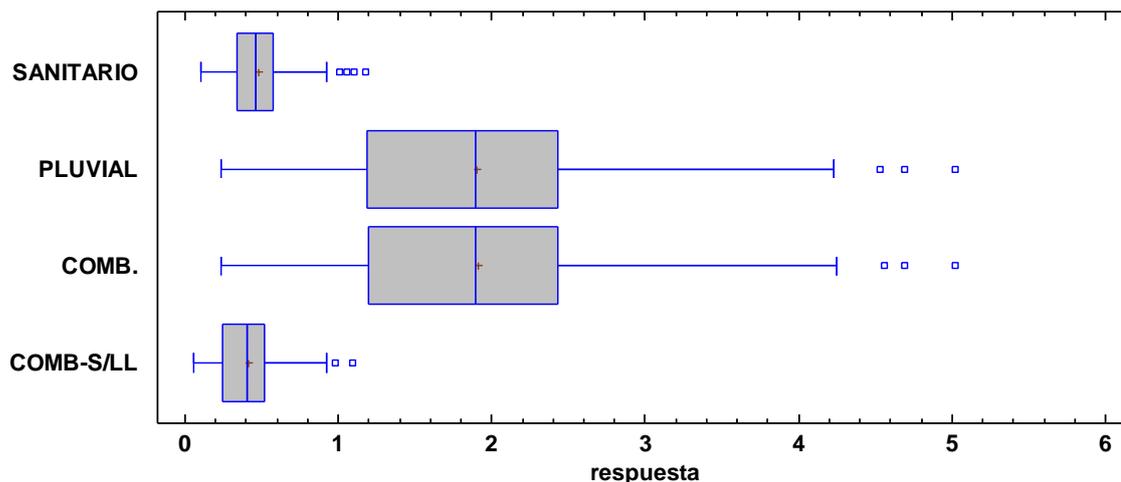
La velocidad que adopta el fluido está relacionada con el caudal, diámetro de la tubería y pendiente.

En el diseño de las redes de alcantarillado pluvial y combinado se ha definido el diámetro, el caudal y la pendiente de trabajo. Sin embargo en la presente investigación se ha considerado dos diseños adicionales estos en las temporadas de precipitaciones en la zona, es decir que hay tiempos de lluvias considerándose caudales pluviales y en otras no. Por consiguiente las redes combinadas van a tener caudales sanitarios y pluviales en épocas de lluvias, y solo caudales sanitarias cuando no hay precipitaciones. Es por ello que se ha realizado el cálculo de las redes combinadas solo con el caudal sanitario para ver si su comportamiento es similar.

**Tabla 28: Datos de comparación de velocidades.**

TRAMO	VELOCIDAD m/s				TRAMO	VELOCIDAD m/s			
	SANIT	PLUV	COMB	COMB-S/LL		SANIT	PLUV	COMB	COMB-S/LL
81	0.49	0.46	1.85	0.46	65	0.26	0.13	0.52	0.13
80	0.62	0.57	2.31	0.57	59	0.43	0.70	2.85	0.70
79	0.58	0.56	2.17	0.56	51	0.61	0.33	1.22	0.34
78	0.53	0.50	1.98	0.50	50	0.62	0.31	1.20	0.32
77	0.82	0.79	3.06	0.79	49	0.62	0.31	1.20	0.32
76	0.92	0.86	3.42	0.86	44	0.51	0.51	1.94	0.51
75	0.59	0.54	2.20	0.54	43	0.47	0.43	1.76	0.43
74	0.65	0.59	2.40	0.59	42	0.36	0.34	1.34	0.34
73	0.80	0.74	2.97	0.74	46	0.46	0.45	1.71	0.45
72	0.75	0.69	2.76	0.69	45	0.26	0.24	0.98	0.24
71	1.06	0.92	3.93	0.92	41	0.44	0.40	1.61	0.40
70	1.18	1.09	4.33	1.09	48	0.19	0.18	0.71	0.18
106	0.40	0.36	1.50	0.36	47	0.21	0.10	0.42	0.10
105	0.19	0.13	0.55	0.13	40	0.50	0.17	0.66	0.17
69	1.10	0.98	4.06	0.98	39	0.59	0.54	2.18	0.54
86	0.43	0.43	1.59	0.43	38	0.57	0.52	2.10	0.52
85	0.36	0.34	1.37	0.34	37	0.44	0.42	1.66	0.42
84	0.55	0.52	2.08	0.52	36	0.54	0.48	2.04	0.48
87	0.15	0.11	0.44	0.11	35	0.55	0.52	2.06	0.52
83	0.34	0.31	1.26	0.31	34	0.18	0.16	0.63	0.16
68	0.78	0.70	2.81	0.70	33	0.28	0.25	1.03	0.25
82	0.23	0.20	0.86	0.20	32	0.78	0.67	2.90	0.67
67	1.01	0.89	3.69	0.89	31	0.56	0.50	2.06	0.50
99	0.28	0.26	1.04	0.26	30	0.60	0.53	2.23	0.53
98	0.34	0.32	1.25	0.32	29	0.55	0.48	2.04	0.48
97	0.31	0.28	1.14	0.28	15	0.10	0.06	0.21	0.06
96	0.72	0.69	2.68	0.69	14	0.46	0.45	1.81	0.45
102	0.28	0.25	1.07	0.25	13	0.51	0.45	1.86	0.45
104	0.36	0.32	1.34	0.32	12	0.55	0.48	2.02	0.48
101	0.52	0.47	1.96	0.47	11	0.57	0.51	2.06	0.51
103	0.43	0.40	1.61	0.40	10	0.40	0.17	0.71	0.19
100	0.53	0.48	1.97	0.48	9	0.55	0.47	1.99	0.49
93	0.31	0.29	1.14	0.29	8	0.53	0.45	1.89	0.47
92	0.36	0.32	1.36	0.32	7	0.44	0.16	0.71	0.20
91	0.47	0.41	1.74	0.41	6	0.44	0.24	0.95	0.25
90	0.50	0.44	1.87	0.44	5	0.46	0.18	0.73	0.20
89	0.30	0.17	0.69	0.17	4	0.47	0.15	0.72	0.20
88	0.64	0.56	2.30	0.56	20	0.33	0.28	1.23	0.28
58	0.52	0.50	1.95	0.50	19	0.61	0.57	2.25	0.57
57	0.26	0.23	0.90	0.23	18	0.58	0.54	2.15	0.54
95	0.40	0.39	1.50	0.39	17	0.50	0.46	1.85	0.46
94	0.44	0.38	1.62	0.38	28	0.17	0.09	0.35	0.09
56	0.31	0.28	1.14	0.28	27	0.21	0.20	0.85	0.20
55	0.32	0.24	0.97	0.24	26	0.25	0.26	1.02	0.26
54	0.35	0.31	1.27	0.31	25	0.27	0.26	1.09	0.26
53	0.49	0.19	0.77	0.20	24	0.34	0.29	1.20	0.29
52	0.58	0.22	0.85	0.23	23	0.68	0.63	2.53	0.63
64	0.30	0.27	1.16	0.27	22	0.57	0.50	2.12	0.50
63	0.44	0.42	1.64	0.42	21	0.34	0.16	0.65	0.16
62	0.44	0.42	1.63	0.42	16	0.64	0.34	1.35	0.34
61	0.26	0.15	0.60	0.15	3	0.55	0.27	1.10	0.29
60	0.67	0.63	2.48	0.63	2	0.46	0.60	2.38	0.61
66	0.28	0.25	1.03	0.25	1	0.46	0.60	2.38	0.61

Fuente: Elaboración propia.



**Figura 05: Grafico Caja y Bigotes de velocidades**

Como se puede apreciar en el gráfico, las distribuciones, las medias y las medianas son semejantes en la red sanitaria y en las combinadas sin caudal pluvial. Lo mismo ocurre en las redes de alcantarillado con caudal sanitaria y pluvial.

**Tabla 29: Comparación de prueba-P.**

Comparación	Sigma1	Sigma2	F-Ratio	P-Valor
SANITARIO / PLUVIAL	0.201611	0.967893	0.0433885	0.0000
SANITARIO / COMB.	0.201611	0.969443	0.0432498	0.0000
SANITARIO / COMB-S/LL	0.201611	0.203817	0.978467	0.9114
PLUVIAL / COMB.	0.967893	0.969443	0.996805	0.9869
PLUVIAL / COMB-S/LL	0.967893	0.203817	22.5513	0.0000
COMB. / COMB-S/LL	0.969443	0.203817	22.6236	0.0000

Fuente: Elaboración propia.

Los estadísticos mostrados en esta tabla evalúan la hipótesis nula de que las desviaciones estándar dentro de cada una de las 4 columnas son iguales. De particular interés es el valor-P. Puesto que el valor-P es menor que 0.05, existe una diferencia estadísticamente significativa entre las desviaciones estándar, con un nivel del 95.0% de confianza.

Se observa que hay diferencia estadística en la comparación de velocidades de caudales sanitarios y pluviales, sin embargo no hay diferencia estadística en las velocidades obtenidas con caudales sanitaria y combinada sin lluvias, y las velocidades con caudales pluviales y combinados.

En vista que P-Valor es cero, se va a comprobar la diferencia con la prueba de T - Studen.

Para lo cual se tiene la siguiente información.

**Tabla 30: Comparación de prueba T – Studen.**

Comparación	$\bar{X}_A$	$\bar{X}_B$	$S_A^2$	$S_B^2$	$n_A$	$n_B$	Tc	Decisión
SANITARIO / PLUVIAL	0.48076	1.90755	0.20161	0.96789	106	106	14.86	D/S
SANITARIO / COMB.	0.48076	1.90972	0.20161	0.96944	106	106	14.86	D/S
SANITARIO / COMB-S/LL	0.48076	0.41113	0.20161	0.20382	106	106	2.50	D/S
PLUVIAL / COMB.	1.90755	1.90972	0.96789	0.96944	106	106	0.0016	N/D
PLUVIAL / COMB-S/LL	1.90755	0.41113	0.96789	0.20382	106	106	15.576	D/S
COMB. / COMB-S/LL	1.90972	0.41113	0.20382	0.20382	106	106	15.575	D/S

Fuente: Elaboración propia.

- Criterio de decisión:

$$t_c < t_t$$

$$t_{0.05}(106) = 1.982$$

Esta tabla aplica un procedimiento de comparación múltiple para determinar cuáles medias son significativamente diferentes de otras. La mitad inferior de la salida muestra las diferencias estimadas entre cada par de medias.

- Se dice que No hay diferencias estadísticamente significativas cuando la Tc es menor a la Tt.

$$t_c < t_t$$

- Se dice que No hay diferencias estadísticamente significativas cuando la Tc es menor a la Tt.

$$t_c > t_t$$

Se puede apreciar que no existe diferencia en las velocidades obtenidas en el diseño de la red Pluvial en comparación con las obtenidas en el diseño de la red Combinada. Sin

embargo existe diferencia significativa en la comparación de velocidades de las redes en comparación con la red sanitaria.

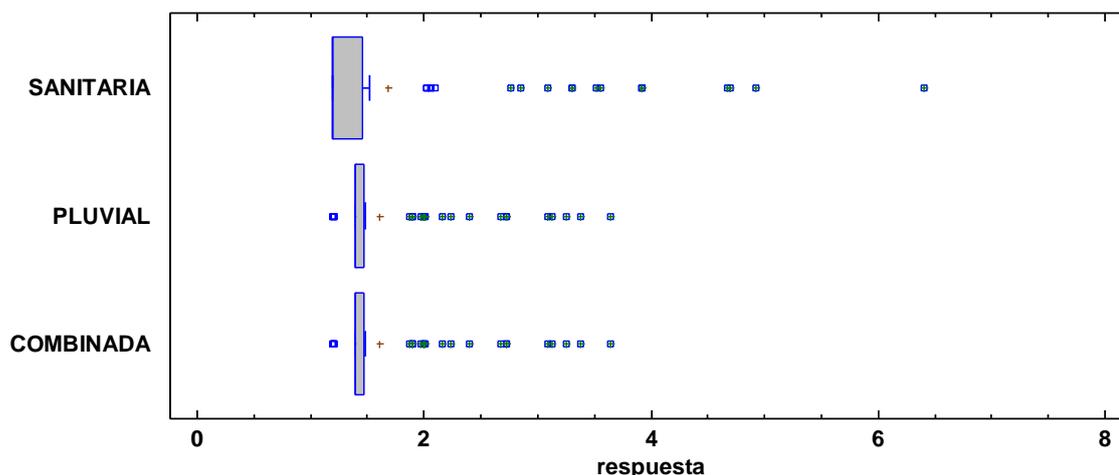
#### 4.6 COMPARACIÓN ALTURA DE BUZÓN

La altura del buzón está en relación a la pendiente de la tubería, velocidades y caudales que el flujo presenta, por lo que a mayor pendiente mayor profundidades y altura de los buzones.

**Tabla 31: Datos de comparación de altura de buzones**

TRAMO	ALTURA BUZON (m.)			TRAMO	ALTURA BUZON (m.)		
	SANIT	PLUV	COMB.		SANIT	PLUV	COMB.
1	1.200	1.400	1.400	48	3.917	2.721	2.721
2	1.200	1.400	1.400	49	4.675	3.088	3.088
3	1.200	1.400	1.400	50	1.200	1.400	1.400
4	1.200	1.400	1.400	51	1.200	1.400	1.400
5	1.200	1.400	1.400	52	1.200	1.400	1.400
6	1.200	1.400	1.400	53	1.200	1.400	1.400
7	1.200	1.400	1.400	54	1.200	1.400	1.400
8	1.200	1.400	1.400	55	1.205	1.405	1.405
9	1.200	1.400	1.400	56	2.018	1.876	1.876
10	1.200	1.400	1.400	57	2.018	1.424	1.424
11	1.200	1.400	1.400	58	2.018	1.424	1.424
12	1.200	1.400	1.400	59	1.200	1.400	1.400
13	1.200	1.400	1.400	60	1.200	1.400	1.400
14	1.200	1.400	1.400	61	1.200	1.400	1.400
15	1.273	1.400	1.400	62	1.248	1.400	1.400
16	1.200	1.400	1.400	63	1.248	1.400	1.400
17	1.200	1.400	1.400	64	1.248	1.400	1.400
18	1.286	1.400	1.400	65	1.248	1.400	1.400
19	1.286	1.400	1.400	66	1.248	1.400	1.400
20	1.200	1.400	1.400	67	1.200	1.200	1.200
21	1.200	1.400	1.400	68	1.517	1.467	1.467
22	1.200	1.400	1.400	69	1.200	1.467	1.467
23	1.200	1.400	1.400	70	1.200	1.467	1.467
24	1.200	1.400	1.400	71	1.200	1.467	1.467
25	1.200	1.400	1.400	72	1.200	1.467	1.467
26	1.200	1.400	1.400	73	2.063	1.895	1.895
27	1.200	1.400	1.400	74	2.063	1.895	1.895
28	1.200	1.400	1.400	75	2.063	1.895	1.895
29	1.200	1.400	1.400	76	2.856	1.996	1.996
30	1.200	1.400	1.400	77	3.095	1.996	1.996
31	1.200	1.400	1.400	78	3.913	2.013	2.013
32	1.200	1.400	1.400	79	1.200	1.400	1.400
33	1.200	1.400	1.400	80	1.200	1.400	1.400
34	1.200	1.400	1.400	81	1.200	1.400	1.400
35	1.282	1.400	1.400	82	1.200	1.400	1.400
36	1.282	1.400	1.400	83	1.200	1.200	1.200
37	1.459	1.400	1.400	84	3.916	3.645	3.645
38	1.459	1.400	1.400	85	3.309	3.123	3.123
39	3.305	2.672	2.672	86	1.505	1.487	1.487
40	1.200	1.400	1.400	87	2.093	2.159	2.159
41	1.200	1.400	1.400	88	1.212	1.203	1.203
42	1.200	1.400	1.400	89	1.212	1.203	1.203
43	1.200	1.400	1.400	90	1.212	1.203	1.203
44	1.306	1.400	1.400	91	3.513	3.255	3.255
45	1.200	1.400	1.400	92	4.924	2.230	2.230
46	2.766	2.403	2.403	93	6.400	3.379	3.379
47	3.559	2.721	2.721	94	4.694	1.976	1.976

Fuente: Elaboración propia.



**Figura 06: Grafico Caja y Bigotes de altura de buzones.**

En el figura se puede apreciar que la red sanitaria presenta mas números de buzones de mayores altura, y de menores alturas están las redes con caudales pluviales, esto posiblemente debido al poco caudal en las redes sanitarias las que obligan a que presente mayores pendientes, ocasionando mayores alturas de los buzones.

**Tabla 32: Pruebas de Múltiple Rangos.**

	Casos	Media	Grupos Homogéneos
COMB	94	1.60373	X
PLUV	94	1.60373	X
SANIT	94	1.68845	X

Fuente: Elaboración propia.

En la prueba de homogeneidad de las medias se puede ver que las redes de alcantarillado sanitarias, pluviales y combinadas son en grupo homogéneas.

**Tabla 33: Comparación de altura de buzones Prueba t.**

comparación	$\bar{X}_A$	$\bar{X}_B$	$S_A^2$	$S_B^2$	$n_A$	$n_B$	$Tc$
SANIT / PLUV	1.68845	1.61087	1.03117	0.50823	94	94	0.654232
SANIT / COMB	1.68845	1.60373	1.03117	0.49885	94	94	0.717001
PLUV / COMB	1.61087	1.60373	0.50823	0.49885	94	94	0.097183

Fuente: Elaboración propia.

- Criterio de decisión:

$$t_c < t_t$$

$$t_{0.05}(94) = 1.9876$$

Esta tabla aplica un procedimiento de comparación múltiple para determinar cuáles medias son significativamente diferentes de otras. La mitad inferior de la salida muestra las diferencias estimadas entre cada par de medias. No hay diferencias estadísticamente significativas entre cualquier par de medias.

#### 4.7 COSTO

**Tabla 34: Resumen de presupuesto según sistema de alcantarillado.**

CONCEPTO	PRESUPUESTO			
	SANIT	PLUVIAL	COMB	SEPARADO
TRAZO Y REPLANTEO	6,022.73	6,022.72	6,022.72	12,045.45
MOVIMIENTO DE TIERRA	239,042.69	290,714.19	290,714.19	529,756.88
SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUB.	147,286.32	800,827.15	800,827.15	948,113.47
CONSTRUCCIÓN DE BUZONES	106,948.25	113,744.04	113,744.04	220,692.29
PRUEBA HIDRÁULICA	22,157.02	22,157.02	22,157.02	44,314.04
TRAZO Y REPLANTEO	165.37	165.37	165.37	330.74
MOVIMIENTO DE TIERRA	10,980.26	19,468.11	19,468.11	30,448.37
SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUB.	5,652.58	100,844.78	100,844.78	106,497.36
CONSTRUCCIÓN DE BUZONES	5,882.38	3,242.80	3,242.80	9,125.18
PRUEBA HIDRÁULICA	608.37	608.37	608.37	1,216.74
FLETE	5,621.12	7,718.45	7,718.45	13,339.57
MOVILIZACIÓN DE MAQ.	1,530.00	4,909.64	4,909.64	6,439.64
PRUEBA DE LABORATORIO	1,500.00	1,500.00	1,500.00	3,000.00
<b>SUMATORIA</b>	<b>553,397.09</b>	<b>1,371,922.64</b>	<b>1,371,922.64</b>	<b>1,925,319.73</b>

Fuente: Elaboración propia.

Los costos de los sistemas separados y combinados son los siguientes;

Sanitario = S/. 553,397.09

Pluvial = S/. 1,371,922.64

Combinado = S/. 1,371,922.64

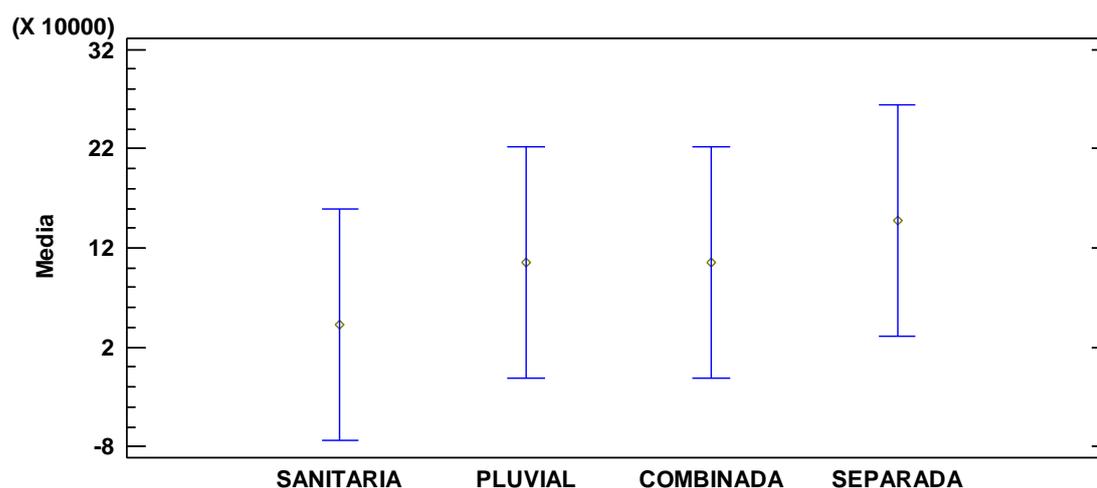
Separado = S/. 1,925,319.73 (sanitario y pluvial)

**Tabla 35: Resumen estadístico de las variables costo.**

	Recuento	Promedio	Desviación Estándar	Coefficiente de Variación	Mínimo	Máximo
SANITARIA	13	42569.0	74981.1	176.14%	165.37	239043.
PLUVIAL	13	105533.	224568.	212.795%	165.37	800827.
COMBINADA	13	105533.	224568.	212.795%	165.37	800827.
SEPARADA	13	148102.	282521.	190.761%	330.74	948113.
Total	52	100434.	212795.	211.875%	165.37	948113.

Fuente: Elaboración propia.

**Medias y 95.0% de Bonferroni**



**Figura 07: Comparación de medias de las variables costo.**

**Tabla 36: Comparación de variables costo prueba – P.**

Comparación	Sigma1	Sigma2	F-Ratio	P-Valor
SANITARIA / PLUVIAL	74981.1	224568.	0.111483	0.0006
SANITARIA / COMBINADA	74981.1	224568.	0.111483	0.0006
SANITARIA / SEPARADA	74981.1	282521.	0.0704374	0.0001
PLUVIAL / COMBINADA	224568.	224568.	1.0	1.0000
PLUVIAL / SEPARADA	224568.	282521.	0.63182	0.4380
COMBINADA / SEPARADA	224568.	282521.	0.63182	0.4380

Fuente: Elaboración Propia.

Los estadísticos mostrados en esta tabla evalúan la hipótesis nula de que las desviaciones estándar dentro de cada una de las 3 columnas son iguales. De particular interés es el valor-P. Puesto que el valor-P es mayor o igual que 0.05, no existe una diferencia estadísticamente significativa entre las desviaciones estándar, con un nivel del 95.0% de confianza.

La tabla también muestra una comparación de las desviaciones típicas para cada par de muestras. P-valores por debajo de 0.05, de los cuales hay 3, indican una diferencia estadísticamente significativa entre las dos sigmas al 5% de nivel de significación.

En vista que algunos valores de P- Valor son cercanos a cero, se comprobó los resultados con la prueba de T- Studen.

**Tabla 37: Comparación de variables costo prueba – F y Chi-cuadra.**

Comparación	$\bar{X}_A$	$\bar{X}_B$	$S_A^2$	$S_B^2$	Prueba F	Prueba Chi-cuadrada
SANITARIO / PLUVIAL	42569	105533	74981.1	224568	0.11148	241770.400
SANITARIO / COMB.	42569	105533	74981.1	224568	0.11483	241770.500
SANITARIO / SEPARADA	42569	148102	74981.1	282521	0.07044	133207.547
PLUVIAL / COMB.	105533	105533	224568	224568	1.00000	0.000
PLUVIAL / SEPARADA	105533	148102	224568	282521	0.63110	41770.870
COMB. / SEPARADA	105533	148102	224568	282521	0.63200	41770.870

La anterior tabla nos indica que hay diferencia de costos cuando lo comparamos con el sistema sanitario.

En vista que en la prueba de Chi-Cuadrada sale cero es en la que se presenta una mejor desigualdad de precios.

Se concluye que existe diferencia significativa entre los presupuestos de los sistemas sanitarios y pluviales, sin embargo no existe diferencia en el Pluvial y combinado.

## CONCLUSIONES

**PRIMERA:** El sistema de alcantarillado combinado ha demostrado ser mejor técnicamente en comparación con el sistema de alcantarillado separado (sanitaria y pluvial), esto debido a que presenta menores diámetros de diseño, ya que los sistemas separados son dos redes y que trabajan paralelamente, por lo que su diseño son 02 sistemas con sus propias tuberías y diámetros, lo que no ocurre con el sistema combinado la que presenta una sola red con su diámetro. Igualmente ocurre con las velocidades y profundidades de los buzones, ya que en el sistema sanitario se tiene que aumentar la pendiente para conseguir que pase el caudal e incrementar las velocidades a auto limpiezas, es por ello que las tuberías se entierran según como aumenta la pendiente y por consiguiente se incrementan las alturas de los buzones.

**SEGUNDA:** El sistema de alcantarillado combinado presenta mayor ventaja en lo referente a los costos, esto debido a que se ha demostrado que la red separada (costo de la sanitaria más pluvial de S/. 1'925,319.73) presenta mayores costos a la red combinada (1'371,922.64), estimándose un costo de 241.657 soles/ml en la red combinada y de 339.135 soles/ml la red separada. Estadísticamente no hay diferencia significativa en la comparación de los costos de ambas redes.

## RECOMENDACIONES

**PRIMERA:** Seguir realizando Investigaciones sobre el posible uso de las redes de alcantarillado combinado y separado y sus posibles sistemas de tratamiento.

**SEGUNDA:** Investigar los impactos ambientales generados en épocas de verano, las mismas que pueden ser causadas por los sistemas combinados.

**TERCERA:** Sugerir a través de las investigaciones el mejoramiento de las normas y reglamento que consideren los criterios técnicos de diseño de estos sistemas que pueden solucionar los problemas de inundaciones en épocas de fuertes precipitaciones.

## REFERENCIAS

- Andrade, O. (2013). *Cálculo y diseño del sistema de alcantarillado separado sanitario- pluvial y tratamiento de las aguas servidas para el barrio Chiriboga y recinto El Rocío, en la parroquia de Lloa, cantón Quito, provincia de Pichincha*. SANGOLQUÍ, ECUADOR: Bachelor's thesis, SANGOLQUÍ.
- Arocha, S. (2012). *Abastecimiento de Agua, teoría y diseño*. Lima: Ediciones Vega S.R.L.
- Cabrera, E., Castro, j. & Menez, R. (2011). *Diseño del sistema de alcantarillado sanitario, aguas lluvias, y planta de tratamiento de aguas residuales para el área urbana del Municipio de San Matias, Departamento de la mibertad*. Lima, Perú: UNI.
- Chiavenato, I. (2004). *Introducción a la Teoría General de la Administración*. McGraw-Hill.
- Duaber, E. (1995). *Proyecto BOLFOR*. Recuperado el 21 de marzo de 2017, de [http://pdf.usaid.gov/pdf\\_docs/Pnabx164.pdf](http://pdf.usaid.gov/pdf_docs/Pnabx164.pdf)
- EnPERÚ. (s.f.). *En Perú*. Recuperado el 9 de Septiembre de 2017, de <http://www.enperu.org/puno/distrito-tinicachi-departamento-puno-peru>.
- Fiallos, J. (2014). *Diseño del alcantarillado sanitario combinado y tratamiento de aguas servidas del sector de Langos San Andres Parroquia El Rosario Canton Guano Provincia de Chimborazo*. Quito, Ecuador: Ponteficie Universidad Católica, Facultad de Ingeniería Civil.
- Gómez, G. (2000). *¿Combinar o separar? Una discusión con*. 21-30: Revista de Ingeniería, (11).
- INEI. (s.f.). *Población del 2000 al 2015*. Recuperado el 9 de Septiembre de 2017, de <http://proyectos.inei.gob.pe/web/poblacion/#>
- Lopez, R. (1999). *Diseño de Acueductos y Alcantarillados*. Bogotá, Colombia: AlfaOmega S.A.
- MINDESARROLLO (2000). *Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS - 2000*. BOGOTA, COLOMBIA: MINDESARROLLO.

- Ministerio de Vivienda, C. Y. (2004). *Parámetros de diseño de infraestructura de agua y saneamiento para centros poblados rurales*. Lima, Perú: MVCS.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2015). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima, Perú: ACI.
- Olivos, O. (2010). *Características de las aguas residuales*. Lima, Perú: Universidad Alas Peruanas.
- Orellana, J. (2005). *Características de los líquidos residuales*. Rosario, Argentina: Universidad Tecnológica Nacional.
- PAVCO. (2017). *Lista de precios octubre 2017*. Recuperado el 15 de noviembre de 2017, de <https://pavco.com.co/objetivos/lista-sugerida-de-precios/4-24/i/24>
- Perú-Alemania, F. (2009). *Manual práctico de saneamiento en poblaciones rurales*. Lima, Perú: MVCS.
- Pizarro, R., Flores, J., Sanguesa, C., & Martínez, E. (2014). *Leyes de distribución de procesos hidrológicos*. Sociedad Estándares de Ingeniería para Aguas y Suelos LTDA, 6.
- RNE. (2012). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima, Perú: MVC.
- Villón, M. (2002). *Hidrología*. Lima: Editorial Villón.
- Yunguyo global. (s.f.). *Yunguyo global*. Recuperado el 09 de Septiembre de 2017, de <https://yunguyo.jimdo.com/ubicaci%C3%B3n/tinicachi/>

# ANEXOS

**ANEXO 1: FICHA GEODÉSICA**

**ANEXO 2: ACUMULACIÓN DE CAUDALES SEGÚN TRAMOS RED SANITARIA**

**ANEXO 3: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS DE LA ESTACIÓN**

**TAHUACO - YUNGUYO**

**ANEXO 4: DISEÑO RED DE ALCANTARILLADO SANITARIA**

**ANEXO 5: DISEÑO RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL**

**ANEXO 6: DISEÑO DE RED DE ALCANTARILLADO COMBINADO**

**ANEXO 7: PRESUPUESTO RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO**

**ANEXO 8: PRESUPUESTO RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL**

**ANEXO 9: PRESUPUESTO RED DE ALCANTARILLADO COMBINADO**

**ANEXO 10: DISTRIBUCIÓN T, SIN IMPORTAR EL SIGNO**

**ANEXO 11: DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN ACTUAL**

**ANEXO 12: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS, PRECIOS DE TUBERÍAS**

**ANEXO 13: PLANOS**

- PLANO DE UBICACIÓN
- PLANO TOPOGRAFICO
- PLANO RED SANITARIO
- PLANO RED PLUVIAL