

"AÑO DE LA DIVERSIFICACIÓN PRODUCTIVA Y DEL FORTALECIMIENTO DE LA EDUCACIÓN"

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCABELICA

(Creada por Ley N°. 25265)

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS - CIVIL - AMBIENTAL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**"DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL
DE LA COMUNIDAD 3 DE MAYO DE PUCARUMI
DEL DISTRITO DE ASCENSIÓN - HUANCABELICA"**

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:
HIDROLOGÍA**

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. QUISPE CCENTE, Juan Carlos

Bach. ROJAS POMA, Efraín

ASESOR:

Arq. SALAS TOCASCA, Hugo Camilo

LIRCAY - HUANCABELICA

2015



Acta de Sustentación de Tesis

En el paranimfo de la Facultad de Ingeniería de Minas - Civil Ambiental, Escuela Profesional de Ingeniería Civil - Lircay a los diez días del mes de Junio del 2015, Siendo las 01.00 pm, se instaló los miembros del Jurado en base a la resolución de Consejo de Facultad N° 183-2015-FIME-UNH, de fecha 03 de Junio del 2015 en la cual se resuelve:

Artículo primero: Aprobar la hora y fecha para la sustentación de Tesis, cuyo título es: "Diseño del sistema de drenaje pluvial de la comunidad 3 de mayo de Pucarumi del Distrito de Ascención - Huancavelica" Siendo los responsables del Proyecto de Investigación Científica los Bachilleres: Quispe Ccente, Juan Carlos y Rojas Poma, Efrain, Miembros del Jurado Ing. Enrique Rigoberto Camac Ojeda como Presidente, Ing. Andrés Z. Nahui Gaspar como secretario, y Lic. Franklin Guri-chagui Gutierrez como vocal.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA
CERTIFICADO QUE LA PRESENTE ES COPIA FIEL DE LA ORIGINAL QUE SE ENCUENTRA EN EL ARCHIVO

Ing. CARLOS ALBERTO ALMODOVAR ORTEGA

02 JUN 2015

Con la finalidad de evaluar la sustentación de tesis referida, inmediatamente se procedió con la intervención del presidente dando las instrucciones correspondientes para dar inicio a la sustentación, primero dando el tiempo reglamentario de treinta minutos de sustentación, seguidamente Terminada la sustentación se procedió a la formulación de preguntas pertinentes las cuales fueron absueltas por los Tesisistas.

Los miembros del jurado despues de un intenso debate se resuelve: Aprobar la sustentación de tesis por mayoría siendo las 1.59 pm. del día 10 de Junio del 2015 en señal de conformidad firman al pie del presente.

Enrique Camac Ojeda

ING. ENRIQUE Camac Ojeda
PRESIDENTE

Andrés Nahui Gaspar

ING. NAHUI GASPAR
Secretario

Franklin Guri-chagui

Lic. Franklin Guri-chagui
Vocal

A mis padres y hermanos, por su abnegado sacrificio voluntario y apoyo incondicional; quienes nos orientan para la realización del trabajo de investigación.

EFRAÍN

A Dios por darme fortaleza y salud para cumplir mis objetivos.

A mi familia por todo el cariño, paciencia y por el apoyo incondicional.

A todos los que nos orientaron con su valiosa opinión para la realización de este trabajo de investigación.

JUAN CARLOS

AGRADECIMIENTOS

- ✓ A la Universidad Nacional de Huancavelica, Facultad de Ingeniería de Minas-Civil y Ambiental
- ✓ A nuestros compañeros y amigos de la Universidad Nacional de Huancavelica, por su amistad y colaboración de todos y de cada uno de ellos durante los años de estudio y durante el desarrollo de esta tesis.
- ✓ A asesor y jurados, quienes nos orientó para poder concluir el trabajo de investigación satisfactoriamente.
- ✓ Finalmente deseo expresar mi agradecimiento a nuestros padres y hermanos, por su apoyo incondicional, comprensión; ya que sin ello no sería posible la realización de este trabajo de investigación.

A todos ellos muchas gracias.

QUISPE CCENTE, Juan Carlos

ROJAS POMA, Efraín

INDICE

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

INDICE

SUMMARY

RESUMEN

INTRODUCCIÓN

CAPITULO 1.PROBLEMA.....	11
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	11
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	12
1.3. OBJETIVO: GENERAL Y ESPECIFICO	12
1.3.1. Objetivo General:	12
1.3.2. Objetivos Específicos:	12
1.4. JUSTIFICACIÓN	12
CAPITULO 2.MARCO TEÓRICO.....	14
2.1. ANTECEDENTES.....	14
2.2. BASES TEÓRICAS	15
2.2.1. Cuenca Hidrológica.....	15
2.2.2. Hidrología	20
2.3. HIPÓTESIS.....	58
2.4. VARIABLES DE ESTUDIO.....	58
2.4.1. Variable Independiente.....	58
2.4.2. Variables Dependientes.....	58
2.5. DEFINICIÓN OPERATIVA DE VARIABLES E INDICADORES	59
CAPITULO 3.METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN	60
3.1. ÁMBITO DE ESTUDIO.....	60
3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	62
3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	62
3.4. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN.....	62
3.5. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	62
3.6. POBLACIÓN, MUESTRA, MUESTREO.....	62
3.7. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	62

3.8. PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS 62

3.9. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS 63

3.9.1. Delimitación de Cuenca..... 63

3.9.2. Área de la Cuenca 64

3.9.3. Perímetro de la Cuenca 64

3.9.4. Índice de Compacidad de la Cuenca..... 64

3.9.5. Pendiente del Principal..... 65

3.9.6. Cálculo del Numero N de la Curva De Escurrimiento 71

3.9.7. Cálculo Del Coeficiente De Escurrimiento 75

3.9.8. Cálculo del Tiempo de Concentración(Tc) Mediante Fórmulas Empíricas... 81

3.9.9. Estadística Hidrológica para Precipitaciones Máximas 82

3.9.10. Cálculo de Intensidad Duración Frecuencia 85

3.9.11. Estimación del Caudal por el Método Racional..... 86

3.10. DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL 89

3.10.1. Modelo en Abanico..... 89

3.10.2. Condiciones Óptimas de Diseño y Funcionamiento Hidráulico..... 90

CAPITULO 4.RESULTADOS.....99

4.1. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS..... 99

4.1.1. Área de Cuenca..... 99

4.1.2. Pendiente Media de las Microcuencas 99

4.1.3. Número de Curva N de las Microcuencas 100

4.1.4. Coeficiente de Escurrimiento de las Microcuencas 100

4.1.5. Tiempo de Concentración 101

4.1.6. Caudales 101

4.1.7. Diámetro de los Colectores 101

4.2. DISCUSIÓN 102

4.2.1. Criterio de Homogeneidad del Periodo de Retorno. Cuenca Urbana y Cuenca de cabecera..... 102

4.2.2. Influencia de la Urbanización en el Proceso de Escorrentía..... 102

4.2.3. Caudal de Proyecto 103

4.2.4. Datos de Lluvia 103

4.2.5. Número de Curva N 104

4.2.6.	Tiempo de Concentración	104
4.2.7.	Método Racional para Nuestra Zona Urbana.....	105
4.2.8.	Clasificación de los Cruces en las Calles	106
4.2.9.	Depósitos de Retención	107
4.2.10.	Velocidad de los Colectores.....	107

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFIA

ANEXOS

114

SUMMARY

This work was based on the study of storm sewer systems in the community May 3 Pucarumi district of Ascension, which is developing, in specific case they grow the developments and that natural drains basin are affected by variations that affect the residents.

The proposal made is the projection of an underground storm drainage system with PVC pipes of circular cross section calculated according to topographic, demographic, hydrological and hydraulic characteristics of the area. In order to evacuate rainwater running a disorderly manner by the poor roads of the study area.

The rationale for this work is an anticipation to avoid falling into the same deficiencies of the metropolitan area of Huancavelica and other provincial capitals, they grow without planning in the management of rainwater.

RESUMEN

El presente trabajo fue basado en el estudio del sistemas de drenaje pluvial en la comunidad 3 de Mayo de Pucarumi del distrito de Ascensión, la cual se encuentra en vías de desarrollo, en caso específico van creciendo las urbanizaciones y por tal los drenajes naturales de la cuenca se ven afectados con variaciones que repercuten a los pobladores.

La propuesta que se hace es la proyección de un sistema de drenaje pluvial subterráneo, con tuberías PVC de sección circular calculados de acuerdo a las características Topográficas, demográficas, hidrológicas e hidráulicas de la zona. Con el fin de evacuar las aguas de lluvia que discurren de manera desordenada por las vías precarias de la zona de estudio.

La justificación de este trabajo es una anticipación para no caer en las mismas deficiencias de la zona metropolitana de Huancavelica y otras capitales provinciales, que van creciendo sin una planificación en el manejo de aguas de lluvia.

INTRODUCCIÓN

El rápido crecimiento urbano que se inició en la segunda mitad del siglo XX generó graves déficits de infraestructuras urbanas para el drenaje de las aguas de lluvia, lo que acarreo importantes problemas de inundación en numerosas poblaciones. Todo ello impulsó la aplicación de los conceptos clásicos de la Hidráulica e Hidrología al medio urbano: estudio de la lluvia, de la transformación lluvia-escorrentía y del comportamiento hidráulico del alcantarillado. De este modo hizo su aparición una nueva disciplina: la Hidrología Urbana.

(1)

El interés hacia los problemas asociados al drenaje urbano en nuestras ciudades ha crecido en los últimos años. Y sin embargo, para la gran mayoría de personas que residen en cualquiera de nuestras poblaciones, constituyen todavía algo alejado de nuestras preocupaciones, algo que está ahí pero sobre lo que no existe una urgencia ni un debate diario. Las redes de drenaje pluvial son uno de los entramados más complejos a la vez poco conocidos, entre todas las infraestructuras del tejido urbano. Existen otros servicios públicos tales como el abastecimiento de agua potable, las redes viarias, el alumbrado, etc. que al estar en contacto más directo con el ciudadano y constituir un patrimonio visible, resultan mucho mejor conocidos a la vez que las inversiones que a ellos se dedican son más fácilmente justificables ante la opinión pública. El drenaje de la ciudad y los medios a través de los cuales se realiza la evacuación de sus aguas pluviales son por el contrario un patrimonio oculto, literalmente enterrado, en definitiva otra ciudad invisible debajo de la ciudad visible, que sólo nos muestra de vez en cuando sus "enfermedades" cuando un aguacero supera su capacidad de desagüe (2).

El objetivo principal de éste trabajo fue obtener el escurrimiento superficial, el cual llega al punto de salida de la cuenca a través de un sistema de corrientes. De igual forma, se realizaron los cálculos necesarios para obtener un volumen general del agua que escurre a través de cuenca estudiada y, de esta manera, diseñar el las obras hidráulicas de direccionamiento necesarias para distribución del agua de lluvia para una correcta evacuación.

111

CAPITULO 1. PROBLEMA

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La ciudad de Huancavelica, al encontrarse a los 3680 m.s.n.m., posee un clima templado-frío, generando un gran número de tormentas anualmente y debido a que las calles de la ciudad se encuentran pavimentadas, incrementan el volumen de escorrentía y el aumento de los caudales máximos de las aguas de lluvia y al no contar con una infraestructura de drenaje adecuada y en caso hubiera; empiezan a inundar a la red sanitaria haciendo que estas colapsen por lo que no están diseñados para soportar una demanda adicional de las aguas de lluvia. Este problema se genera por falta de un sistema de drenaje pluvial independiente al sistema de alcantarillado de la ciudad.

El aumento progresivo de los asentamientos y pueblos jóvenes en las periferias de la ciudad hace que disminuyan las superficies naturales y áreas libres, generando pérdidas de superficie permeable como consecuencia de las urbanizaciones y así modificando los cursos naturales de escorrentía superficial que causan problemas de inundación o humedecimiento de muros de viviendas construidas de material rustico (tapia o adobe) generalmente a las partes más bajas de la población.

Actualmente en el sector Pucarumi, las aguas provenientes de las lluvias no son evacuadas correctamente debido a que no cuentan con un sistema de drenaje pluvial, por tal se hace un planteamiento de un sistema de drenaje para el gasto que se presenta en este sector, para no incurrir en los mismos problemas que suceden en las zonas metropolitana de Huancavelica.

Por tal razón se hace el planteamiento de la de tesis **“Diseño del Sistema de Drenaje Pluvial de la Comunidad 3 de Mayo de Pucarumi del Distrito de Ascensión-Huancavelica”**

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿El diseño de un sistema de drenaje pluvial urbano mejorara el encauzamiento de las aguas pluviales en la Comunidad 3 de Mayo de Pucarumi del Distrito de Ascensión?

1.3. OBJETIVO: GENERAL Y ESPECIFICO

1.3.1. Objetivo General:

Diseñar un sistema de drenaje pluvial en la zona urbana de la Comunidad 3 de Mayo de Pucarumi para evitar daños que puedan ocasionar las precipitaciones pluviales de gran intensidad.

1.3.2. Objetivos Específicos:

- ✓ hacer el estudio hidrológico para determinar, coeficiente de escorrentía, tiempo de concentración, intensidad de lluvia, periodo de retorno, de la microcuenca y el gasto máximo.
- ✓ Diseñar finalmente el sistema de drenaje pluvial.

1.4. JUSTIFICACIÓN

Debido al crecimiento demográfico de la comunidad 3 de Mayo de Pucarumi del Distrito de Ascensión-Huancavelica y la modernidad a la que están obligadas todas las ciudades, conllevan a que en la actualidad se vengán ejecutando proyectos de mejoramiento y ampliación de infraestructuras de servicios, tales como agua, desagüe, energía eléctrica, pavimentación de las calles y drenaje de aguas pluviales es de gran necesidad por las condiciones hidrológicas y topográficas de la comunidad. Toda vez que durante los meses de lluvia se tienen grandes caudales de escorrentía, acumulación de aguas que discurren por las vías de la ciudad y a su paso ocasionan serios problemas, como inundaciones, infiltración, evacuación desordenada de dichas aguas, problemas en el normal tránsito vehicular y peatonal, por tal se tiene la necesidad de implementar un sistema de drenaje adecuado.

10a

Las viviendas del sector sufren inundaciones por infiltración debido a que las aguas de lluvia no son debidamente evacuados y son evacuados por drenes naturales sin un adecuado direccionamiento, generando cortes y erosiones en su transcurso, las cuales ocasionan colapsos de viviendas aledañas al curso de las aguas de lluvia, por ese motivo se pretende plantear un sistema integral de evacuación de aguas pluviales.

CAPITULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

Los procesos de crecimiento y expansión de las ciudades traen consigo una serie de cambios y alteraciones de las condiciones naturales al aumentar las superficies impermeables lo cual genera problemas con el drenaje y la gestión de las aguas lluvias debido al aumento en los caudales de escorrentía, que se agudizan con la limitada capacidad de los colectores existentes, y el aumento en las intensidades de lluvias, traducido en inundaciones y pérdidas económicas para las comunidades.

Ante este panorama se hace cada vez más necesario afrontar la gestión de las aguas pluviales desde una perspectiva diferente a la convencional, que combine aspectos hidrológicos, ambientales, económicos y sociales, lográndose como resultado modelos de desarrollo sostenibles y amigables con el ambiente.

Ante este desafío, comienzan a surgir en diferentes países nuevas propuestas para enfrentar el problema de escorrentías generadas por el incremento de áreas impermeables, promoviendo proyectos que integren el tema de la gestión y control de aguas lluvias, de una manera diferente a la convencional, buscando minimizar los impactos sobre el ciclo natural del agua, con lo que se busca imitar los procesos naturales previos a la urbanización para lo cual se proponen diferentes topologías y técnicas que permiten controlar y atenuar los picos de crecientes.

Este tipo de alternativas ofrece grandes ventajas, dentro de las que se incluyen menores costos de colectores, control de contaminación, recarga de acuíferos, integración paisajística entre otras.

En general, se podría resumir los sistemas urbanos de drenaje en dos grandes objetivos, disminuir la cantidad de las escorrentías urbanas y mejorar la calidad de las mismas. De manera complementaria se distinguen otros beneficios:

- a) Reducir al mínimo los cambios hidrológicos generados por los procesos de urbanización.
- b) Promover la recarga de las aguas subterráneas, flujos bases y conservar los flujos superficiales.
- c) Proteger o mejorar los cauces del drenaje natural en el sitio del desarrollo urbanístico.
- d) Proteger la calidad del agua, morfología del cauce, biodiversidad, salud pública y equipamientos.
- e) Reducir los flujos de escorrentía asociados con los desarrollos urbanos, aumentando los tiempos de detención locales y minimizando áreas impermeables.
- f) Minimizar los costos de infraestructura de drenaje de desarrollo debido a la reducción de la escorrentía y los caudales máximos.
- g) Administrar los riesgos asociados con las inundaciones en la red de drenaje.

En el año 2010 el Bach. Alan Ángel Chávez Iglesias, presenta un trabajo de tesis con características similares cuyo título es: "Diseño de Drenaje Pluvial de la Localidad de Pilluana Provincia de Picota Región San Martín" para optar el título de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional de San Martín. (1)

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Cuenca Hidrológica

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida. (2)

Desde el punto de vista de su salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: endorreicas y exorreicas. En las primeras el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago; en las segundas,

el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar. (2)

2.2.1.1. Características Fisiográficas

a) Parteaguas

Línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa dos cuencas adyacentes. (4)

b) Área de cuenca

Es la proyección de las parteaguas en un plano horizontal. (5)

c) Corriente principal

Es la corriente de mayor longitud que pasa por la salida de una cuenca hidrológica, nótese que la definición solo aplica a las cuencas exorreicas. (4)

d) Corrientes tributarias

Corrientes de aportación con diferentes grados de bifurcación. (5)

e) Longitud de eje mayor de la cuenca

Es la máxima longitud que va desde el punto de descarga o salida de la cuenca al punto más alejado de la cuenca. Este parámetro es importante, ya que da una idea de la forma de la cuenca

f) Ancho de cuenca

Es la longitud perpendicular a la longitud del eje mayor de la cuenca y para su estimación se miden las longitudes perpendiculares representativas de cada parte de la cuenca, tomando como referencia la recta que se ha trazado para la longitud del eje mayor. (5)

g) Orientación de cuenca

Es el ángulo de orientación a partir del norte geográfico y para su determinación se toma como punto de referencia la descarga o salida de la cuenca y utilizando la recta que representa a la longitud del eje mayor, se determina el ángulo de la orientación a partir del norte geográfico. Este

103

parámetro es importante, ya que los sistemas de circulación atmosférica son fundamentales en lo que respecta al régimen pluviométrico de una cuenca. (5)

h) Índice de forma

Es la relación del perímetro de la cuenca entre el perímetro que tendría un círculo con el mismo valor de área. Con este parámetro se determina cuanto se aleja la forma de la cuenca de un círculo. (5)

i) Perímetro de parte aguas

Longitud total de las parteaguas

j) Pendiente media de la cuenca

Este parámetro mide la pendiente media en dos ejes principales (x,y) y a partir de estos valores se determina la pendiente media de la cuenca, definida con la inclinación o declive de su topografía. (5)

El método de mayor aplicación es el de Horton y para estimar la pendiente media en la cuenca de análisis se traza una malla cuyo eje principal (x) siga aproximadamente el sentido del cauce principal. (5)

2.2.1.2. Forma de una cuenca

La forma de la cuenca interviene de manera importante en las características de descarga de un río, en especial en los eventos de avenidas máximas. (5)

Para caracterizar este parámetro se utilizan el coeficiente de compacidad (K_c), la relación de circularidad (R_{ci}) y la relación de elongación (R_e) que son definidos a continuación. (5)

a) Coeficiente de compacidad(K_c)

Es la relación entre el perímetro de la cuenca y la circunferencia del círculo que tenga la misma superficie de la cuenca. La magnitud se obtiene con la expresión: (5)

$$K_c = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}} \dots\dots\dots(01)$$

Donde K_c es el coeficiente de compacidad, adimensional; P es el perímetro de la cuenca, en m; y A el área de la, cuenca, m^2 .

$K_c = 1.128$, se trata de una cuenca cuadrada,

$K_c = 3.0$, las cuencas son alargadas,

$K_c = 1.481$, la cuenca tiende a un cuadrado (largo y ancho son valores cercanos).

b) Relación de circularidad

Es el cociente entre el área de la cuenca y la del círculo cuya circunferencia es equivalente al perímetro de la cuenca y la expresión mediante la cual se calcula es: (5)

$$R_{ci} = \frac{4\pi A}{P^2} \dots\dots\dots(02)$$

Donde R_{ci} es la relación de circularidad, adimensional; P es el perímetro de la cuenca, en m; y A es la superficie de la cuenca en m^2 .

$R_{ci} = 1.0$, la cuenca es circular

$R_{ci} = 0.785$, la cuenca es cuadrada

c) Relación de elongación

Es la relación entre el diámetro (D) de un círculo que tenga la misma superficie de la cuenca y la longitud máxima (L_m) de la cuenca. La variable L_m se define como la más grande dimensión de la cuenca a lo largo de una línea recta trazada desde la desembocadura del cauce principal, hasta el límite extremo del parteaguas y de manera paralela al río principal. (5)

Para estimar su magnitud se aplica la expresión:

$$R_e = \frac{D}{L_m} = 1.128 \frac{\sqrt{A}}{L_m} \dots\dots\dots (03)$$

Donde R_e es la relación de elongación, adimensional; D es el diámetro de un círculo que tenga la misma superficie de la cuenca, en m; y L_m es la longitud máxima de la cuenca, en m.

$R_e = 1.0$, la cuenca es plana

$0.6 \leq R_e \leq 0.8$, La cuenca es de relieve pronunciado.

d) Pendiente principal

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal, dado que está pendiente varía a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media; para ello, existen varios métodos, pero para nuestro estudio utilizaremos el método de Taylor-Schwarz. Éste método consiste en dividir en n tramos el cauce o colector principal, lo suficientemente pequeños en longitud para que en ellos sea aceptable como pendiente promedio (S_c) el cociente h/l , donde h es su desnivel y l su longitud común, ambas en metros. (5)

$$S_c = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{s_n}}} \right]^2 \dots\dots\dots (04)$$

e) Cálculo del número N de la curva de escurrimiento

Para el cálculo del N se tomó en consideración el grupo de suelo a la que pertenece la cuenca y las condiciones de antecedentes de humedad, en función a ello se tomaron los valores correspondientes a cada espacio existente en la zona en estudio.

2.2.2. Hidrología

La ciencia que trata del estudio del agua en la tierra, su ocurrencia, circulación y distribución, sus propiedades químicas y físicas y su reacción con el medio ambiente. (4)

En el caso de este proyecto de tesis se partirá de la información hidrológica y meteorológica disponible en el área de estudio, con los criterios de diseño necesarios.

La información hidrológica y meteorológica a utilizar en el estudio deberá ser proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e hidrología (SENAMHI), entidad que es el ente rector de las actividades hidrometeorológicas en el país. En caso no se cuenta con la información del SENAMHI, y de ser el caso se recabará información de entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos del lugar, previa verificación de la calidad de la información. (6)

Es importante señalar que los métodos y procedimientos que se mencionan en el presente capítulo abarcan únicamente la determinación de caudales líquidos provenientes de precipitaciones pluviales.

2.2.2.1. Factores hidrológicos y geológicos en el diseño de obras de drenaje

El presente ítem describe los factores que influyen en la obtención de diseños adecuados que garanticen el buen funcionamiento del sistema de drenaje proyectado, acorde a las exigencias hidrológicas de la zona de estudio. (6)

El primer factor a considerar se refiere al tamaño de la cuenca como factor hidrológico, donde el caudal aportado estará en función a las condiciones climáticas, fisiográficas, topográficas, tipo de cobertura vegetal, tipo de manejo de suelo y capacidad de almacenamiento. (6)

Los factores geológicos e hidrogeológicos que influyen en el diseño se refieren a la presencia de aguas subterráneas, naturaleza y condiciones de las rocas permeables y de los suelos: su homogeneidad, estratificación, conductividad hidráulica, compresibilidad, etc. y también a la presencia de zonas proclives de ser afectadas por fenómenos de geodinámica externa de origen hídrico. (6)

2.2.2.2. Estudio de Campo

Los estudios de campo deben efectuarse con el propósito de identificar, obtener y evaluar la información referida: al estado actual de las obras de drenaje existentes, condiciones topográficas e hidrológicas del área de su emplazamiento. Asimismo el estudio de reconocimiento de campo permitirá identificar y evaluar los sectores críticos actuales y potenciales, de origen hídrico como deslizamientos, derrumbes, erosiones, huaycos, áreas inundables, asentamientos, etc. que inciden negativamente en la conservación y permanencia de las diferentes estructuras civiles. (6)

Por otro lado, el estudio de reconocimiento de campo permite localizar y hacer el estudio correspondiente de toda la microcuenca hidrográfica, cuyos cursos naturales de drenaje principal interceptan el eje vial en estudio.

2.2.2.3. Evaluación de la Información Hidrológica

Dado que el país tiene limitaciones en la disponibilidad de datos ya sea hidrométricos como pluviométricos y la mayor parte de las cuencas hidrográficas no se encuentran instrumentadas, generalmente se utilizan métodos indirectos para la estimación del caudal de diseño. (6)

De acuerdo a la información disponible se elegirá el método más adecuado para obtener estimaciones de la magnitud del caudal, el cual será verificado con las observaciones directas realizadas en el punto de

interés, tales como medidas de marcas de agua de crecidas importantes y análisis del comportamiento de obras existentes. (6)

Indiscutiblemente, la información hidrológica y/o hidrometeorológica básica para la realización del estudio correspondiente, deberá ser representativa del área en dónde se emplaza el proyecto. (6)

2.2.2.4. Área del Proyecto-Estudio de la Microcuenca

El estudio de cuencas está orientado a determinar sus características hídricas y geomorfológicas respecto a su aporte y el comportamiento hidrológico. El mayor conocimiento de la dinámica de microcuenca permitirá tomar mejores decisiones respecto al establecimiento de las obras de drenaje.

Es importante determinar las características físicas de las cuencas como son: el área, forma de la cuenca, sistemas de drenaje, características del relieve, suelos, etc. Estas características dependen de la morfología (forma, relieve, red de drenaje, etc.), los tipos de suelos, la cobertura vegetal, la geología, las prácticas agrícolas, etc. Estos elementos físicos proporcionan la más conveniente posibilidad de conocer la variación en el espacio de los elementos del régimen hidrológico. (6)

2.2.2.5. Selección del Periodo de Retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada "T" años, se le denomina Período de Retorno "T". Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años. (6)

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla

admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots\dots\dots (05)$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la formula anterior permite calcular el período de retorno T, fijando el riesgo de falla admisible R, el cual es la probabilidad de ocurrencia de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra.

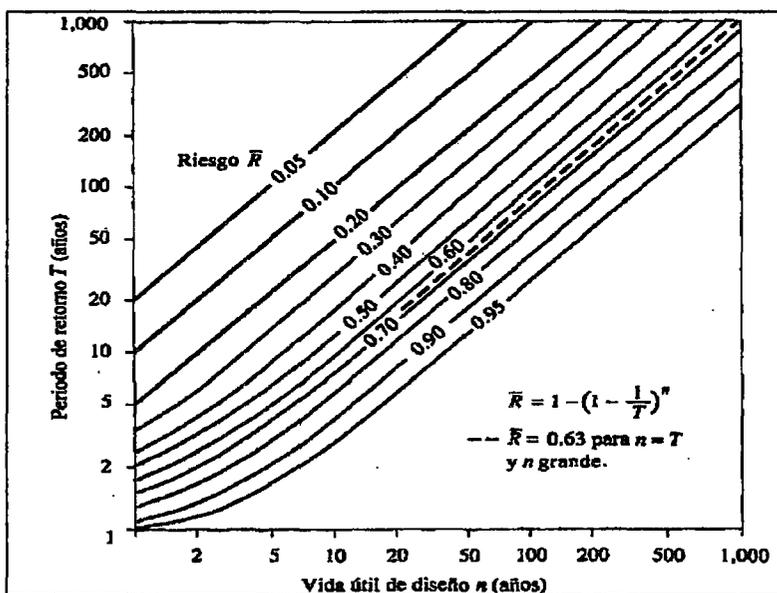


FIGURA 1: Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil. (Fuente: Hidrología aplicada Ven Te Chow)

TABLA 1: Valores recomendados de riesgo admisible para obras de drenaje (Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje)

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	22
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	39
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	64
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	64
Subdrenes	72
Defensas Ribereñas	22

- (*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.
 - Se recomienda un periodo de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación
- (**) - Vida útil considerado n = 25 años.
 - Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.
 - El propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de la falla y la vida útil de las obras

2.2.2.6. Análisis Estadístico de Datos Hidrológicos

a) Modelos de Distribución

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes periodos 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 las siguientes funciones:

DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL:

En esta función los logaritmos naturales de la variable aleatoria se distribuyen normalmente. La función de densidad de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{\left(\frac{-(x-\bar{X})^2}{2S^2}\right)} dx \dots\dots\dots(6)$$

Donde \bar{X} y S son los parámetros de la distribución.

Si la variable x de la ecuación (6) se reemplaza por una función $y = f(x)$, tal que $y = \log(x)$, la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log - normal, $N(Y, S_y)$. Los valores originales de la variable aleatoria x , deben ser transformados a $y = \log x$, de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log x_i / n \dots\dots\dots(7)$$

Donde \bar{Y} es la media de los datos de la muestra transformada

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^2}{n-1}} \dots\dots\dots(8)$$

Donde S_y es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada.

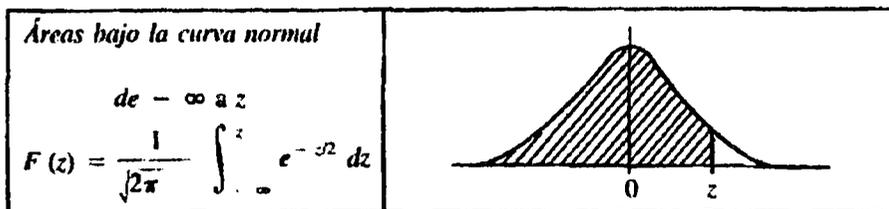
Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$C_s = a / S^3 y \dots\dots\dots(9)$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^3 \dots\dots\dots(10)$$

Donde C_s es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada. (4)

TABLA 2: Tabla de datos para utilizar en la distribución Lognormal (Fuente: Fundamentos de Hidrología de Superficie, Francisco J. Aparicio)



z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5754
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7258	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7518	0.7549
0.7	0.7580	0.7612	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7996	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998
3.5	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998
3.6	0.9998	0.9998	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.7	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.8	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.9	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

DISTRIBUCIÓN GUMBEL:

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión. (4)

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \dots\dots\dots(11)$$

Siendo:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma} \dots\dots\dots (12)$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma \dots\dots\dots (13)$$

Dónde:

α : Parámetro de concentración.

β : Parámetro de localización.

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} + k\sigma_x \dots\dots\dots (14)$$

Dónde:

x : Valor con una probabilidad dada.

\bar{x} : Media de la serie.

k : Factor de frecuencia.

TABLA 3: Tabla de parámetros de la distribución Gumbel en función de n

n	μ_y	σ_y
10	0.4952	0.9496
15	0.5128	1.0206
20	0.5236	1.0628
25	0.5309	1.0914
30	0.5362	1.1124
35	0.5403	1.1285
40	0.5436	1.1413
45	0.5463	1.1518
50	0.5485	1.1607
55	0.5504	1.1682
60	0.5521	1.1747
65	0.5535	1.1803
70	0.5548	1.1854
75	0.5559	1.1898
80	0.5569	1.1938
85	0.5578	1.1974
90	0.5586	1.2007
95	0.5593	1.2037
100	0.5600	1.2065

Fuente: Fundamentos de Hidrología de Superficie Francisco J. Aparicio

b) Pruebas de Bondad de Ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida. (4)

En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son:

- ✓ Prueba χ^2
- ✓ Prueba de Kolmogorov – Smimov

2.2.2.7. Determinación de la Tormenta de Diseño

Uno de los primeros pasos en muchos proyectos de diseño es la determinación del evento de lluvia a usar.

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta. (4)

Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes. Su aplicación va desde el uso de valores puntuales de precipitación en el método racional para determinar los caudales picos en alcantarillados de aguas lluvias y alcantarillas de carreteras, hasta el uso de hietogramas de tormenta como las entradas para el análisis de lluvia-escorrentía en embalses de detención de aguas urbanas. (4)

Para determinación de la tormenta de diseño sería recomendable contar con información obtenida a través de un pluviógrafo, ya que este equipo provee información instantánea, sin embargo, la mayoría de estaciones de medición de precipitaciones solo cuentan con pluviómetros que solo proveen de valores medios. (4)

a) Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la

intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como: (6)

$$i = \frac{P}{Td} \dots\dots\dots (15)$$

Donde P es la profundidad de la lluvia (mm) y Td es la duración, dada usualmente en horas. La frecuencia se expresa en función del periodo de retorno T, que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño. (6)

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno. (6)

Para determinar estas curvas IDF se necesita contar con registros pluviográficos de lluvia en el lugar de interés y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Es decir, se deben examinar los hietogramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y de estos hietogramas elegir la lluvia correspondiente a la hora más lluviosa, a las dos horas más lluviosas, a las tres horas y así sucesivamente. Con los valores seleccionados se forman series anuales para cada una de las duraciones elegidas. Estas series anuales están formadas eligiendo, en cada año del registro, el mayor valor observado correspondiente a cada duración, obteniéndose un valor para cada año y cada duración. (6)

Cabe indicar que formar las series anuales es un proceso largo y laborioso, que involucra el examen cuidadoso de los rollos pluviográficos, la lectura de los valores, la digitación de la información, la contrastación y verificación de los valores leídos con los registros pluviométricos cercanos y el análisis de

las tormentas registradas para encontrar los máximos valores registrados para cada una de las duraciones seleccionadas. (6)

Las curvas de intensidad – duración – frecuencia también pueden expresarse como ecuaciones con el fin de evitar la lectura de la intensidad de lluvia de diseño en un una gráfica. Un modelo general es el siguiente:

$$I = \frac{a}{(D+b)^m} \dots\dots\dots(16)$$

Donde I es la intensidad de lluvia de diseño, D es la duración y a, b y m son coeficientes que varían con el lugar y el período de retorno, asimismo para su determinación se requiere hacer una linealización previa de la ecuación para luego hallar los parámetros a, b y m por medio de regresión lineal. (6)

La duración de la lluvia de diseño es igual al tiempo de concentración (tc) para el área de drenaje en consideración, dado que la escorrentía alcanza su pico en el tiempo de concentración, cuando toda el área está contribuyendo al flujo en la salida. (6)

En nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la Intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración; en la Tabla N° 02 se muestran coeficientes de duración, entre 1 hora y 48 horas, los mismos que podrán usarse, con criterio y cautela para el cálculo de la intensidad, cuando no se disponga de mejor información. (6)

TABLA 4: Coeficientes de duración lluvias entre 48 horas y una hora

DURACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EN HORAS	COEFICIENTE
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

Fuente: Manual para Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Transito

Se puede establecer como procedimiento lo siguiente:

- ✓ Seleccionar las lluvias mayores para diferentes tiempos de duración.
- ✓ Ordenar de mayor a menor.
- ✓ Asignar a cada valor ordenado una probabilidad empírica.
- ✓ Calcular el tiempo de retorno de cada valor.
- ✓ Graficar la curva intensidad – frecuencia – duración.

Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Guevara, 1991) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente: (6)

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \dots\dots\dots (17)$$

Dónde:

P_d = Precipitación total (mm)

D = Duración en minutos

P_{24h} = Precipitación máxima en 24 horas (mm)

La intensidad se halla dividiendo la precipitación P_d entre la duración.

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{KT^m}{t^n} \dots\dots\dots (18)$$

Dónde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

2.2.2.8. Tiempo de concentración

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración t_c . El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), de su pendiente pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área.

El tiempo de concentración en un sistema de drenaje pluvial es:

$$t_c = t_o + t_f \dots \dots \dots (19)$$

Dónde:

t_o : tiempo de entrada, hasta alguna alcantarilla.

t_f : tiempo de flujo en los alcantarillados hasta el punto de interés $= \sum L_i / V_i$.

TABLA 5: Fórmulas Empíricas para Cálculo de tiempo de Concentración

MÉTODO	FORMULA PARA t_c (min)	OBSERVACIONES
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 0.7035 \frac{(1.1 - C).L^{0.50}}{S^{0.333}}$ <p>C=coeficiente de escorrentía del método racional L=longitud del flujo superficial, m. S=pendiente de la superficie, m/m.</p>	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers; el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.
Fórmula de Carter	$t_c = \frac{45.636.L^{0.6}}{S^{0.3}}$ <p>L=longitud del flujo superficial, m. S=pendiente promedio del terreno m/m</p>	Ecuación desarrollada en cuencas de Washington D.C. con cuencas naturales y áreas con alcantarillado.
Ecuación de retardo SCS(1973)	$t_c = \frac{0.0136.L^{0.8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{S^{0.5}}$ <p>L=longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), m. CN=Número de curvas SCS S=pendiente promedio de la cuenca, m/m</p>	adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 Ha; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67 \times$ retardo de la cuenca

Fuente: SCS Soil Conservation Service (7)

2.2.2.9. Hietograma de diseño

En ocasiones no es suficiente el dato de que (por ejemplo) la precipitación máxima para las 5 horas más lluviosas es de 100 mm. Es posible que necesitemos conocer la evolución de esos 100 mm. a lo largo de esas 5 horas. (6)

Los métodos hidrológicos más modernos requieren no sólo del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir el método estudia la distribución en el tiempo, de las tormentas observadas. (6)

Una de las maneras de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de ellas el Método del Bloque Alterno, es una manera sencilla. (6)

a) Método del Bloque Alterno

El método del bloque alterno es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva-duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt , sobre una duración total de $T_d = n \cdot \Delta t$. (6)

Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, $4\Delta t$,... y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño. (6)

2.2.2.10. Precipitación Total Efectiva

El exceso de precipitación o precipitación efectiva (P_e), es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa

a la salida de la cuenca bajo la suposición de flujo superficial hortoniano. Las gráficas de exceso de precipitación vs. el tiempo o hietograma de exceso de precipitación es un componente clave para el estudio de las relaciones lluvia-escorrentía. La diferencia entre el hietograma de lluvia total y el hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o pérdidas. Las pérdidas son primordialmente agua absorbida por filtración con algo de intercepción y almacenamiento superficial. (6)

El hietograma de exceso de precipitación puede calcularse a partir del hietograma de precipitación en una o dos formas, dependiendo de si existe o no información de caudales disponibles para la tormenta. (6)

a) Método SCS para Abstracciones

El Soil Conservation Service (1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para lo cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P-I_a$. (6)

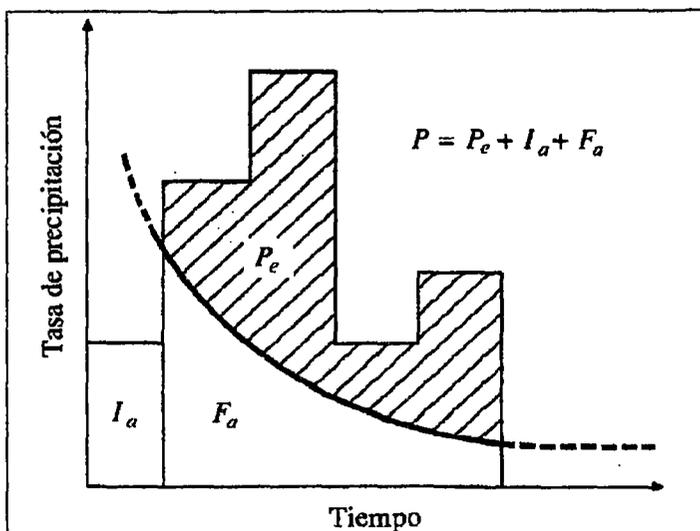


FIGURA 2: Variables en el método de abstracciones de precipitaciones del SCS
(Fuente: Hidrología aplicada Ven Te Chow)

Dónde:

Pe= exceso de precipitación,

Ia=abstracción inicial,

Fa=abstracción continuada

La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{F_a}{s} = \frac{P_e}{P - I_a} \dots\dots\dots (20)$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a \dots\dots\dots (21)$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para Pe se encuentra:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \dots\dots\dots (22)$$

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica.

$$I_a = 0.2 S \quad \dots\dots\dots (23)$$

Con base en esto:

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad \dots\dots\dots (24)$$

El uso de esta metodología exige la determinación del valor respectivo del CN (número adimensional de curva o curva número), correspondiente al área específica en estudio, valor que debe ser obtenido mediante procesos de calibración. La calibración del parámetro CN se realiza con información de campo, de algunos eventos en el que se disponga de datos de precipitación y caudales resultantes; luego se corre el modelo hasta ajustar el hidrograma calculado con el observado en el campo. Es un proceso de prueba error en donde se ajusta el parámetro (CN) hasta obtener coincidencias entre ambos hidrogramas. (6)

Como alternativa, y como valor referencial, el parámetro CN puede estimarse mediante el siguiente procedimiento:

Se define un número adimensional de curva CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua $CN = 100$; para superficies naturales $CN < 100$. El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad \dots\dots\dots (25)$$

Donde S está en pulgadas.

Los números de curvas se aplican para condiciones para condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por: (6)

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)} \quad \dots\dots\dots (26)$$

82

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10+0.13CN(II)} \dots\dots\dots (27)$$

TABLA 6: Clasificación de clases antecedentes de humedad (amc) para el método de abstracciones de lluvia del scs

GRUPO AMC	Lluvia Antecedente Total de 5 Días (pulg)	
	Estación inactiva	Estación activa
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

Fuente: SCS Soil Conservation Service (7)

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos: (6)

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados. (8)

Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa. (8)

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla. (8)

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos. (8)

Los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra en estos tipos de suelos se muestran en la Tabla N° 05. Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto. (6)

TABLA 7: Número de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones de antecedente de humedad II, $I_a = 0.2S$)

DESCRIPCIÓN DEL USO DE TIERRA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada: sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
cubierta buena	25	56	70	77
Áreas abiertas, césped, parques campos de golf, cementerios, etc.				
óptimas condiciones: cubiertas de pasto en el 75% o mas	39	61	74	80
condiciones Aceptables cubiertas de pasto en el 50% al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios(85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales(72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial:				
Tamaño Promedio de lote	Porcentaje Promedio impermeable			
1/8 acre o menos	65	77	85	90
1/4 acre	38	61	75	83
1/3 acre	30	57	72	81
1/2 acre	25	54	70	80
1 acre	20	51	68	79
Parqueadores Pavimentados, techos, accesos, etc.		98	98	98
calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados		98	98	98
Grava		76	85	89
Tierra		72	82	87

Fuente: Hidrología aplicada Ven Te Chow

2.2.2.11. Estimación Precipitación, Intensidades y Caudales

Cuando existen datos de aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales

para la estación más cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los periodos de retorno de interés (2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años son valores estándar) usando la distribución log normal, log Pearson III y Valor Extremo Tipo I (Gumbel), etc. (6)

Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal Q. cuando ocurre la lluvia, la cuenca se humedece de manera progresiva, infiltrándose una parte en el subsuelo y luego de un tiempo, el flujo se convierte en flujo superficial. (6)

a) Método IILA SENAMHI – UNI Modificada

Son escasas las estaciones que ofrecen información automatizada de registros pluviales, por lo que existe bastante dispersión en los datos. Con el método IILA, la intensidad de lluvia que tiene una duración t (en horas), para un periodo de retorno T (en años), es: (8)

$$i_{t,T} = a(1 + K \log T)t^{n-1} \dots\dots\dots (28)$$

Y la precipitación $P_{t,T}$ tiene la siguiente relación:

$$P_{t,T} = a(1 + K \log T)t^n \dots\dots\dots (29)$$

Según la metodología empleada las formulas son válidas para $3 \leq t \leq 24$ horas.

Para $t \leq 3$ horas se usa:

$$i_{t,T} = a(1 + K \log T)(t + b)^{n-1} \dots\dots\dots (30)$$

Las constantes a, b, K y n fueron determinadas en el "Estudio de la Hidrología del Perú" realizado por el convenio IILA-SENAMHI-UNI, 1983.

Otra expresión que se utiliza es:

$$i_{t,T} = \frac{\varepsilon_t}{t} (1 + K \log T) \dots\dots\dots (31)$$

Nuevamente ε_t y K son valores característicos de cada sub-región hidrológica. Muchas veces ε_t es función de la altitud Y.

Dónde:

$i_{t,T}$: Intensidad de la lluvia (mm/hora).

a : Parámetro de intensidad (mm).

K : Parámetro de frecuencia (adimensional).

b : Parámetro de tiempo (hora).

n : Parámetro de duración (adimensional).

t : Duración (hora).

b) Método Racional

Estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente c (coef. escorrentía) estimado sobre la base de las características de la cuenca. Muy usado para cuencas, A<10 Km². Considerar que la duración de P es igual a tc. (9)

La descarga máxima de diseño, según esta metodología, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q = 0.278 CIA \dots\dots\dots (32)$$

Dónde:

Q: Descarga máxima de diseño (m³/s)

C: Coeficiente de escorrentía (Ver Tabla 6)

I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A: Área de la cuenca (Km²).

TABLA 8: Valores del coeficiente de escurrimiento C del Método Racional cuando el periodo de retorno es menor o igual a 10 años

USO DEL TERRENO:	C	USO DEL TERRENO:	C
Comercial		Calzadas y caminos	0.70-0.85
Centro de la ciudad	0.70-0.95	Techos	0.75-0.95
Zonas Periféricas	0.50-0.70	Áreas de césped	
Residencial		Suelo arenoso, terreno plano (2%)	0.05-0.10
Áreas de casas familiares	0.30-0.50	Suelo arenoso, terreno medio (2-7%)	0.10-0.15
Multifamiliares separadas	0.40-0.60	Suelo arenoso, terreno inclinado (>7%)	0.15-0.20
Multifamiliares juntos	0.60-0.75	Suelo arcilloso, terreno plano (2%)	0.13-0.17
Suburbano	0.25-0.40	Suelo arcilloso, terreno medio (2-7%)	0.18-0.25
Áreas de apartamentos	0.50-0.70	Suelo arcilloso, terreno inclinado (>7%)	0.25-0.35
Industrial		Terrenos agrícolas	
Áreas esparcidas	0.50-0.80	Áreas de suelo desnudo liso	0.30-0.60
Áreas densas	0.60-0.90	Áreas de suelo desnudo rugoso	0.20-0.50
Parques y cementerios	0.10-0.25	Cultivos en surco	
Campos de juego	0.20-0.35	Suelo arcilloso en descanso	0.30-0.60
Patios de ferrocarril	0.20-0.40	Suelo arcilloso cultivado	0.20-0.50
Áreas incultas	0.10-0.30	Suelo arenoso en descanso	0.20-0.40
Calles o Pavimentos		Suelo arenoso cultivado	0.10-0.25
Asfalto	0.70-0.95	Pastizal en suelo arcilloso	0.15-0.45
Concreto	0.80-0.95	Pastizal en suelo arenoso	0.05-0.25
Ladrillo	0.70-0.85	Bosques	0.05-0.25
Poroso	0.05-0.10		

Fuente: Introducción a la Hidrología Urbana, Campos Aranda

TABLA 9: Valores de coeficiente de escurrimiento C del Método Racional para áreas urbanas, los cuales dependen de las condiciones físicas de la superficie y el periodo de retorno de diseño

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	PERIODO DE RETORO EN AÑOS						
	2	5	10	25	50	100	500
Urbanizada							
Superficie asfáltica	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto y/o azoteas	0.75	0.8	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Áreas con pasto (parques, jardines, etc.)							
Condición pobre (el pasto cubre menos del 50% del área)							
Plano (0 al 2%)	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio (2 al 7%)	0.37	0.4	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Con pendiente (>7%)	0.4	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición media(el pasto cubre el 50% al 75% del área)							
Plano (0 al 2%)	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio (2 al 7%)	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Con pendiente (>7%)	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Condición buena(el pasto cubre más del 75% del área)							
Plano (0 al 2%)	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio (2 al 7%)	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Con pendiente (>7%)	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Rural							
Terrenos de cultivo							
Plano (0 al 2%)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio (2 al 7%)	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Con pendiente (>7%)	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano (0 al 2%)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio (2 al 7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Con pendiente (>7%)	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
Bosques y montes							
Plano (0 al 2%)	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio (2 al 7%)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Con pendiente (>7%)	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fuente: Introducción a la Hidrología Urbana, Campos Aranda

El valor del coeficiente de escorrentía se establecerá de acuerdo a las características hidrológicas y geomorfológicas de las quebradas cuyos cursos interceptan el alineamiento de la carretera en estudio. En virtud a ello, los coeficientes de escorrentía variarán según dichas características

2.2.2.12. Avenida de Diseño

La Avenida de Diseño es el caudal que se escoge, mediante diversas consideraciones, para dimensionar un proyecto (o una parte de él). Para su determinación se usa la información básica proporcionada por el estudio hidrológico (Estimación de Caudales) y se incorporan los conceptos correspondientes a riesgo, vulnerabilidad, importancia y costo de obra y muchos otros más, como por ejemplo el tipo de río y de puente. En nuestro país, existe escasez de datos, por lo que juegan un papel muy importante la experiencia y el buen tino del ingeniero proyectista para escoger la Avenida de Diseño. Dentro de los criterios para la selección de los valores posibles están los relativos al máximo nivel alcanzado por el agua, la capacidad del encauzamiento, si fuese el caso las máximas socavaciones y muchas otras más. (6)

La Avenida de Diseño debe escogerse de modo de garantizar la estabilidad del río y del puente y teniendo en cuenta la evaluación de los daños potenciales involucrados en una potencial falla. (6)

Se debe tener en cuenta además que los dos últimos meganiños (1983 y 1998), tuvo como característica, desde el punto de vista hidrológico y en relación con la estabilidad de las estructuras, es la aparición de avenidas de larga duración, de varios días. (6)

2.2.3. Drenaje

Los drenajes son obras hidráulicas objetivo evacuar adecuadamente el agua superficial que intercepta su infraestructura, la cual discurre por cauces

naturales o artificiales, en forma permanente o transitoria, a fin de garantizar su estabilidad y permanencia.

2.2.3.1. Sistema de Drenaje Urbano

Un sistema de drenaje urbano comprende una serie de acciones, materiales o no dirigidas al logro de los objetivos establecidos, entre los cuales resulta de mayor relevancia evitar, en la medida de lo posible, que las aguas pluviales perjudiquen a los habitantes, a las propiedades en las ciudades o afecten el normal desenvolvimiento de la vida urbana. (10)

Se entenderá como aguas pluviales, las provenientes de precipitaciones que inciden sobre las áreas urbanizadas constituyentes de la población, además estas incluyen aquellas que precipitan sobre otras zonas adyacentes, cuyo recorrido bien sea por cauces naturales, conductos artificiales, o simplemente a lo largo de su superficie, fluyen a través de la ciudad. (10)

2.2.3.2. Acciones de Drenaje Urbano

En los drenajes urbanos se pueden presentar dos tipos de acciones: preventivas y correctivas. Las de carácter preventivo, que consisten en la aplicación apropiada de estrategias que aminoran los daños de las áreas urbanas sujetas a ellos; y las de acciones correctivas, que se aplican en la medida de que las preventivas son insuficientes. (10)

2.2.3.3. Premisas para el Estudio

- ✓ Características topográficas
- ✓ Estudio de cuencas hidrográficas
- ✓ Características del cauce
- ✓ Datos de crecidas
- ✓ Evaluación de obras de drenaje existente

2.2.4. Diseño de Drenaje Pluvial

2.2.4.1. Sistemas de drenaje Pluvial

Los componentes principales de un sistema de drenaje pluvial se agrupan según la función para la cual son empleados. Así, un sistema de alcantarillado sanitario, pluvial o combinado, se integra de las partes siguientes.

a) Estructuras de Captación

Recolectan las aguas a transportar. En los sistemas de drenaje pluvial se utilizan sumideros o bocas de tormenta como estructuras de captación, aunque también pueden existir conexiones domiciliarias donde se vierta el agua de lluvia que cae en techos y patios. En los sumideros (ubicados convenientemente en puntos bajos del terreno y a cierta distancia en las calles) se coloca una rejilla o coladera para evitar el ingreso de objetos que obstruyan los conductos, por lo que son conocidas como coladeras pluviales.

b) Estructuras de Conducción

Transportan las aguas recolectadas por las estructuras de captación hacia el sitio de tratamiento o vertido. Representan la parte medular de un sistema de drenaje pluvial y se forman con conductos cerrados y abiertos conocidos como tuberías y canales, respectivamente.

c) Estructuras de Conexión y Mantenimiento

Facilitan la conexión y mantenimiento de los conductos que forman la red del sistema de drenaje pluvial, pues además de permitir la conexión de varias tuberías, incluso de diferente diámetro o material.

d) Estructuras de Vertido

Son estructuras terminales que protegen y mantienen libre de obstáculos la descarga final del sistema de alcantarillado, pues evitan posibles daños al último tramo de tubería que pueden ser causados por la corriente a donde descarga el sistema o por el propio flujo de salida de la tubería.

2.2.4.2. Trazo de la Red de Drenaje Pluvial

Por razones de economía, el trazo de una red de drenaje pluvial debe tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural. El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en aquellas zonas donde sea necesario el bombeo.

El trazo de una red de drenaje pluvial se inicia con la definición del sitio o de los sitios de vertido, a partir de los cuales puede definirse el trazo de colectores y emisores. Una vez definido esto, se traza la red de atarjeas. En ambos casos pueden elegirse varias configuraciones o trazos.

a) Configuraciones de un Sistema de Drenaje Pluvial

Se denomina configuración de un sistema de drenaje pluvial al trazo definido para los colectores y emisores de la red, el cual depende, principalmente, de la topografía de la zona, del trazo de las calles en la localidad, de la ubicación de los sitios de vertido y de la deposición final de las aguas.

Los modelos de configuración de colectores y emisores más usuales se pueden agrupar en los tipos siguientes:

✓ Modelo Perpendicular

Se utiliza en comunidades que se ubican a lo largo de una corriente, con el terreno inclinado hacia ella, por lo que las tuberías se colocan

perpendicularmente a la corriente y descargan a colectores o a la corriente. (11)

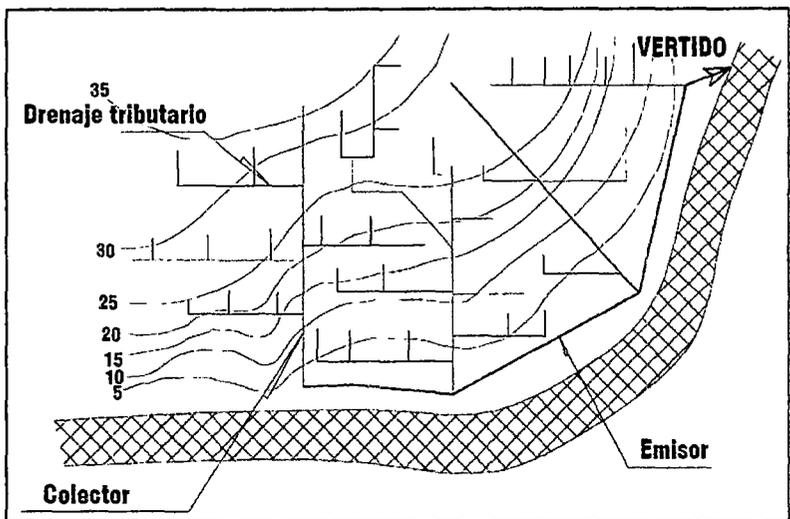


FIGURA 3: Modelo perpendicular
(Fuente: Alcantarillado Fluvial, Ignacio André Doménech)

✓ **Modelo Radial**

En este modelo la pendiente del terreno baja del centro del área por drenar hacia los extremos, por lo que la red de atarjeas descarga a colectores perimetrales que llevan el agua al sitio de vertido. (11)

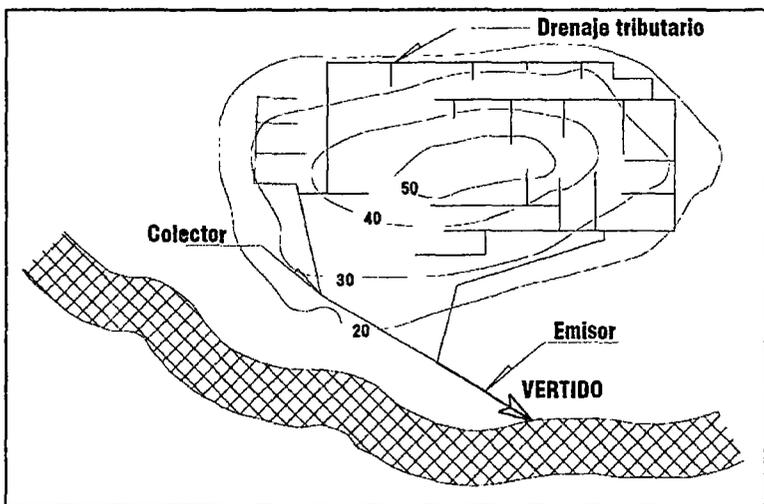


FIGURA 4: Modelo radial
(Fuente: Alcantarillado Fluvial, Ignacio André Doménech)

✓ **Modelo de Interceptores**

Se emplea para recolectar aguas pluviales en zonas curvas de nivel más o menos paralelas; el agua se capta con colectores cuyo trazo es transversal a las curvas de nivel que descargan a un interceptor o emisor que lleva agua al sitio de vertido. (11)

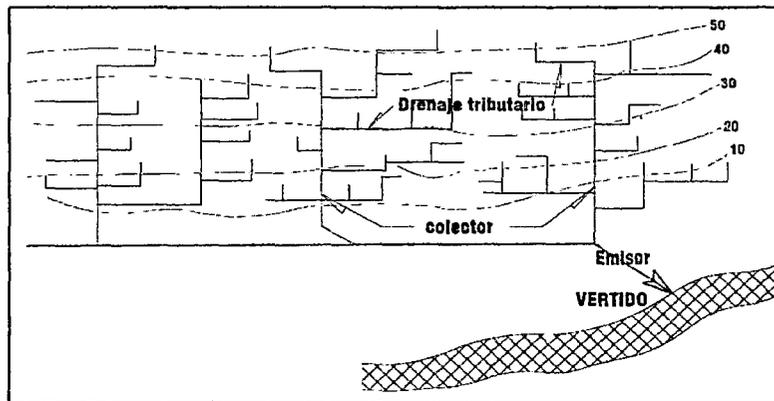


FIGURA 5: Modelo de interceptores
(Fuente: Alcantarillado Fluvial, Ignacio André Doménech)

✓ **Modelo en Abanico**

Cuando la localidad se encuentra ubicada en un valle, se traza la red de atarjeas reconociendo hacia el centro del valle y mediante un colector se traslada el agua pluvial a la zona de vertido. (11)

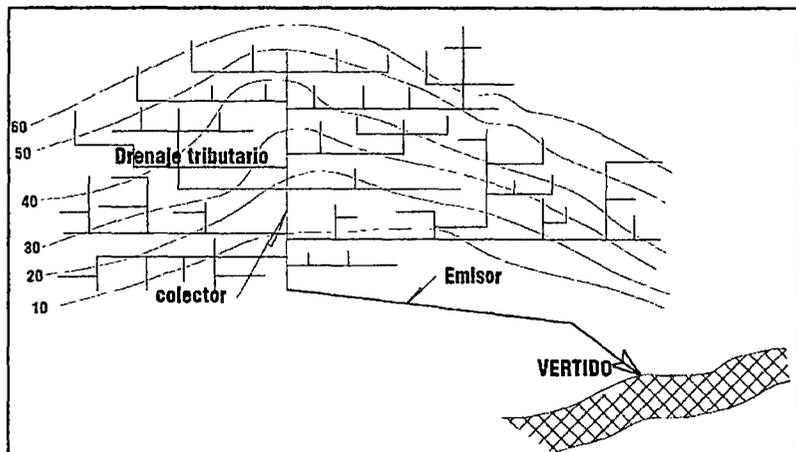


FIGURA 6: Modelo abanico
(Fuente: Alcantarillado Fluvial, Ignacio André Doménech)

2.2.4.3. Condiciones Óptimas de Diseño y de Funcionamiento Hidráulico

Durante el diseño de la red de alcantarillado, se pretende que los costos de construcción no sean elevados y, por otra parte, que la red sea funcional en aspectos relacionados con la operación y el mantenimiento de la misma.

a) Diámetro Mínimo de Tuberías

El diámetro mínimo que se recomienda para atarjeas en alcantarillado pluvial es de 40 cm, con objeto de evitar frecuentes obstrucciones en las tuberías abatiendo por consiguiente los costos de conservación y operación del sistema.

TABLA 10: Diámetro mínimo de alcantarillados pluviales

<i>Tipo de Colector</i>	<i>Diámetro Mínimo (m)</i>
Colector Troncal	0,50
Lateral Troncal	0,40*
Conductor Lateral	0,40*

Fuente: OS.060 Reglamento Nacional de Edificaciones

✓ Capacidad de tubería

Una vez que se ha calculado el caudal Q que entra en el tubo de alcantarillado utilizando la fórmula racional, se determina el diámetro del tubo D requerido para conducir dicho caudal. Es usual suponer que el tubo fluye lleno bajo condiciones gravitacionales, pero que no se presuriza, luego la capacidad del tubo puede calcularse utilizando las ecuaciones de Manning o de Hazen - Williams para el flujo en canales abiertos. Para la ecuación de Manning, el área es $A = \pi D^2/4$ y el radio hidráulico es $R = A/P = ((\pi D^2)/4)/\pi D = D/4$. La pendiente de fricción S_f se supone igual a la pendiente del lecho de la tubería, S_o , si se supone flujo uniforme y caudal puede calcularse, para flujo lleno en la tubería, como: (7)

$$Q = \frac{1}{n} S_f^{1/2} A R^{2/3} = \frac{0.3116}{n} S_f^{1/2} D^{8/3} \dots \dots \dots (33)$$

Ésta se resuelve para el diámetro requerido D como: (7)

$$D = \left(\frac{3.21 Q n}{\sqrt{S_o}} \right)^{3/8} \dots \dots \dots (34)$$

También en la práctica de ingeniería, se emplea la ecuación de Hazen – Williams que en el sistema internacional de unidades se expresa como:

$$V = 0.85 C R_H^{0.63} S_f^{0.54} \dots \dots \dots (35)$$

Donde V es la velocidad del flujo en m/s y C es el coeficiente de Hazen – Williams. (12)

De la ecuación de continuidad:

$$Q = A \cdot V \dots \dots \dots (36)$$

Sustituyendo el valor de la ecuación 35 se tiene:

$$Q = 0.85 A \cdot C \cdot R_H^{0.63} S_f^{0.54} \dots \dots \dots (37)$$

Sustituyendo en la ecuación 37 A y R_H en función de D

$$D = \left(\frac{3.58 \cdot Q}{C \cdot S_f^{0.54}} \right)^{0.38} \dots \dots \dots (38)$$

TABLA 11: Valores del coeficiente n de Manning

Material del conducto	n
Conductos cerrados	
Tubo abierto	
Cemento	0.011-0.015
Ladrillo	0.013-0.017
Hormigón	
Terminación Fina	0.012-0.014
Terminación gruesa	0.015-0.017
Tubos de hormigón	0.011-0.015
Tubo metal corrugado	0.018-0.022
Tubos PVC	0.011-0.015
Tubos de arcilla vitrificados	0.011-0.015
Canales abiertos revestidos	
Asfalto	0.013-0.017
Ladrillos	0.012-0.018
Hormigón	0.011-0.020
Rip-rap o empedrados	0.020-0.035
Pastos	0.030-0.040
Canales abiertos no revestidos	
Escavados en tierra rectos y uniformes	0.020-0.030
Con curvas	0.025-0.040
En roca	0.030-0.045
Sin mantenimiento	0.050-0.14
Canales naturales	
Sección regular	0.03-0.07
Sección irregular	0.04-0.10

Fuente: Diseño Hidrológico, S.Fattorrelli; P. Fernández

TABLA 12: Valores del Coeficiente C de Hazen-Williams

Material del conducto	C
Fundición nueva	130
5 años de servicio	120
10 años de servicio	110
20 años o más	100
Madera	120
Hormigón con encofrado metálico	140
Hormigón con encofrado de madera	120
Hormigón centrifugado	130
PVC	150

Fuente: Diseño Hidrológico, S.Fattorrelli; P. Fernández

b) Velocidad Permisible de Escurrimiento

Las velocidades límite del escurrimiento son aquellas para las cuales, por una parte se evita la sedimentación y azolvamiento de la tubería y por otra, se evita la erosión de las paredes del conducto. A estas velocidades se les

llama mínima de 0.90 m/s y máxima q se muestra en la siguiente tabla respectivamente.

TABLA 13: Velocidades Máximas para diferentes materiales de tuberías en alcantarillado

Velocidad Máxima para tuberías de alcantarillado (m/s)	
Material de la Tubería	Agua con fragmentos de Arena y Grava
Asbesto Cemento	3,0
Hierro Fundido Dúctil	3,0
Cloruro de Polivinilo	6,0
Políéster reforzado con fibra de vidrio	3,0
Arcilla Vitrificada	3,5
Concreto Armado de:	
140 Kg/cm ²	2,0
210 Kg/cm ²	3,3
250 Kg/cm ²	4,0
280 Kg/cm ²	4,3
315 Kg/cm ²	5,0
Concreto Armado de curado al vapor > 280 Kg/cm ²	6,6

Fuente: OS.060 Reglamento Nacional de Edificaciones

Para el cálculo de velocidades para regulación del flujo de agua se realizara utilizando la ecuación de Manning (ecuación 39) con datos hallados a partir de la tabla 14.

TABLA 14: Elementos geométricos en canales circulares

$\frac{y}{d_o}$	$\frac{A}{d_o^2}$	$\frac{P}{d_o}$	$\frac{R}{d_o}$	$\frac{T}{d_o}$	$\frac{D}{d_o}$	$\frac{Z}{d_o^{2.5}}$	$\frac{AR^{2/3}}{d_o^{8/3}}$
0.21	0.1199	0.9521	0.1259	0.8146	0.1472	0.0460	0.0301
0.22	0.1281	0.9764	0.1312	0.8285	0.1546	0.0503	0.0333
0.23	0.1365	1.0003	0.1364	0.8417	0.1622	0.0549	0.0359
0.24	0.1449	1.0239	0.1416	0.8542	0.1696	0.0597	0.0394
0.25	0.1535	1.0472	0.1466	0.8660	0.1774	0.0646	0.0427
0.49	0.3827	1.5508	0.2467	0.9998	0.3828	0.2366	0.1505
0.50	0.3927	1.5708	0.2500	1.0000	0.3928	0.2459	0.1558
0.51	0.4027	1.5908	0.2531	0.9998	0.4028	0.2553	0.1610
0.74	0.6231	2.0714	0.3006	0.8773	0.7104	0.5248	0.2794
0.75	0.0318	2.0944	0.3017	0.8660	0.7296	0.5392	0.2840
0.76	0.6404	2.1176	0.3025	0.8542	0.7498	0.5540	0.2888
0.99	0.7841	2.9412	0.2665	0.1990	3.9400	1.5554	0.3248
1.00	0.7854	3.1416	0.2500	0.0000	∞	∞	0.3117

Fuente: Apuntes de Hidráulica 2, Gilberto Sotelo

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots (39)$$

Dónde:

D: diámetro

y: tirante

R_h: radio hidráulico

g: aceleración de la gravedad

Q: gasto cuando el tirante y es el crítico

c) Pendientes de Diseño

La pendiente de las tuberías debe ser lo más semejante, como sea posible, a las del terreno natural con objeto de tener excavaciones mínimas.

d) Zanjas para Instalaciones de Tuberías

Las tuberías se instalan superficialmente, enterradas o una combinación de ambas dependiendo de la topografía, tipo de tubería y características del terreno.

Normalmente las tuberías para drenaje pluvial se instalan enterradas

✓ Ancho de Zanja

En la tabla 15 se indica el ancho recomendable de la zanja para diferentes diámetros de tubería.

TABLA 15: Ancho de zanja de acuerdo al diámetro de tubería a utilizar

Ancho de zanja	
Diámetro del tubo (cm)	Ancho de la zanja (cm)
30	85
38	100
45	110
61	130
75	150
90	170
107	195
122	215
152	250
183	285
213	320
244	355

Fuente: OS.060 Reglamento Nacional de Edificaciones

✓ **Profundidad de Zanja**

La profundidad de las excavaciones de zanjas para las tuberías queda definida por los factores siguientes:

PROFUNDIDAD MÍNIMA: La profundidad mínima la determina el colchón mínimo necesario para la tubería, con el fin de evitar rupturas de ésta, ocasionadas por cargas vivas.

En la práctica, se recomienda los valores siguientes para establecer el colchón mínimo.

TABLA 16: Colchón mínimo para tuberías

Colchón mínimo para tuberías	
Diámetro del tubo	Colchón mínimo (cm)
Tuberías con diámetro hasta 45cm	90
Tuberías con diámetros mayores a 45 y hasta 122cm	100
Tuberías con diámetros mayores a 122cm	150

Fuente: OS.060 Reglamento Nacional de Edificaciones

PROFUNDIDAD MÁXIMA: La profundidad máxima es en función de la topografía del lugar, evitando excavar demasiado. Si la topografía tiene pendientes fuertes, se debe hacer un estudio económico comparativo entre el costo de excavación contra el número de pozos de visita.

✓ **Plantilla o Cama**

Con el fin de satisfacer las condiciones de estabilidad y asiento de la tubería, es necesaria la construcción de un encamado en toda la longitud de la misma.

El espesor de la plantilla o cama será de 10 cm, siendo el espesor mínimo sobre el eje vertical de la tubería de 5 cm

2.3. HIPÓTESIS

HI: Diseñando un sistema de drenaje para descargas de máximo caudal, se corregirá el encauzamiento deficiente de aguas de lluvia en la comunidad 3 de Mayo de Pucarumi.

H0: Diseñando un sistema de drenaje para descargas de máximo caudal, no se corregirá el encauzamiento deficiente de aguas de lluvia en la comunidad 3 de Mayo de Pucarumi

2.4. VARIABLES DE ESTUDIO

2.4.1. Variable Independiente

Aguas pluviales

2.4.2. Variables Dependientes

Sistema de drenaje

2.5. DEFINICIÓN OPERATIVA DE VARIABLES E INDICADORES

TABLA 17: Definición operativa de variables

OBJETIVO	VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	INDICADORES
Diseñar un sistema de drenaje pluvial en la zona urbana de la Comunidad 3 de Mayo de Pucarumi para evitar daños que puedan ocasionar las precipitaciones pluviales de gran intensidad	INDEPENDIENTE	Aguas pluviales	<p>Aguas pluviales. Son las aguas provenientes de las lluvias que escurren superficialmente por el terreno</p>	<p>Las aguas pluviales se refieren a la que provienen de las precipitaciones y que discurren por las áreas urbanas</p> <ul style="list-style-type: none"> • Lluvia • Nieve • Granizo
	DEPENDIENTE	Sistema de drenaje	<p>Se conoce con éste nombre al sistema de drenaje que conduce el agua de lluvia a lugares donde se organiza su aprovechamiento</p>	<p>Diseño de estructuras destinadas a aliviar las aguas de lluvia caídas en las áreas urbanas</p> <ul style="list-style-type: none"> • Obras de conducción • Obras de control de sedimentos • Alcantarillas • Sumideros • Disipadores • Modificación en el trazado de secciones de las calles

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO 3. METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

3.1. ÁMBITO DE ESTUDIO

El departamento de Huancavelica se encuentra ubicado en la región andina (parte centro – sur del país), entre los paralelos 11° 59' 10" y 14° 07' 43" latitud sur; y entre los 74° 16' 15" y 75° 48' 55" longitud oeste del meridiano de Greenwich.

La comunidad 3 de Mayo de Pucarumi se ubica en:

Departamento : Huancavelica
 Provincia : Huancavelica
 Distrito : Ascensión

El departamento de Huancavelica limita con:

Por el Norte : Departamento de Junín.
 Por el Sur : Departamento de Ayacucho.
 Por el Este : Departamento de Ayacucho.
 Por el Oeste : Departamentos de Lima, Ica y Junín.

El área de estudio específico es: Comunidad 3 de Mayo de Pucarumi; Distrito de Ascensión; Provincia y Departamento de Huancavelica:

Por el Norte : Cerro Chulluncu
 Por el Sur : Río Ichu.
 Por el Este : Quebrada Potrero Huaicco
 Por el Oeste : AA. HH.Ccachuana

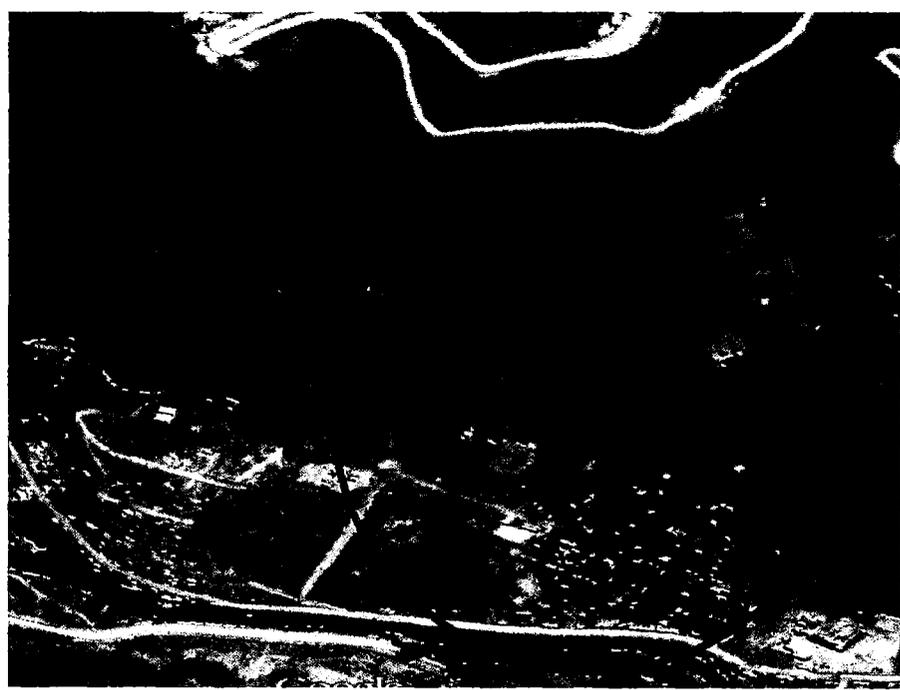
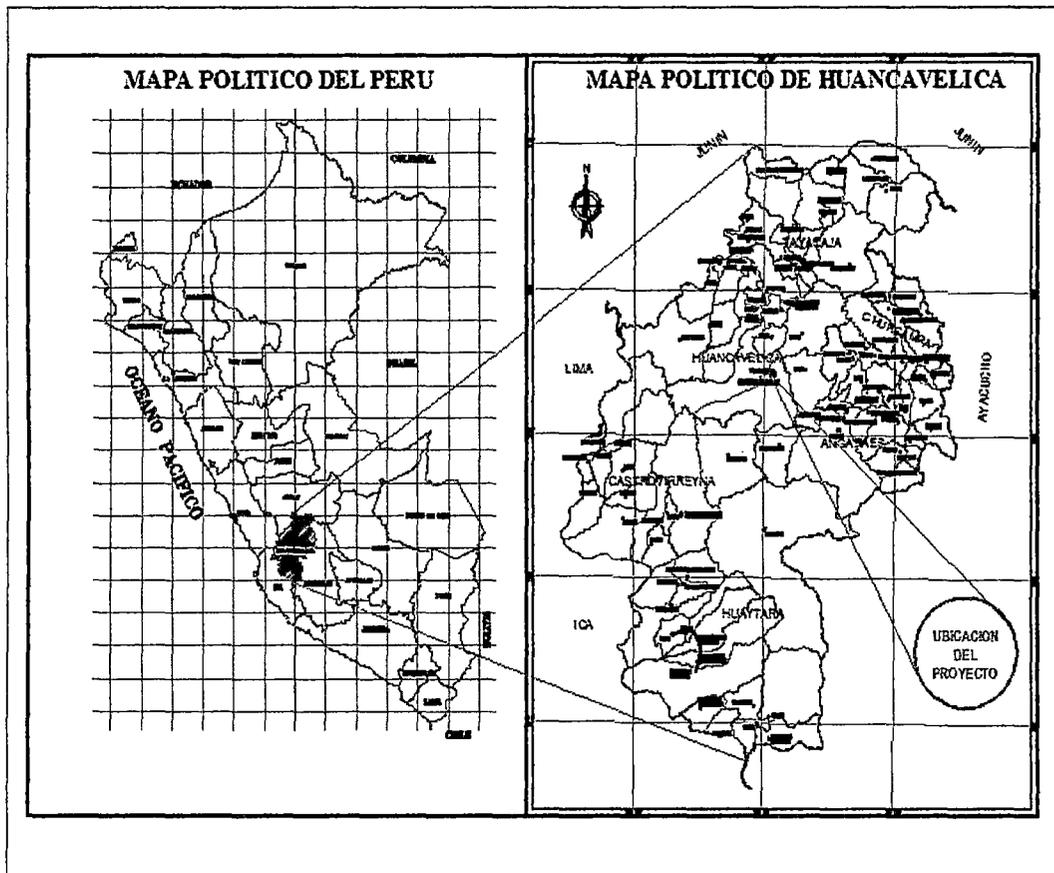


FIGURA 7: Ubicación y localización del área de estudio (Fuente: elaboración propia)

3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN

Descriptivo

3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Cuantitativo

3.4. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

Cuantitativo

3.5. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

No experimental

3.6. POBLACIÓN, MUESTRA, MUESTREO

Población: Sector Pucarumi

Área de cuenca: 465886.536 m².

Área de la zona urbana: 196042.22 m²

3.7. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

En esta fase se procederá a un amplio chequeo en documentaciones, revistas y trabajos científicos inherentes al tema en estudio, y en el contenido presente en la red mundial de información (Internet) de elementos teóricos que permitirán el desarrollo del presente trabajo de investigación.

Adicionalmente se tomaran los datos históricos del SENAMHI

3.8. PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Se realizarán los siguientes trabajos de campo:

- ✓ Uso de tierras
- ✓ Registro de precipitaciones

- ✓ Estudios hidrológicos de la microcuenca
- ✓ Identificación de tipos de vía urbana
- ✓ Determinación de patrones de escurrimiento

3.9. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

3.9.1. Delimitación de Cuenca

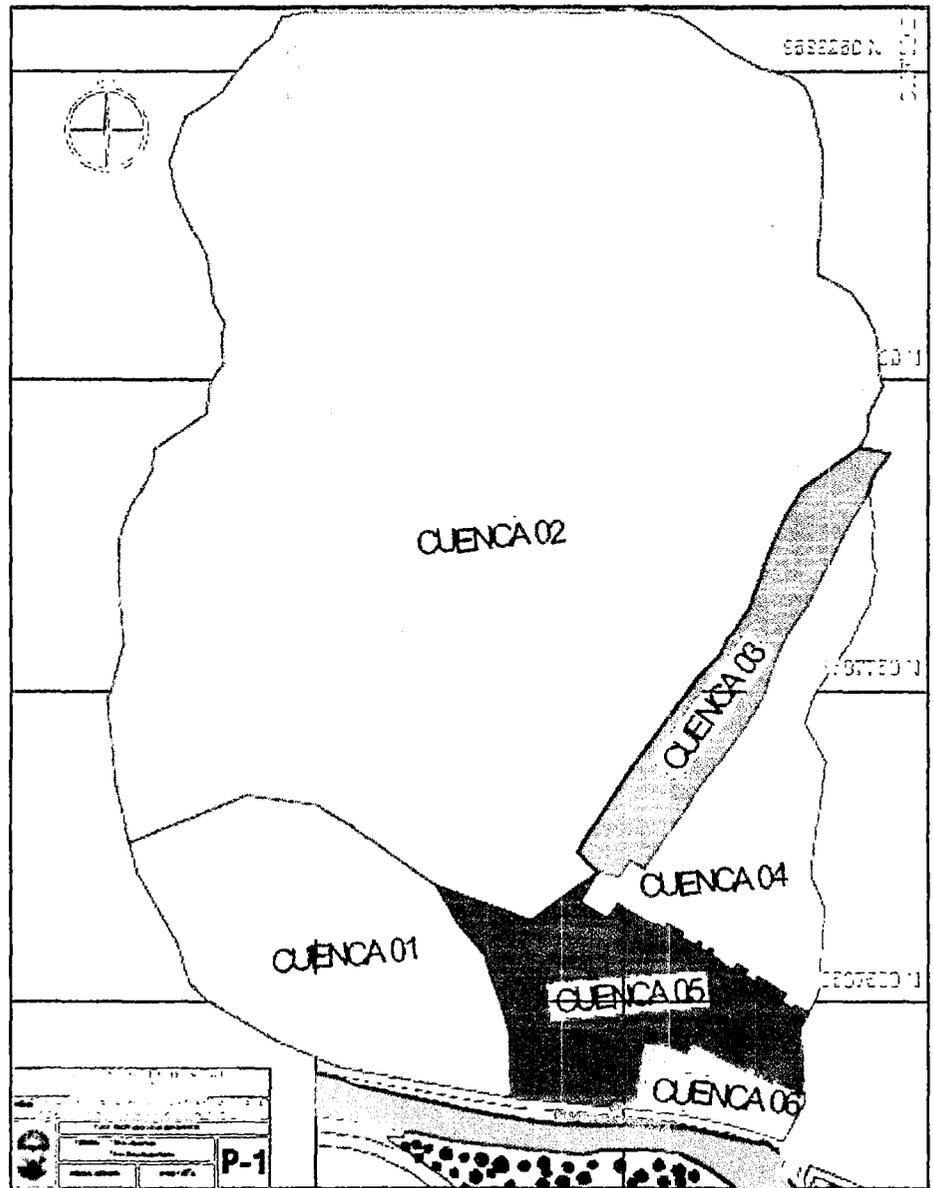


FIGURA 8: Delimitación de las microcuencas (Fuente: elaboración propia)

3.9.2. Área de la Cuenca

El área de la cuenca en estudio se divide en 6 microcuencas debido a que cuentan con fronteras de flujo las cuales están determinadas por la infraestructura urbana.

TABLA 18: Área de microcuencas

CUENCA	ÁREA	
	m2	km2
1	46617.423	0.0466
2	333369.780	0.3334
3	19593.066	0.0196
4	30386.050	0.0304
5	29095.916	0.0291
6	6824.300	0.0068
TOTAL	465886.536	0.466

Fuente: Elaboración Propia

3.9.3. Perímetro de la Cuenca

Perímetro de la cuenca es:

TABLA 19: Perímetro total de la cuenca

CUENCA
PERÍMETRO (m)
2757.37

FUENTE: Elaboración Propia

3.9.4. Índice de Compacidad de la Cuenca

Se halla utilizando la ecuación 01:

$$K_C = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

$$K_C = 0.282 \frac{2757.37}{\sqrt{465886.54}} = 1.14$$

El resultado nos da a entender que es una cuenca alargada.

3.9.5. Pendiente del Principal

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal, dado que está pendiente varía a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media; para ello, existen varios métodos, pero para nuestro estudio utilizaremos el método de Taylor-Schwarz (ecuación 04). Éste método consiste en dividir en m tramos el cauce o colector principal, lo suficientemente pequeños en longitud para que en ellos sea aceptable como pendiente promedio (S_c) el cociente h/l , donde h es su desnivel y l su longitud común, ambas en metros. (3)

$$S_c = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{s_n}}} \right]^2$$

3.9.5.1. Calculo de la Pendiente del Cauce Principal de la Cuenca 01

TABLA 20: Pendientes por tramos de la cuenca 1

TRAMO	LON. (m)	L. ACUM.	ELEVACION (m.s.n.m.)	DESNIVEL (m)	PENDIENTE (m/m)	%	
1	2	227.94	3668.52	1.82	0.008	0.8%	
2	3	42.64	227.94	3670.34	1.51	0.035	3.5%
3	4	48.81	270.58	3671.85	2.94	0.060	6.0%
4	5	98.98	319.39	3674.79	15.26	0.154	15.4%
5	6	76.22	418.37	3690.05	1.73	0.023	2.3%
6	-	494.59	3691.78				

Fuente: Elaboración Propia

Sustituyendo estos valores en la fórmula de Taylor – Schwarz (ecuación 01), se obtiene como resultado lo siguiente:

$$S_c = \left[\frac{5}{\frac{1}{\sqrt{0.008}} + \frac{1}{\sqrt{0.035}} + \frac{1}{\sqrt{0.060}} + \frac{1}{\sqrt{0.154}} + \frac{1}{\sqrt{0.023}}} \right]^2 = 0.028 = 2.8\%$$

En la figura 9, se observa el perfil del cauce principal de la cuenca 1, cuya pendiente promedio es del 2.8%.

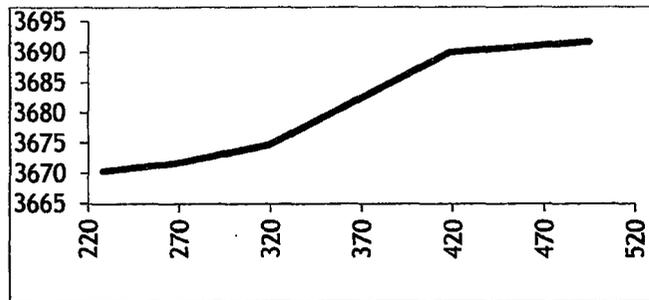


FIGURA 9: Pendiente media de la cuenca 1
FUENTE: Elaboración Propia

3.9.5.2. Cálculo de la Pendiente del Cauce Principal de la Cuenca 02

TABLA 21: Pendiente por tramos de la cuenca 2

TRAMO	LONG.(m)	L. ACUM.	ELEVACION (m.s.n.m.)	DESNIVEL (m)	PENDIENTE (m/m)	%
1	2	45.51	3681.05	0.60	0.013	1.3%
2	3	45.99	3681.65	1.02	0.022	2.2%
3	4	48.01	3682.67	3.90	0.081	8.1%
4	5	48.01	3686.57	4.75	0.099	9.9%
5	6	118.53	3691.32	17.12	0.144	14.4%
6	7	38.6	3708.44	6.26	0.162	16.2%
7	8	99.28	3714.70	4.97	0.050	5.0%
8	9	39.97	3719.67	0.82	0.021	2.1%
9	-	483.90	3720.49			

Fuente: Elaboración Propia

Sustituyendo estos valores en la fórmula de Taylor – Schwarz (ecuación 01), se obtiene como resultado lo siguiente:

$$S_c = \left[\frac{7}{\frac{1}{\sqrt{0.013}} + \frac{1}{\sqrt{0.022}} + \frac{1}{\sqrt{0.0081}} + \frac{1}{\sqrt{0.099}} + \frac{1}{\sqrt{0.144}} + \frac{1}{\sqrt{0.162}} + \frac{1}{\sqrt{0.050}} + \frac{1}{\sqrt{0.021}}} \right]^2$$

$$S_c = 0.043 = 4.3\%$$

En la figura 10, se observa el perfil del cauce principal de la cuenca 2, cuya pendiente promedio es del 4.3%.

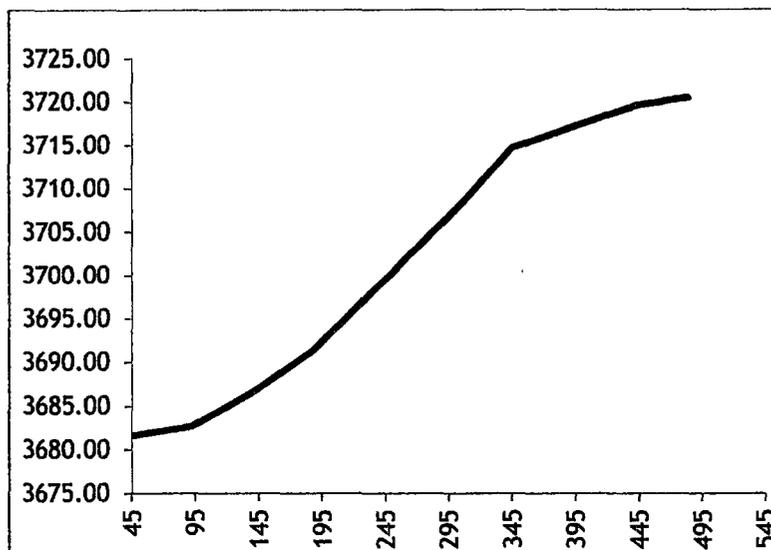


FIGURA 10: Pendiente media de la cuenca 2
FUENTE: Elaboración Propia

3.9.5.3. Cálculo de la Pendiente del Cauce Principal de la Cuenca 03

TABLA 22: Pendiente por tramos de la cuenca 3

TRAMO	LONG. (m)	L. ACUM.	ELEVACION (m.s.n.m.)	DESNIVEL (m)	PENDIENTE (m/m)	%	
1	2	93.24	3681.05	8.29	0.089	8.9%	
2	3	87.74	93.24	3689.34	10.02	0.114	11.4%
3	-	180.98	3699.36				

Fuente: Elaboración Propia

Sustituyendo estos valores en la fórmula de Taylor – Schwarz (ecuación 01), se obtiene como resultado lo siguiente:

$$S_c = \left[\frac{2}{\frac{1}{\sqrt{0.089}} + \frac{1}{\sqrt{0.114}}} \right]^2 = 0.100 = 10\%$$

En la figura 11, se observa el perfil del cauce principal de la cuenca 3, cuya pendiente promedio es del 10%.

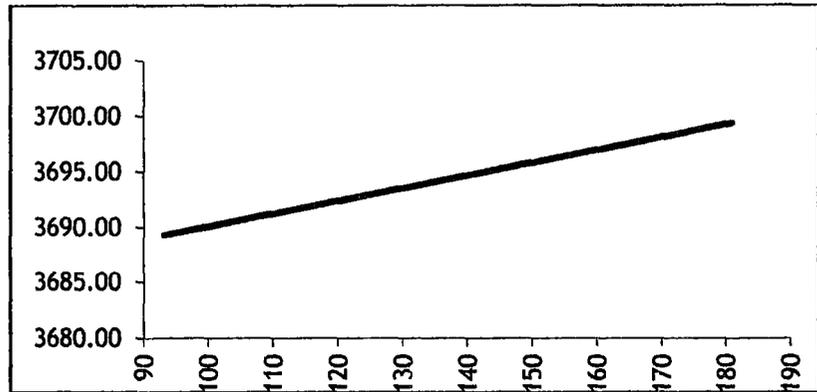


FIGURA 11: Pendiente media de la cuenca 3
Fuente: Elaboración Propia

3.9.5.4. Cálculo de la Pendiente del Cauce Principal de la Cuenca 04

TABLA 23: Pendiente por tramos de la cuenca 4

TRAMO	LONG. (m)	L. ACUM.	ELEVACION (m.s.n.m.)	DESNIVEL (m)	PENDIENTE (m/m)	%
1	2	60.79	3681.05	2.96	0.049	4.9%
2	3	89.34	3684.01	9.58	0.107	10.7%
3	4	150.13	3693.59	16.73	0.193	19.3%
4	-	236.65	3710.32			

Fuente: Elaboración Propia

Sustituyendo estos valores en la fórmula de Taylor – Schwarz (ecuación 01), se obtiene como resultado lo siguiente:

$$S_c = \left[\frac{3}{\frac{1}{\sqrt{0.049}} + \frac{1}{\sqrt{0.107}} + \frac{1}{\sqrt{0.193}}} \right]^2 = 0.093 = 9.3\%$$

En la figura 12, se observa el perfil del cauce principal de la cuenca 4, cuya pendiente promedio es del 9.3%.

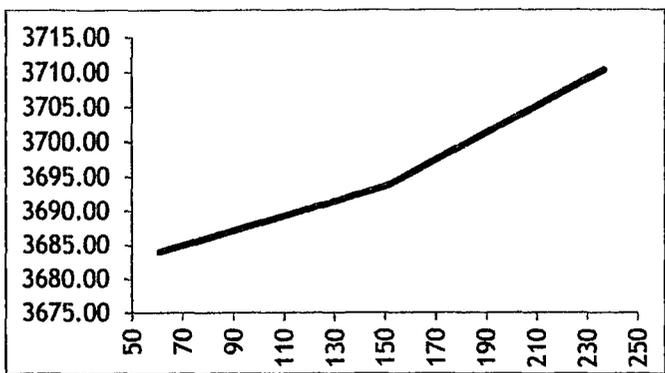


FIGURA 12: Pendiente media de la cuenca 4
FUENTE: Elaboración Propia

3.9.5.5. Cálculo de la Pendiente del Cauce Principal de la Cuenca 05

TABLA 24: Pendiente por tramos de la cuenca 5

TRAMO	LONG. (m)	L. ACUM.	ELEVACION (m.s.n.m.)	DESNIVEL (m)	PEND. (m/m)	%	
1	2	48.03	3668.08	2.02	0.042	4.2%	
2	3	42.65	48.03	3670.10	0.83	0.019	1.9%
3	4	33.32	90.68	3670.93	1.43	0.043	4.3%
4	5	64.76	124.00	3672.36	0.52	0.008	0.8%
5	6	63.11	188.76	3672.88	0.20	0.003	0.3%
6	7	54.87	251.87	3673.08	0.24	0.004	0.4%
7	-	306.74	3673.32				

Fuente: Elaboración Propia

Sustituyendo estos valores en la fórmula de Taylor – Schwarz (ecuación 01), se obtiene como resultado lo siguiente:

$$S_c = \left[\frac{6}{\frac{1}{\sqrt{0.042}} + \frac{1}{\sqrt{0.019}} + \frac{1}{\sqrt{0.043}} + \frac{1}{\sqrt{0.008}} + \frac{1}{\sqrt{0.003}} + \frac{1}{\sqrt{0.004}}} \right]^2$$

$$S_c = 0.010 = 1\%$$

En la figura 13, se observa el perfil del cauce principal de la cuenca 5, cuya pendiente promedio es del 1%.

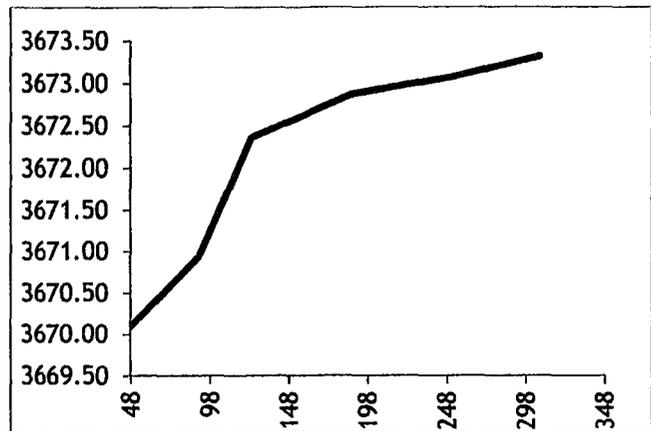


FIGURA 13: Pendiente media de la cuenca 5
Fuente: Elaboración Propia

3.9.5.6. Cálculo de la Pendiente del Cauce Principal de la Cuenca 06

TABLA 25: Pendiente por tramos de la cuenca 6

TRAMO	LONG. (m)	L. ACUM.	ELEVACION (m.s.n.m.)	DESNIVEL (m)	PEND. (m/m)	%	
1	2	54.40	3668.08	0.31	0.006	0.6%	
2	3	39.2	54.40	3668.39	0.39	0.010	1.0%
3	4	45.23	93.60	3668.78	0.57	0.013	1.3%
4	-	138.83	3669.35				

Fuente: Elaboración Propia

Sustituyendo estos valores en la fórmula de Taylor – Schwarz (ecuación 01), se obtiene como resultado lo siguiente:

$$S_c = \left[\frac{6}{\frac{1}{\sqrt{0.006}} + \frac{1}{\sqrt{0.010}} + \frac{1}{\sqrt{0.013}}} \right]^2 = 0.009 = 0.9\%$$

En la figura XX, se observa el perfil del cauce principal de la cuenca 6, cuya pendiente promedio es del 0.9%.

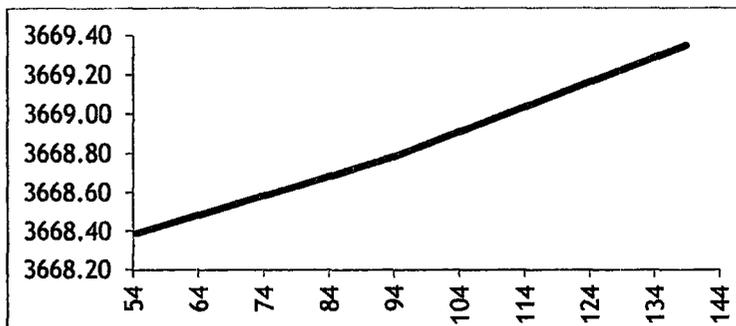


FIGURA 14: Pendiente media de la cuenca 6
FUENTE: Elaboración Propia

3.9.6. Cálculo del Numero N de la Curva De Escurrimiento

Para el cálculo del N se tomó en consideración el grupo de suelo a la que pertenece la cuenca y las condiciones de antecedentes de humedad, en función a ello se tomaron los valores correspondientes a cada espacio existente en la zona en estudio.

3.9.6.1. Cálculo del Numero N de la Cuenca 1

En la cuenca 1, se tienen 3 distintos usos de suelo (Ver tabla 7). Se cuenta con área de tierras para cultivos, zonas residenciales (con área techada importante), dos tipos de calles: pavimentadas y calles de tierra. El numero N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca.

TABLA 26: Cálculo del número de curva N de la cuenca 1

USO DE SUELO	AREA (m2)	N	AREA*N (m2)
<i>Tierra cultivada sin tratamiento de conservación</i>	38388.58	81	3109475.37
<i>Residencial de familias individuales</i>	2013.14	85	171116.56
<i>Techos</i>	409.55	98	40135.72
<i>Calles pavimentadas</i>	1072.72	98	105126.32
<i>Calles de Tierra</i>	4733.44	82	388141.81
SUMA	46617.42		3813995.79

Fuente: Elaboración Propia

$$N = \frac{(3813995)m^2}{46617.42 m^2} = 81.81 \sim 82$$

3.9.6.2. Cálculo del Numero N de la Cuenca 2

En la cuenca 2, se tienen 4 distintos usos de suelo (Ver tabla 7). Se cuenta con área de tierras para cultivos, zonas residenciales (con área techada importante), un centro de salud y calles de tierra. El numero N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca.

TABLA 27: Calculo del número de curva N de la cuenca 2

USO DE SUELO	AREA (m2)	N	AREA*N (m2)
<i>Tierra cultivada sin tratamiento de conservación</i>	252807.42	81	20477401.02
<i>Areas abierta: centro de salud</i>	7527.4800	85	639835.80
<i>Residencial de familias individuales</i>	46591.16	98	4565933.68
<i>Techos</i>	627.07	98	61452.86
<i>Calles de Tierra</i>	25816.65	82	2116965.30
SUMA	333369.78		27861588.66

Fuente: Elaboración Propia

$$N = \frac{(27861588.66)m^2}{333369.78 m^2} = 83.58 \sim 84$$

3.9.6.3. Cálculo del Numero N de la Cuenca 3

En la cuenca 3, se tienen 3 distintos usos de suelo (Ver tabla 7). Se cuenta con área de tierras para cultivos, zonas residenciales (con área techada importante) y calles de tierra. El numero N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca.

TABLA 28: Cálculo del número de curva N de la cuenca 3

USO DE SUELO	AREA (m ²)	N	AREA*N (m ²)
<i>Tierra cultivada sin tratamiento de conservación</i>	9823.19	81	795678.33
<i>Residencial de familias individuales</i>	6935.10	85	589483.20
<i>Techos</i>	729.26	98	71467.33
<i>Calles de Tierra</i>	2105.52	82	172652.81
SUMA	19593.07		1629281.68

Fuente: Elaboración Propia

$$N = \frac{(1629281.68)m^2}{19593.07 m^2} = 83.16 \sim 83$$

3.9.6.4. Cálculo del Número N de la Cuenca 4

En la cuenca 4, se tienen 4 distintos usos de suelo (Ver tabla 7). Se cuenta con área de tierras para cultivos, zonas residenciales (con área techada importante), un parque y calles de tierra. El número N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca.

TABLA 29: Cálculo del número de curva N de la cuenca 4

USO DE SUELO	AREA (m ²)	N	AREA*N (m ²)
<i>Tierra cultivada sin tratamiento de conservación</i>	7001.68	81	567136.08
<i>Áreas abierta: parque</i>	740.66	69	51105.54
<i>Residencial de familias individuales</i>	13793.21	85	1172422.85
<i>Techos</i>	2349.18	98	230219.64
<i>Calles de Tierra</i>	6501.32	82	533108.24
SUMA	30386.05		2553992.35

Fuente: Elaboración Propia

$$N = \frac{(2553992.35)m^2}{30386.05 m^2} = 84.05 \sim 84$$

3.9.6.5. Cálculo del Número N de la Cuenca 5

En la cuenca 5, se tienen 4 distintos usos de suelo (Ver tabla 7). Se cuenta con área de tierras para cultivos, zonas residenciales (con área techada importante), un campo deportivo y calles pavimentadas y de tierra. El número N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca.

TABLA 30: cálculo del número de curva N de la cuenca 5

USO DE SUELO	AREA (m2)	N	AREA*N (m2)
<i>Tierra cultivada sin tratamiento de conservación</i>	1582.27	81	128164.15
<i>Áreas abiertas campos deportivos</i>	5538.30	89	492909.00
<i>Residencial de familias individuales</i>	12399.49	85	1053956.24
<i>Techos</i>	2891.57	98	283373.50
<i>Calles pavimentadas</i>	698.44	98	68446.88
<i>Calles de Tierra</i>	5985.85	82	490839.70
SUMA	29095.916		2517689.48

Fuente: Elaboración Propia

$$N = \frac{(2517689.48)m^2}{29095.92 m^2} = 86.53 \sim 87$$

3.9.6.6. Cálculo del Número N de la Cuenca 6

En la cuenca 4, se tienen 4 distintos usos de suelo (Ver tabla 7). Se cuenta con área de tierras para cultivos, zonas residenciales (con área techada importante), un campo deportivo y calles pavimentadas y de tierra. El número N ponderado lo obtenemos sumando los productos del área por su respectivo número N y dividiendo esta sumatoria entre el área total de la cuenca.

TABLA 31: Cálculo del número de curva N de la cuenca 6

USO DE SUELO	AREA (m2)	N	AREA*N
<i>Residencial de familias individuales</i>	4698.04	85	399333.40
<i>Techos</i>	670.30	98	65689.40
<i>Calles pavimentadas</i>	995.04	98	97513.92
<i>Calles de Tierra</i>	460.92	82	37795.44
SUMA	6824.30		600332.16

Fuente: Elaboración Propia

$$N = \frac{(600332.16)m^2}{6824.30 m^2} = 87.97 \sim 88$$

3.9.7. Cálculo Del Coeficiente De Escurrimiento

3.9.7.1. Método 1:

Se hizo el cálculo del coeficiente de escurrimiento "C" tomando en consideración el uso del área drenada según la tabla 8.

a) Coeficiente de Escurrimiento Para La Cuenca1

El cálculo realizado para el "C" de la cuenca 1 es el ponderado del producto de los tipos de uso de suelo con su respectivo coeficiente de escurrimiento tomado de la tabla 8 entre el área total de la cuenca.

TABLA 32: Cálculo del coeficiente de escurrimiento C de la cuenca 1

USO DE SUELO	AREA (m2)	C	AREA*C (m2)
<i>Tierra cultivada sin tratamiento de conservación</i>	38388.58	0.5	19194.29
<i>Residencial de familias individuales</i>	2013.14	0.4	805.25
<i>Techos</i>	409.55	0.85	348.12
<i>Calles pavimentadas</i>	1072.72	0.85	911.81
<i>Calles de Tierra</i>	4733.44	0.75	3550.08
SUMA	46617.42		24809.55

Fuente: Elaboración Propia

$$C = \frac{(24809.55)m^2}{46617.42 m^2} = 0.53$$

b) Coeficiente de Escurrimiento para la Cuenca 2

El cálculo realizado para el "C" de la cuenca 2 es el ponderado del producto de los tipos de uso de suelo con su respectivo coeficiente de escurrimiento tomado de la tabla 8 entre el área total de la cuenca.

TABLA 33: Cálculo del coeficiente de escurrimiento C de la cuenca 2

USO DE SUELO	AREA (m ²)	C	AREA*C
<i>Tierra cultivada sin tratamiento de conservación</i>	252807.42	0.5	126403.71
<i>Área abierta: centro de salud</i>	7527.4800	0.35	2634.62
<i>Residencial de familias individuales</i>	46591.16	0.4	18636.46
<i>Techos</i>	627.07	0.85	533.01
<i>Calles de Tierra</i>	25816.65	0.75	19362.49
SUMA	333369.78		167570.29

Fuente: Elaboración Propia

$$C = \frac{(167570.29)m^2}{333369.78 m^2} = 0.50$$

c) Coeficiente de Escurrimiento para la Cuenca 3

El cálculo realizado para el "C" de la cuenca 3 es el ponderado del producto de los tipos de uso de suelo con su respectivo coeficiente de escurrimiento tomado de la tabla 8 entre el área total de la cuenca.

TABLA 34: Cálculo del coeficiente de escurrimiento C de la cuenca 3

USO DE SUELO	AREA (m ²)	C	AREA*C (m ²)
<i>Tierra cultivada sin tratamiento de conservación</i>	9823.19	0.50	4911.59
<i>Residencial de familias individuales</i>	6935.10	0.40	2774.04
<i>Techos</i>	729.26	0.85	619.87
<i>Calles de Tierra</i>	2105.52	0.75	1579.14
SUMA	19593.07		9884.64

Fuente: Elaboración Propia

$$C = \frac{(9884.64)m^2}{19593.07 m^2} = 0.50$$

d) Coeficiente de Escurrimiento para la Cuenca 4

El cálculo realizado para el "C" de la cuenca 4 es el ponderado del producto de los tipos de uso de suelo con su respectivo coeficiente de escurrimiento tomado de la tabla 8 entre el área total de la cuenca.

TABLA 35: Cálculo del coeficiente de escurrimiento C de la cuenca 4

USO DE SUELO	AREA (m ²)	C	AREA*C (m ²)
<i>Tierra cultivada sin tratamiento de conservación</i>	7001.68	0.50	3500.84
<i>Áreas abierta: parque</i>	740.66	0.25	185.17
<i>Residencial de familias individuales</i>	13793.21	0.40	5517.28
<i>Techos</i>	2349.18	0.85	1996.80
<i>Calles de Tierra</i>	6501.32	0.75	4875.99
SUMA	30386.05		16076.08

Fuente: Elaboración Propia

$$C = \frac{(16076.08)m^2}{30386.05 m^2} = 0.53$$

e) Coeficiente de Escurrimiento para la Cuenca 5

El cálculo realizado para el "C" de la cuenca 5 es el ponderado del producto de los tipos de uso de suelo con su respectivo coeficiente de escurrimiento tomado de la tabla 8 entre el área total de la cuenca.

TABLA 36: Cálculo del coeficiente de escurrimiento C de la cuenca 5

USO DE SUELO	AREA (m ²)	C	AREA*C (m ²)
<i>Tierra cultivada sin tratamiento de conservación</i>	1582.27	0.50	791.14
<i>Áreas abiertas campos deportivos</i>	5538.30	0.90	4984.47
<i>Residencial de familias individuales</i>	12399.49	0.40	4959.79
<i>Techos</i>	2891.57	0.85	2457.83
<i>Calles pavimentadas</i>	698.44	0.85	593.67
<i>Calles de Tierra</i>	5985.85	0.75	4489.39
SUMA	29095.92		18276.29

Fuente: Elaboración Propia

$$C = \frac{(18276.29)m^2}{29095.92 m^2} = 0.63$$

f) Coeficiente de Escurrimiento para la Cuenca 6

El cálculo realizado para el "C" de la cuenca 6 es el ponderado del producto de los tipos de uso de suelo con su respectivo coeficiente de escurrimiento tomado de la tabla 8 entre el área total de la cuenca.

TABLA 37: Cálculo del coeficiente de escurrimiento C de la cuenca 6

USO DE SUELO	AREA (m2)	C	AREA*C
<i>Residencial de familias individuales</i>	4698.04	0.40	1879.22
<i>Techos</i>	670.30	0.85	569.76
<i>Calles pavimentadas</i>	995.04	0.85	845.78
<i>Calles de Tierra</i>	460.92	0.75	345.69
SUMA	6824.30		3640.45

Fuente: Elaboración Propia

$$C = \frac{(3640.45)m^2}{6824.30 m^2} = 0.53$$

3.9.7.2. Método 2:

Se hizo el cálculo del coeficiente de escurrimiento "C" tomando en consideración el uso del área drenada y el periodo de retorno de 10 años según la tabla 9.

a) Coeficiente de Escurrimiento para la Cuenca 1

El cálculo realizado para el "C" de la cuenca 1 es el ponderado del producto de los tipos de uso de suelo con su respectivo coeficiente de escurrimiento tomado de la tabla 9 entre el área total de la cuenca.

TABLA 38: Cálculo del coeficiente de escurrimiento C de la cuenca 1

USO DE SUELO	AREA (m2)	C	AREA*C (m2)
<i>Tierra cultivada sin tratamiento de conservación</i>	38388.58	0.41	15739.32
<i>Residencial de familias individuales</i>	2013.14	0.50	1006.57
<i>Techos</i>	409.55	0.90	368.59
<i>Calles pavimentadas</i>	1072.72	0.90	965.45
<i>Calles de Tierra</i>	4733.44	0.88	4165.42
SUMA	46617.42		22245.35

Fuente: Elaboración Propia

$$C = \frac{(22245.35)m2}{46617.42 m2} = 0.48$$

b) Coeficiente de Escurrimiento para la Cuenca 2

El cálculo realizado para el "C" de la cuenca 2 es el ponderado del producto de los tipos de uso de suelo con su respectivo coeficiente de escurrimiento tomado de la tabla 9 entre el área total de la cuenca.

TABLA 39: Cálculo del coeficiente de escurrimiento C de la cuenca 2

USO DE SUELO	AREA (m2)	C	AREA*C
<i>Tierra cultivada sin tratamiento de conservación</i>	252807.42	0.41	103651.04
<i>Área abierta: centro de salud</i>	7527.48	0.60	4516.49
<i>Residencial de familias individuales</i>	46591.16	0.50	23295.58
<i>Techos</i>	627.07	0.90	564.36
<i>Calles de Tierra</i>	25816.65	0.88	22718.65
SUMA	333369.78		154746.13

Fuente: Elaboración Propia

$$C = \frac{(154746.13)m2}{333369.78 m2} = 0.46$$

c) Coeficiente de Escurrimiento para la Cuenca 3

El cálculo realizado para el "C" de la cuenca 3 es el ponderado del producto de los tipos de uso de suelo con su respectivo coeficiente de escurrimiento tomado de la tabla 9 entre el área total de la cuenca.

TABLA 40: Cálculo del coeficiente de escurrimiento C de la cuenca 3

USO DE SUELO	AREA (m2)	C	AREA*C (m2)
<i>Tierra cultivada sin tratamiento de conservación</i>	9823.19	0.41	4027.51
<i>Residencial de familias individuales</i>	6935.10	0.50	3467.55
<i>Techos</i>	729.26	0.90	656.33
<i>Calles de Tierra</i>	2105.52	0.88	1852.86
SUMA	19593.07		10004.25

Fuente: Elaboración Propia

$$C = \frac{(10004.25)m^2}{19593.07 m^2} = 0.51$$

d) Coeficiente de Escurrimiento para la Cuenca 4

El cálculo realizado para el "C" de la cuenca 4 es el ponderado del producto de los tipos de uso de suelo con su respectivo coeficiente de escurrimiento tomado de la tabla entre el área total de la cuenca.

TABLA 41: Cálculo del coeficiente de escurrimiento C de la cuenca 4

USO DE SUELO	AREA (m2)	C	AREA*C (m2)
<i>Tierra cultivada sin tratamiento de conservación</i>	7001.68	0.41	2870.69
<i>Área abierta: parque</i>	740.66	0.35	259.23
<i>Residencial de familias individuales</i>	13793.21	0.50	6896.61
<i>Techos</i>	2349.18	0.90	2114.26
<i>Calles de Tierra</i>	6501.32	0.88	5721.16
SUMA	30386.05		17861.95

Fuente: Elaboración Propia

$$C = \frac{(17861.95)m^2}{30386.05 m^2} = 0.59$$

e) Coeficiente de Escurrimiento para la Cuenca 5

El cálculo realizado para el "C" de la cuenca 5 es el ponderado del producto de los tipos de uso de suelo con su respectivo coeficiente de escurrimiento tomado de la tabla 9 entre el área total de la cuenca.

u

TABLA 42: Cálculo del coeficiente de escurrimiento C de la cuenca 5

USO DE SUELO	AREA (m2)	C	AREA*C (m2)
<i>Tierra cultivada sin tratamiento de conservación</i>	1582.27	0.41	648.73
<i>Área abiertas campos deportivos</i>	5538.30	0.88	4873.71
<i>Residencial de familias individuales</i>	12399.49	0.50	6199.74
<i>Techos</i>	2891.57	0.90	2602.41
<i>Calles pavimentadas</i>	698.44	0.90	628.59
<i>Calles de Tierra</i>	5985.85	0.88	5267.55
SUMA	29095.92		20220.73

Fuente: Elaboración Propia

$$C = \frac{(20220.73)m2}{29095.92 m2} = 0.69$$

f) Coeficiente de Escurrimiento para la Cuenca 6

El cálculo realizado para el "C" de la cuenca 6 es el ponderado del producto de los tipos de uso de suelo con su respectivo coeficiente de escurrimiento tomado de la tabla 9 entre el área total de la cuenca.

TABLA 43: Cálculo del coeficiente de escurrimiento C de la cuenca 6

USO DE SUELO	AREA (m2)	C	AREA*C
<i>Residencial de familias individuales</i>	4698.04	0.50	2349.02
<i>Techos</i>	670.30	0.9	603.27
<i>Calles pavimentadas</i>	995.04	0.9	895.536
<i>Calles de Tierra</i>	460.92	0.88	405.61
SUMA	6824.30		4253.44

Fuente: Elaboración Propia

$$C = \frac{(4253.44)m2}{6824.30 m2} = 0.62$$

3.9.8. Cálculo del Tiempo de Concentración(Tc) Mediante Fórmulas Empíricas

Cálculo del tiempo de concentración con las formulas empiricas de la tabla 5.

3.9.8.1. A Partir de "C" del Método 1

TABLA 44: Tiempo de concentración en minutos a partir de C (método 1)

CUENCA	C MÉT. 1	L TUB. (m)	L CAUCE PRINC. (km)	S TERRENO (m/m)	S CAUCE PRINC. (m/km)	N	FÓRMULAS EMPÍRICAS (Tc)			PROM. Tc (min)
							AFA	CARTER	SCS	
C1	0.53	1240.86	0.495	3.94	28.22	82	8.91	10.98	26.11	15.33
C2	0.50	2021.27	0.484	7.47	42.78	84	9.67	9.57	19.49	12.91
C3	0.50	356.71	0.181	5.56	100.37	83	4.47	4.11	5.99	4.86
C4	0.53	574.40	0.237	6.07	92.58	84	5.28	4.94	7.48	5.90
C5	0.63	448.83	0.307	8.38	9.70	87	3.46	11.36	25.55	13.46
C6	0.53	215.75	0.139	3.35	8.69	88	3.91	7.30	13.79	8.33

Fuente: Elaboración Propia

3.9.8.2. A Partir de "C" del Método 2

TABLA 45: Tiempo de concentración en minutos a partir de C (método 2)

CUENCA	C MÉT. 2	L TUB. (m)	L CAUCE PRINC. (km)	S TERRENO (m/m)	S CAUCE PRINC. (m/km)	N	FÓRMULAS EMPÍRICAS (Tc)			PROM. Tc (min)
							AFA	CARTER	SCS	
C1	0.48	1240.86	0.495	3.94	28.2198	82	9.78	10.98	26.11	15.62
C2	0.46	2021.27	0.484	7.47	42.7826	84	10.29	9.57	19.49	13.12
C3	0.51	356.71	0.181	5.56	100.3717	83	4.42	4.11	5.99	4.84
C4	0.59	574.40	0.237	6.07	92.5796	84	4.74	4.94	7.48	5.72
C5	0.69	448.83	0.307	8.38	9.7017	87	2.97	11.36	25.55	13.29
C6	0.62	215.75	0.139	3.35	8.6907	88	3.29	7.30	13.79	8.13

Fuente: Elaboración Propia

3.9.9. Estadística Hidrológica para Precipitaciones Máximas

Tabla 46 de registro de precipitación máxima en 24 horas en la estación de Huancavelica ubicado en Latitud 12° 46', Longitud 75° 2' a 3860m.s.n.m.

TABLA 46: Registro de precipitaciones máximas en 24 horas estación Callqui

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PP(MAX)
1988	18.50	20.40	19.50	12.90	5.00	2.00	0.00	0.00	6.70	8.70	14.00	25.00	25.00
1989	17.00	10.00	19.20	10.20	5.90	6.80	2.00	9.40	10.30	25.30	18.10	5.60	25.30
1990	24.40	6.90	16.70	9.80	9.70	14.40	5.00	9.50	6.40	11.30	10.60	12.00	24.40
1991	10.20	7.60	12.40	25.80	6.00	3.20	0.00	0.00	SD	SD	SD	SD	25.80
1992	3.20	9.00	11.40	14.00	2.40	9.70	21.60	6.60	4.30	10.90	4.40	12.00	21.60
1993	SD	SD	SD	SD	19.60	18.60	10.40	18.80	21.50	27.00	29.20	23.00	29.20
1994	20.70	25.60	18.40	13.20	13.30	9.20	8.60	7.00	11.40	17.00	12.20	13.20	25.60
1995	21.00	16.30	17.10	15.80	7.40	2.40	6.60	0.00	12.60	7.40	9.00	8.40	21.00
1996	12.60	15.90	15.00	7.60	9.20	5.20	5.50	8.80	9.00	6.10	7.60	11.60	15.90

1997	9.60	11.00	11.00	7.10	4.40	5.60	0.00	7.60	16.00	8.70	17.60	11.40	17.60
1998	14.90	10.80	10.00	9.30	1.10	5.80	0.00	5.90	5.00	8.60	7.20	30.50	30.50
1999	16.90	13.10	9.10	11.70	9.00	2.80	3.90	3.50	12.30	11.30	8.10	9.30	16.90
2000	12.00	12.40	10.90	10.40	4.30	3.70	6.30	6.10	9.60	10.90	9.40	8.90	12.40
2001	12.10	13.20	28.30	8.80	7.30	0.00	11.20	8.20	11.20	10.00	12.20	10.70	28.30
2002	9.70	21.80	26.20	9.40	6.30	5.80	10.00	10.30	10.80	11.20	14.40	15.50	26.20
2003	17.80	28.80	30.40	17.30	5.50	0.00	7.40	10.50	12.20	11.00	6.30	17.00	30.40
2004	8.00	14.70	15.20	9.40	4.20	11.60	10.70	10.40	11.20	7.60	11.70	15.50	15.50
2005	13.20	10.00	11.40	11.90	6.90	3.80	2.10	2.30	8.90	9.00	10.00	8.60	13.20
2006	13.60	14.00	10.90	12.60	0.00	5.20	0.00	8.50	6.80	11.00	10.20	11.90	14.00
2007	8.90	15.20	13.80	9.40	5.50	0.00	2.70	3.60	9.90	9.30	9.20	10.90	15.20
MAX	24.40	28.80	30.40	25.80	19.60	18.60	21.60	18.80	21.50	27.00	29.20	30.50	
MED	13.40	13.60	15.10	11.05	6.00	5.20	5.50	7.60	10.55	10.90	10.40	11.95	
MIN	3.20	6.90	9.10	7.10	0.00	0.00	0.00	0.00	4.30	6.10	4.40	5.60	

Fuente: Senamhi

3.9.9.1. Distribución Log Normal

Distribución Log normal para la estación de Huancavelica

TABLA 47: Distribución Log normal para estación Callqui

AÑO	PRECIPITACIÓN ANUAL MAXIMA(X) MM / 24 HORAS	REDISTRIBUCIÓN N (X) ORDEN ASCENDENTE MM / 24 HORAS	$Y = \text{LN } X$	$(Y_0 - y)^2$	ORDEN (m)	PROBABILIDAD DE NO EXCEDENCIA $PM=100m/(n+1)$
1988	25.00	30.50	3.418	0.081	1	4.76
1989	25.30	30.40	3.414	0.079	2	9.52
1990	24.40	29.20	3.374	0.058	3	14.29
1991	25.80	28.30	3.343	0.044	4	19.05
1992	21.60	26.20	3.266	0.017	5	23.81
1993	29.20	25.80	3.250	0.014	6	28.57
1994	25.60	25.60	3.243	0.012	7	33.33
1995	21.00	25.30	3.231	0.009	8	38.10
1996	15.90	25.00	3.219	0.007	9	42.86
1997	17.60	24.40	3.195	0.004	10	47.62
1998	30.50	21.60	3.073	0.004	11	52.38
1999	16.90	21.00	3.045	0.008	12	57.14
2000	12.40	17.60	2.868	0.071	13	61.90
2001	28.30	16.90	2.827	0.094	14	66.67
2002	26.20	15.90	2.766	0.135	15	71.43
2003	30.40	15.50	2.741	0.154	16	76.19
2004	15.50	15.20	2.721	0.170	17	80.95
2005	13.20	14.00	2.639	0.245	18	85.71
2006	14.00	13.20	2.580	0.306	19	90.48
2007	15.20	12.40	2.518	0.379	20	95.24

Fuente: Elaboración Propia

$$\sum Y = 70.63$$

$$\bar{Y} = 3.134$$

$$\sum(Y - \bar{Y})^2 = 1.890$$

$$S_Y = 0.315$$

Tabla de precipitaciones para diferentes periodos de retorno

TABLA 48: precipitaciones máximas para T diferentes estación Callqui

PERIODO DE RETORNO (Tr) EN AÑOS	PROBABILIDAD (T-1)/T	FACTOR K	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORA (mm)
2	0.500	0.0000	22.97
5	0.800	0.8315	29.84
10	0.900	1.2817	34.39
20	0.950	1.6450	38.56
25	0.960	1.7511	39.87
50	0.980	2.0540	43.86
100	0.990	2.3267	47.79
200	0.995	2.5750	51.68

Fuente: Elaboración Propia

3.9.9.2. Distribución Gumbel

Distribución Gumbel para la estación de Huancavelica

TABLA 49: Distribución Gumbel para la estación Callqui

AÑO	PRECIPITACIÓN ANUAL MÁXIMA(X) MM / 24 HORAS	REDISTRIBUCIÓN (X) ORDEN ASCENDENTE MM / 24 HORAS	(Xo - X)^2	ORDEN (m)	PROBABILIDAD DE NO EXCEDENCIA PM=100m/(n+1)
1990	24.40	30.50	33.64	1	72.50
1991	25.80	30.40	32.49	2	144.99
1992	21.60	29.20	20.25	3	217.49
1993	29.20	28.30	12.96	4	289.98
1994	25.60	26.20	2.25	5	362.48
1995	21.00	25.80	1.21	6	434.98

1996	15.90	25.60	0.81	7	507.47
1997	17.60	25.30	0.36	8	579.97
1998	30.50	25.00	0.09	9	652.47
1999	16.90	24.40	0.09	10	724.96
2000	12.40	21.60	9.61	11	797.46
2001	28.30	21.00	13.69	12	869.95
2002	26.20	17.60	50.41	13	942.45
2003	30.40	16.90	60.84	14	1014.95
2004	15.50	15.90	77.44	15	1087.44
2005	13.20	15.50	84.64	16	1159.94
2006	14.00	15.20	90.25	17	1232.43
2007	15.20	14.00	114.49	18	1304.93

Fuente: Elaboración Propia

$$\sum X = 383.70$$

$$\bar{X} = 24.70$$

$$\sum(X - \bar{X})^2 = 1.890$$

$$S_x = 5.65$$

Tabla de precipitaciones para diferentes periodos de retorno

TABLA 50: Precipitaciones máximas para T diferentes estación Callqui

PERIODO DE RETORNO (Tr) EN AÑOS	PROBABILIDAD (T-1)/T	FACTOR K	PRECIPITACIÓN MAXIMA EN 24 HORA (mm)
2	0.500	0.693	24.07
5	0.800	0.223	28.74
10	0.900	0.105	33.16
20	0.950	0.051	37.39
25	0.960	0.041	38.73
50	0.980	0.020	42.87
100	0.990	0.010	46.98
200	0.995	0.005	51.07

Fuente: Elaboración Propia

3.9.10. Cálculo de Intensidad Duración Frecuencia

La tabla 51 se realizó con la utilización de la fórmula (ecuación 30) del IILA SENAMHI-UNI modificada.

TABLA 51: Intensidades para diferentes periodos de retorno según IILA SENAMHI-UNI

Tr	DURACION (min)											
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
2	31.91	26.33	22.60	19.91	17.86	16.25	14.94	13.86	12.94	12.15	11.47	10.87
5	37.74	31.14	26.73	23.54	21.13	19.22	17.67	16.39	15.31	14.38	13.57	12.86
10	42.15	34.78	29.85	26.30	23.60	21.47	19.74	18.31	17.09	16.06	15.15	14.36
20	46.57	38.42	32.97	29.05	26.07	23.72	21.81	20.22	18.88	17.74	16.74	15.86
25	47.99	39.59	33.98	29.94	26.86	24.44	22.47	20.84	19.46	18.28	17.25	16.35
50	52.40	43.23	37.10	32.69	29.33	26.69	24.54	22.76	21.25	19.96	18.84	17.85
100	56.81	46.87	40.23	35.44	31.80	28.93	26.60	24.67	23.04	21.64	20.42	19.35
500	67.05	55.32	47.48	41.83	37.54	34.15	31.40	29.12	27.19	25.54	24.10	22.84
1000	71.47	58.96	50.61	44.58	40.01	36.40	33.47	31.04	28.98	27.22	25.69	24.35

Fuente: Elaboración Propia

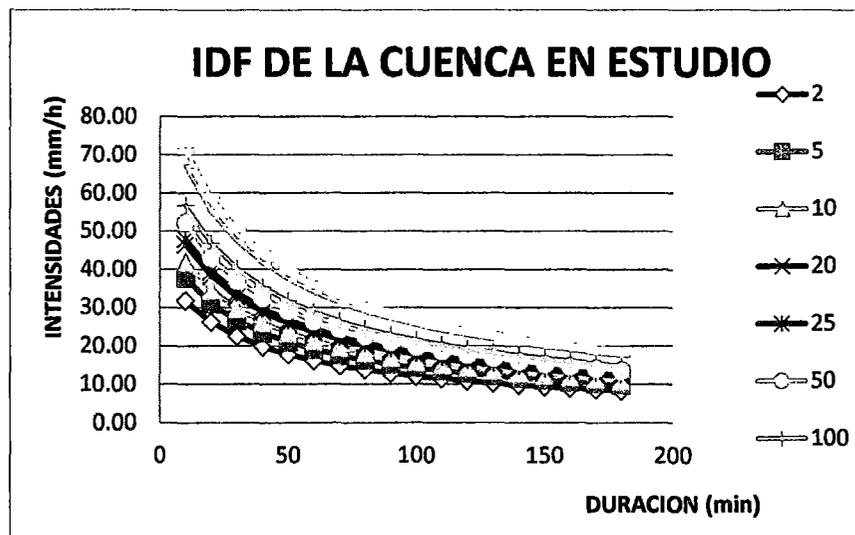


FIGURA 15: Curva Intensidad Duración Frecuencia

Fuente: Elaboración Propia

3.9.11. Estimación del Caudal por el Método Racional

Con la utilización de la ecuación 32 del método racional.

3.9.11.1. A Partir De "C" Hallado Con El Método 1

Las intensidades se hallan a partir del cuadro de intensidades realizando iteraciones de acuerdo al tiempo de duración.

TABLA 52: Cálculo de Caudal con el Método racional a partir de C (método 1)

C CUENCA	C MÉTODO 1	AREA (Km ²)	T _c	PERIODO DE RETORNO	INTENSIDA D (mm/h)	GASTO Q (m ³ /s)
C1	0.53	0.0466	15.48	10	39.85	0.27
C2	0.50	0.3334	13.01	10	39.93	1.86
C3	0.50	0.0196	4.85	10	48.60	0.13
C4	0.53	0.0304	5.81	10	47.39	0.21
C5	0.63	0.0291	13.38	10	39.66	0.20
C6	0.53	0.0068	8.23	10	44.37	0.04

Fuente: Elaboración Propia

3.9.11.2. A Partir de “C” Hallado con el Método 2

Las intensidades se hallan a partir del cuadro de intensidades realizando iteraciones de acuerdo al tiempo de duración.

TABLA 53: Cálculo de Caudal con el Método racional a partir de C (método 2)

CUENCA	C MÉTODO 1	AREA (Km ²)	T _c	PERIODO DE RETORNO	INTENSIDAD (mm/h)	GASTO (Qm ³ /s)
C1	0.48	0.0466	15.48	10	39.85	0.25
C2	0.46	0.3334	13.01	10	39.93	1.72
C3	0.51	0.0196	4.85	10	39.93	0.11
C4	0.59	0.0304	5.81	10	47.39	0.24
C5	0.69	0.0291	13.38	10	39.66	0.22
C6	0.62	0.0068	8.23	10	44.37	0.05

Fuente: Elaboración Propia

3.9.12. Cálculo del Diámetro para el Drenaje

Calculo de diámetros para las diferentes cuencas con la utilización de las ecuaciones 34 y 38.

3.9.12.1. Para la Cuenca 1

TABLA 54: Diámetro de tubería para la cuenca 1

RAMOS	Sf	Q DIS.(m3/s)	n	C	D (m)		D:PROM	D (PULG)	
					MANNIG	H. WILLIAMS			
1	2	0.008	0.26	0.011	150	0.43	0.39	0.41	16.08
2	3	0.035	0.26	0.011	150	0.32	0.29	0.31	12.01
3	4	0.060	0.26	0.011	150	0.29	0.26	0.27	10.83
4	5	0.154	0.26	0.011	150	0.24	0.21	0.23	9.01
5	6	0.023	0.26	0.011	150	0.35	0.32	0.33	13.11

Fuente: Elaboración Propia

3.9.12.2. Para la Cuenca 2

TABLA 55: Diámetro de tubería para la cuenca 2

TRAMOS	Sf	Q DIS.(m3/s)	n	C	D (m)		D:PROM	D (PULG)	
					MANNIG	H. WILLIAMS			
1	2	0.013	1.79	0.011	150	0.80	0.73	0.77	30.16
2	3	0.022	1.79	0.011	150	0.72	0.66	0.69	27.24
3	4	0.081	1.79	0.011	150	0.57	0.50	0.54	21.12
4	5	0.099	1.79	0.011	150	0.55	0.48	0.52	20.32
5	6	0.144	1.79	0.011	150	0.51	0.45	0.48	18.87
6	7	0.162	1.79	0.011	150	0.50	0.44	0.47	18.45
7	8	0.050	1.79	0.011	150	0.62	0.56	0.59	23.22
8	9	0.021	1.79	0.011	150	0.74	0.67	0.70	27.66

Fuente: Elaboración Propia

3.9.12.3. Para la Cuenca 3

TABLA 56: Diámetro de tubería para la cuenca 3

TRAMOS	Sf	Q DIS.(m3/s)	n	C	D (m)		D:PROM	D (PULG)	
					MANNIG	H. WILLIAMS			
1	2	0.089	0.12	0.011	150	0.20	0.18	0.19	7.54
2	3	0.114	0.12	0.011	150	0.19	0.17	0.18	7.18

Fuente: Elaboración Propia

3.9.12.4. Para la Cuenca 4

TABLA 57: Diámetro de tubería para la cuenca 4

TRAMOS	Sf	Q DIS.(m3/s)	n	C	D (m)		D:PROM	D (PULG)	
					MANNIG	H. WILLIAMS			
1	2	0.049	0.22	0.011	150	0.29	0.25	0.27	10.65
2	3	0.107	0.22	0.011	150	0.25	0.22	0.23	9.13
3	4	0.193	0.22	0.011	150	0.22	0.19	0.21	8.13

Fuente: Elaboración Propia

3.9.12.5. Para la Cuenca 5

TABLA 58: Diámetro de tubería para la cuenca 5

TRAMOS	Sf	Q DIS.(m3/s)	n	C	D (m)		D:PROM	D (PULG)	
					MANNIG	H. WILLIAMS			
1	2	0.042	0.21	0.011	150	0.29	0.26	0.27	10.75
2	3	0.019	0.21	0.011	150	0.33	0.30	0.32	12.50
3	4	0.043	0.21	0.011	150	0.29	0.26	0.27	10.71
4	5	0.008	0.21	0.011	150	0.39	0.36	0.38	14.87
5	6	0.003	0.21	0.011	150	0.47	0.44	0.45	17.84
6	7	0.004	0.21	0.011	150	0.44	0.41	0.43	16.75

Fuente: Elaboración Propia

3.9.12.6. Para la Cuenca 6

TABLA 59: Diámetro de tubería para la cuenca 6

TRAMOS	Sf	Q DIS.(m3/s)	n	C	D (m)		D:PROM	D (PULG)	
					MANNIG	H. WILLIAMS			
1	2	0.006	0.05	0.011	150	0.24	0.22	0.23	9.12
2	3	0.010	0.05	0.011	150	0.22	0.20	0.21	8.18
3	4	0.013	0.05	0.011	150	0.21	0.19	0.20	7.81

Fuente: Elaboración Propia

3.10. DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL

3.10.1. Modelo en Abanico

Se emplea este modelo porque los emisores laterales troncales se dirigen hacia el centro de la cuenca para luego dirigirse por medio del colector troncal hacia el punto de vertido final.

3.10.2. Condiciones Óptimas de Diseño y Funcionamiento Hidráulico.

3.10.2.1. Diámetro Mínimo de Diseño de las Tuberías

El diámetro mínimo que recomienda la norma OS.060 para colectores pluviales es de 40 cm, con objeto de evitar frecuentes obstrucciones en las tuberías confines de conservación y operación del sistema.

a) Diámetro para el Colector Lateral Troncal 1

TABLA 60: Resumen de diámetros por tramos del colector 1, cuenca 1

TRAMOS	D (PULG)
1	16.08
2	12.01
3	10.83
4	9.01
5	13.11

Fuente: Elaboración Propia

Uniformizando diámetros y teniendo en consideración la norma OS.060 el diámetro tomado es de 16 Pulgadas.

b) Diámetro para el Colector Lateral Troncal 2

TABLA 61: Resumen de diámetros por tramos del colector 2, cuenca 2

TRAMOS	D (PULG)
1	30.16
2	27.24
3	21.12
4	20.32
5	18.87
6	18.45
7	23.22
8	27.66

Fuente: Elaboración Propia

Promediando diámetros y teniendo en consideración la norma OS.060 el diámetro tomado es de 24 Pulgadas.

c) Diámetro para el Colector Lateral Troncal 3

TABLA 62: Resumen de diámetros por tramos del colector 3, cuenca 3

TRAMOS	D (PULG)
1	7.54
2	7.18

Fuente: Elaboración Propia

Teniendo en consideración la norma OS.060 se tomó el diámetro mínimo que es de 16 Pulgadas.

d) Diámetro para el Colector Lateral Troncal 4

TABLA 63: Resumen de diámetros por tramos del colector 4, cuenca 4

TRAMOS	D (PULG)
1	10.65
2	9.13
3	8.13

Fuente: Elaboración Propia

Teniendo en consideración la norma OS.060 se tomó el diámetro mínimo que es de 16 Pulgadas.

e) Diámetro para el Colector Lateral Troncal 5

TABLA 64: Resumen de diámetros por tramos del colector 5, cuenca 5

TRAMOS	D (PULG)
1	10.75
2	12.50
3	10.71
4	14.87
5	17.84
6	16.75

Fuente: Elaboración Propia

Uniformizando diámetros y teniendo en consideración la norma OS.060 el diámetro tomado es de 16 Pulgadas.

f) Diámetro para el Colector Lateral Troncal 6

TABLA 65: Resumen de diámetros por tramos del colector 6, cuenca 6

TRAMOS	D (PULG)
1	9.12
2	8.18
3	7.81

Fuente: Elaboración Propia

Uniformizando diámetros y teniendo en consideración la norma OS.060 el diámetro tomado es de 16 Pulgadas.

g) Diámetro para el Colector Troncal

TABLA 66: Diámetro del colector troncal

TRAMOS	D (PULG)
1	27.18

Fuente: Elaboración Propia

Teniendo en consideración el diámetro comercial será 30 Pulgadas.

3.10.2.2. Velocidades Permisibles de Escurrimientos

Con la utilización de la tabla de elementos geométricos para conductos circulares y con la ecuación de Manning. Se hace el Cálculo de velocidad para los diferentes colectores laterales troncales tomando la relación de la profundidad de flujo (tirante) y el diámetro de la tubería igual a 0.25, 0.5, 0.75 y 1

Siendo:

Y = profundidad de flujo

do = Diámetro de tubería

A = área mojada

R = Radio hidráulico

a) Velocidad para el Colector Lateral Troncal 1

TABLA 67: Calculo de velocidades según relación de y/do en el colector lateral troncal 1

Y/do	do, en m	A, en m ²	Rh, en m	S	V, en m/s
0.25	0.4	0.025	0.059	0.056	3.25
0.50	0.4	0.063	0.100	0.056	4.63
0.75	0.4	0.101	0.121	0.056	5.25
1.00	0.4	0.126	0.100	0.056	4.63

Fuente: Elaboración Propia

Las velocidades están dentro de lo permisible de acuerdo a la norma OS.060

b) Velocidad para el Colector Lateral Troncal 2

TABLA 68: Calculo de velocidades según relación de y/do en el colector lateral troncal 2

Y/do	do, en m	A, en m ²	Rh, en m	S	V, en m/s
0.25	0.6	0.055	0.088	0.074	4.89
0.50	0.6	0.141	0.150	0.074	6.98
0.75	0.6	0.227	0.181	0.074	7.91
1.00	0.6	0.283	0.150	0.074	6.98

Fuente: Elaboración Propia

Las velocidades cuando la profundidad de flujo son mayores o iguales a 0.50 sobrepasan a los máximos permitidos por la norma OS.060.

c) Velocidad para el Colector Lateral Troncal 3

TABLA 69: Calculo de velocidades según relación de y/do en el colector lateral troncal 3

Y/do	do, en m	A, en m ²	Rh, en m	S	V, en m/s
0.25	0.4	0.025	0.059	0.102	4.38
0.50	0.4	0.063	0.100	0.102	6.26
0.75	0.4	0.101	0.121	0.102	7.09
1.00	0.4	0.126	0.100	0.102	6.26

Fuente: Elaboración Propia

Las velocidades cuando la profundidad de flujo son mayores o iguales a 0.50 sobrepasan a los máximos permitidos por la norma OS.060.

d) Velocidad Para El Colector Lateral Troncal 4

TABLA 70: Calculo de velocidades según relación de y/do en el colector lateral troncal 4

Y/do	do, en m	A, en m ²	Rh, en m	S	V, en m/s
0.25	0.4	0.025	0.059	0.116	4.67
0.50	0.4	0.063	0.100	0.116	6.67
0.75	0.4	0.101	0.121	0.116	7.56
1.00	0.4	0.126	0.100	0.116	6.67

Fuente: Elaboración Propia

Las velocidades cuando la profundidad de flujo son mayores o iguales a 0.50 sobrepasan a los máximos permitidos por la norma OS.060.

e) Velocidad para el Colector Lateral Troncal 5

TABLA 71: Calculo de velocidades según relación de y/do en el colector lateral troncal 5

Y/do	do, en m	A, en m ²	Rh, en m	S	V, en m/s
0.25	0.4	0.025	0.059	0.02	1.94
0.50	0.4	0.063	0.100	0.02	2.77
0.75	0.4	0.101	0.121	0.02	3.14
1.00	0.4	0.126	0.100	0.02	2.77

Fuente: Elaboración Propia

Las velocidades se encuentran dentro de los permitidos por la norma OS.060

f) Velocidad para el Colector Lateral Troncal 6

TABLA 72: Calculo de velocidades según relación de y/do en el colector lateral troncal 6

Y/do	do, en m	A, en m ²	Rh, en m	S	V, en m/s
0.25	0.4	0.025	0.059	0.009	1.30
0.50	0.4	0.063	0.100	0.009	1.86
0.75	0.4	0.101	0.121	0.009	2.11
1.00	0.4	0.126	0.100	0.009	1.86

Fuente: Elaboración Propia

Las velocidades se encuentran dentro de los permitidos por la norma OS.060

g) Velocidad para el Colector Troncal

TABLA 73: Calculo de velocidades según relación de y/do en el colector troncal

Y/do	do, en m	A, en m ²	Rh, en m	S	V, en m/s
0.25	0.75	0.086	0.110	0.048	4.57
0.50	0.75	0.221	0.188	0.048	6.52
0.75	0.75	0.355	0.226	0.048	7.40
1.00	0.75	0.442	0.188	0.048	6.52

Fuente: Elaboración Propia

Las velocidades cuando la profundidad de flujo son mayores o iguales a 0.50 sobrepasan a los máximos permitidos por la norma OS.060.

3.10.2.3. Localización del Colectores Pluviales

a) Colector Lateral Troncal 1

El colector empieza desde el cruce ente las calles SN 4 y la CALLE TAHUANTINSUYO siguiendo pendiente abajo por la calle SN 4 hasta intersecar con la calle JUAN VERGARA VILLAFUERTE para seguir por la misma hasta intersecar con la CALLE SANTOS VILLA hasta llegar a la troncal en la CALLE MANCO CAPAC.

b) Colector Lateral Troncal 2

El colector empieza desde la CALLE LEONIDAS ANCCASI RIVERA y bajando por la cuadra 9 de la CALLE TÚPAC AMARU pasando por el frente del Centro de Salud del Distrito de Ascensión llegando en línea recta a la cuadra 4 de la misma calle donde se encuentra el Centro Educativo Inicial N° 36635 con drenajes tributarios de la CALLE SN 1, CALLE SN 2, CALLE SN 3, CALLE SN 4, CALLE SN 5, CALLE SN 7 Y LA CALLE SN 8 todas las calles tributarias se encuentran en la margen izquierda de la troncal lateral 2 desde la cuadra 4 hasta la cuadra 9 de la calle TÚPAC AMARU.

c) Colector Lateral Troncal 3

El colector empieza desde la intersección de la CALLE SN 9 con la CALLE PACHACUTEC cuadra 3 con pendiente abajo hasta la cuadra 2 de la misma calle, con colectores tributarios de la CALLE LIMA cuadra 1 y CALLE SN 9 cuadra 1

d) Colector Lateral Troncal 4

El colector empieza en la cuadra 4 de la CALLE MANCO CAPAC para seguir por la cuadra 2 de la misma calle para luego intersecarse con la CALLE TÚPAC AMARU para seguir pendiente abajo la cuadra 3 de la CALLE TÚPAC AMARU, con tributarias de las calles CAHUIDE cuadra 3 y 4, TUPAC AMARU cuerdas 1 y 2, CALLE LIMA cuadra 1 y 2, calle SN 9 cuerdas 1 y 2.

e) Colector Lateral Troncal 5

El colector empieza en la cuadra 1 de la calle TAHUANTINSUYO hasta el final de la cuadra 2 para seguir su curso por la calle MANCO CAPAC cuadra 1, con tributarias de la calle MANCO CAPAC cuadra 2, CAHUIDE cuadra 2.

f) Colector Lateral Troncal 6

El colector tiene un recorrido de una cuadra de la calle SANTOS VILLA a partir del riachuelo Potrerohuaco con tributarios de una cuadra de la calle CAHUIDE.

g) Colector Troncal

El colector principal empieza en la intersección de las calles TÚPAC AMARU Y PACHACUTEC, siguiendo su recorrido por la cuadra 1 de la calle PACHACUTEC para continuar por la cuadra 3 de la calle Tahuantinsuyo para luego seguir por la cuadra 1 de la calle MANCO CAPAC hasta llegar al punto de vertido en el Rio Ichu.

3.10.2.4. Sistema de Drenaje Pluvial

Básicamente están conformados por los siguientes elementos: los sumideros, los pozos de visita (depósitos de retención) y las tuberías (colectores y emisores), los cuales recolectan y transportan el escurrimiento producido por las precipitaciones desde las partes más elevadas hasta el sitio de vertido. (4)

3.10.2.5. Sumidero Tipo Grande Conectado a Tubería S2

Se elige este tipo de sumidero que las pendientes están entre 1 y 10 % en el área de estudio.

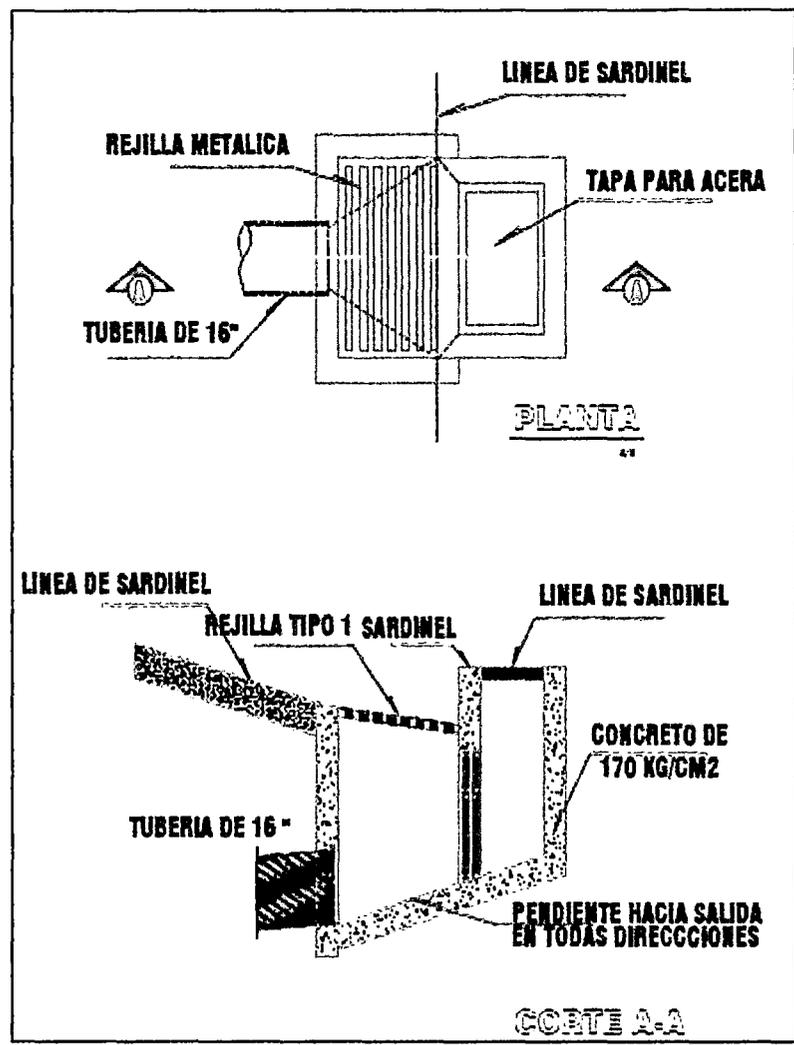


FIGURA 16: Sumidero tipo grande
FUENTE: RNE SO.060

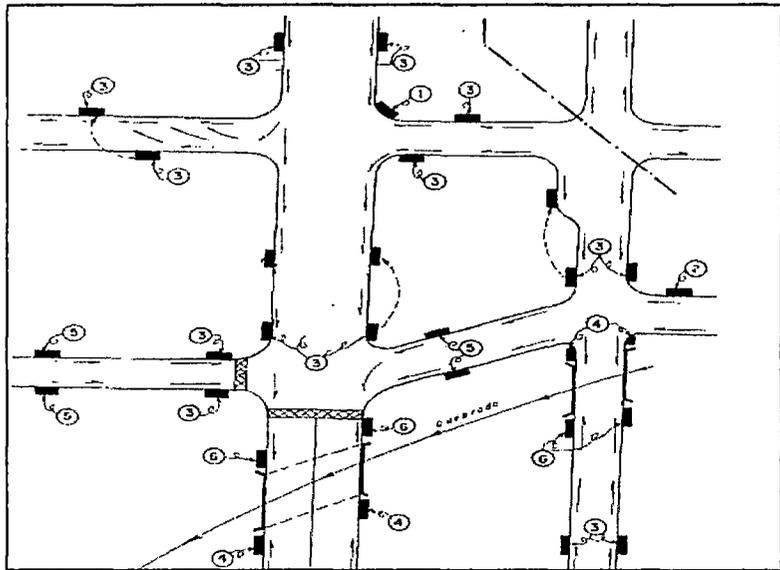


FIGURA 17: Ejemplo de ubicación de sumideros
Fuente: Hidrología Urbana, Juan Bolinaga

3.10.2.6. Depósitos de Retención

Según los diámetros calculados la distancia entre depósitos de retención ser de 90 metros.

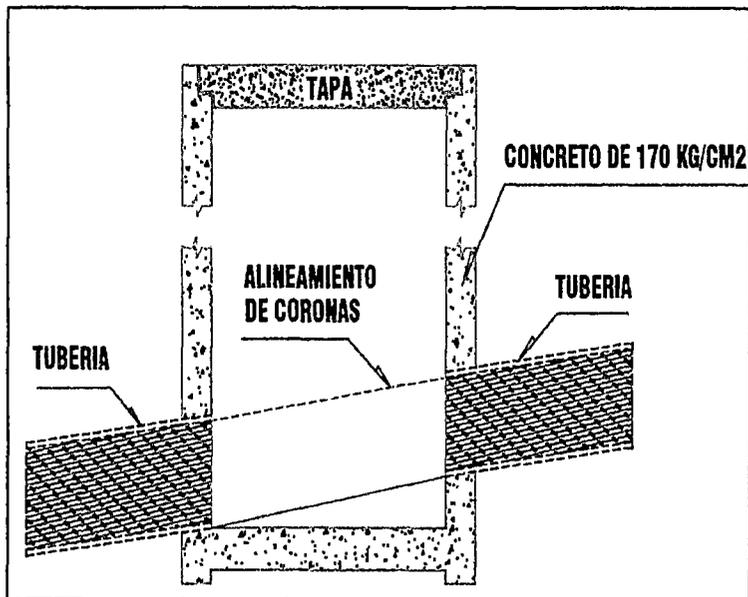


FIGURA 18: Depósitos de Retención
FUENTE: Introducción a la Hidrología Urbana Campo D. Francisco

CAPITULO 4. RESULTADOS

4.1. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1.1. Área de Cuenca

El área total de cuenca se presenta en el siguiente cuadro

TABLA 74: Resumen de áreas

CUENCA	ÁREA	
	m2	km2
1	46617.423	0.0466
2	333369.780	0.3334
3	19593.066	0.0196
4	30386.050	0.0304
5	29095.916	0.0291
6	6824.300	0.0068
TOTAL	465886.536	0.466

Fuente: Elaboración Propia

Siendo un área de 269844.32 m² de área correspondiente a la cuenca de cabecera la cual representa el 57.92% del total de área de la cuenca y una área de 196042.22 m² de cuenca urbana que representa el 42.08% del área total

4.1.2. Pendiente Media de las Microcuencas

Las pendientes medias se presentan el en siguiente cuadro

TABLA 75: Resumen de pendientes medias

PENDIENTE DE CUENCA		
CUENCA	S(m/m)	S (%)
C1	0.0282	2.8%
C2	0.0428	4.3%
C3	0.1004	10.0%
C4	0.0926	9.3%
C5	0.0097	1.0%
C6	0.0087	0.9%

Fuente: Elaboración Propia

La pendiente mínima es de 0.9% y la máxima de 10%

4.1.3. Número de Curva N de las Microcuencas

El número de curva N de las microcuencas se presentan en el siguiente cuadro

TABLA 76: Resumen de números de curva N

NUMERO DE CURVA	
CUENCA	N
C1	82.00
C2	84.00
C3	83.00
C4	84.00
C5	87.00
C6	88.00

Fuente: Elaboración Propia

4.1.4. Coeficiente de Ecurrimiento de las Microcuencas

En el siguiente cuadro se presenta el coeficiente de escurrimiento calculado por el primer método.

TABLA 77: Resumen de Coeficientes de escurrimiento C (método 1)

COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO	
CUENCA	C
C1	0.53
C2	0.50
C3	0.50
C4	0.53
C5	0.63
C6	0.53

Fuente: Elaboración Propia

En el siguiente cuadro se presenta el coeficiente de escurrimiento calculado por el segundo método.

TABLA 78: Resumen de Coeficientes de escurrimiento C (método 2)

COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO	
CUENCA	C
C1	0.48
C2	0.46
C3	0.51
C4	0.59
C5	0.69
C6	0.62

Fuente: Elaboración Propia

4.1.5. Tiempo de Concentración

Se presenta los resultados del tiempo de concentración para las diferentes microcuencas.

TABLA 79: Resumen del Tiempo de concentración

TIEMPO DE CONCETRACIÓN			
CUENCA	MÉTODO 1	MÉTODO 2	Tc (min)
C1	15.33	15.62	15.48
C2	12.91	13.12	13.01
C3	4.86	4.84	4.85
C4	5.90	5.72	5.81
C5	13.46	13.29	13.38
C6	8.33	8.13	8.23

Fuente: Elaboración Propia

4.1.6. Caudales

Los caudales hallados por el método racional se presentan en el siguiente cuadro.

TABLA 80: Promedio de Caudales para las diferentes cuencas

GASTO PROMEDIO			
CUENCA	Q 1	Q 2	Q(m3/s)
C1	0.27	0.25	0.2604
C2	1.86	1.72	1.7875
C3	0.13	0.11	0.1222
C4	0.21	0.24	0.2234
C5	0.20	0.22	0.2121
C6	0.04	0.05	0.0486

Fuente: Elaboración Propia

4.1.7. Diámetro de los Colectores

Los diámetros del siguiente cuadro son los estipulados de acuerdo a la norma OS.060 del reglamento nacional de edificaciones.

TABLA 81: Resumen de Diametros uniformizados de colectores

COLECTOR LATERAL TRONCAL	D (PULG)
1	16
2	24

3	16
4	16
5	16
6	16

Fuente: Elaboración Propia

TABLA 82: Diámetro uniformizado para colector troncal

COLECTOR TRONCAL	D (PULG)
1	30

Fuente: Elaboración Propia

4.2. DISCUSIÓN

4.2.1. Criterio de Homogeneidad del Periodo de Retorno.

Cuenca Urbana y Cuenca de cabecera

El criterio tomado para la elección del periodo de retorno de 10 años para el presente trabajo es por la presencia de un cuenca de cabecera mayor en un 15.84% a la cuenca urbana.

En este caso específico la cuenca urbana 2 es la que se ve afectado por esta deshomogeneidad y por tal se justifica la dimensión del colector 2 para dar mayor nivel de seguridad en casos que la cuenca de cabecera drene aguas de lluvia con gastos importantes.

4.2.2. influencia de la Urbanización en el Proceso de

Escorrentía.

La urbanización de una cuenca modifica su respuesta hidrológica frente a una determinada lluvia. La urbanización conlleva la alteración de las redes de drenaje natural (construcción de colectores y encauzamientos que aumentan la velocidad del agua hacia aguas abajo de la cuenca) y un incremento de las zonas impermeables en superficie, todo ello con el criterio de drenar lo más eficiente y rápido posible el área urbanizada. Esta dinámica afecta a la hidrología de la cuenca y muy especialmente a las zonas situadas aguas

abajo. La urbanización aguas arriba modifica el hidrograma que reciben estas zonas de forma que se incrementan el volumen de escorrentía y el caudal máximo. Asimismo es menor el tiempo que transcurre entre el inicio de la escorrentía provocada por la lluvia y el máximo caudal: disminuye el tiempo de concentración. Todo ello conlleva que la zona aguas abajo esté afectada con mayor frecuencia por caudales que pueden crear problemas por inundación, tanto más importantes cuanto menores sean las pendientes.

4.2.3. Caudal de Proyecto

Los caudales calculados para este presente estudio se justifican para la presente cuenca por ser una cuenca de pequeña dimensión que tiene respuesta inmediata a las precipitaciones que afectan en su totalidad a la cuenca (se asume una distribución espacial uniforme de la precipitación).

4.2.4. Datos de Lluvia

El estudio hidrológico de cuencas urbanas presenta una serie de particularidades derivadas del hecho urbano. En primer lugar, las dimensiones de las cuencas son mucho más pequeñas que las correspondientes a los ríos.

Para este trabajo a escala reducida hace que todos los demás elementos del estudio queden afectados por un factor de escala. No encontraremos caudales de miles o cientos de metros cúbicos por segundo sino del orden de pocos metros cúbicos por segundo en general. Pero el hecho más significativo es la reducción de la escala de tiempo en todos los procesos hidrológicos en nuestro medio urbano. Los tiempos de concentración son medidos en minutos y por esta razón, la cuenca urbana es sensible a efectos de lluvias muy intensas y que duran pocos minutos. Un suceso de lluvia muy intensa de duración 15 minutos, que actúe sobre nuestra pequeña superficie menor a 1 km² tiene una repercusión indudable en el caudal punta a la salida de la cuenca.

Una dificultad de este hecho es que en los estudios de hidrología urbana el intervalo de tiempo en que debemos disponer de información de lluvia es mucho más pequeño que el habitual en los estudios hidrológicos de cauces naturales. Los intervalos de tiempo de media hora o una hora, habituales en el estudio hidrológico de una cuenca fluvial no son admisibles en general en zona urbana. Debemos operar con pasos de tiempo de 5 a 10 minutos, como norma general, o incluso menores según el tamaño de la cuenca. Esto supone una información muy detallada de la evolución de la lluvia en el tiempo.

4.2.5. Número de Curva N

En nuestra cuenca en estudio se tomó en consideración el tipo de suelo de acuerdo al potencial de escurrimiento identificándolo como tipo de suelo B (potencial de escurrimiento medio) y una condición de humedad II (condición promedio)

Se puede definir que la infiltración de la zona de estudio también es debido a la pendiente promedio de 10% el cual influye también para que la escorrentía superficial sea considerable.

Hecho los cálculos correspondientes nuestro número de curva N promedio para nuestra cuenca es de 85, la cual nos indica que nuestra cuenca urbana tiende a ser impermeable con una capacidad de infiltración moderada.

También se puede definir que existe infiltración en la zona de estudio por encontrarse con calles sin impermeabilizar.

4.2.6. Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración dentro de zona urbana sigue manteniendo la definición tradicional en hidrología es decir, el tiempo que tarda una gota desde el punto más alejado de la salida de la cuenca en alcanzar dicha salida. Sin embargo la especificidad del hecho urbano se refleja en que el agua recorre habitualmente dos tipos de camino: uno superficial, hasta

alcanzar alguna de las estructuras de captación y ser engullida en la red, y dos, por la propia red de drenaje. Las características de los dos caminos son radicalmente distintas. Por un lado la superficie de la ciudad, tejados, acera, cunetas, presentan un comportamiento más bidimensional, con un material más rugoso y un camino menos definido. Por el contrario, la red de drenaje presenta una trama de drenaje muy bien definida, con sus conductos secundarios, primarios, donde el flujo es fundamentalmente de tipo unidimensional, y en general con materiales en las paredes más lisos que en la superficie.

En función a nuestros cálculos realizados y obtenidos nuestro tiempo de concentración está en un promedio de 10 minutos, que este tiempo disminuiría en caso de que las calles de la zona de estudio sean pavimentadas (impermeabilizadas) en su totalidad.

4.2.7. Método Racional para Nuestra Zona Urbana

A lo largo de una treintena de años (1890-1920) en los EUA se vivió una controversia en el ámbito del drenaje urbano entre los defensores de la aplicación de fórmulas empíricas y los que propugnaban el empleo del denominado método racional. El primer tipo de fórmulas se derivaban empíricamente mediante registros de precipitación y caudal en el área que debía ser drenada, por lo que su aplicación era de carácter local. Por el contrario, el método racional ambicionaba ser de aplicación universal y pretendía fundamentarse en los mecanismos causales que rigen el fenómeno de la generación y evacuación de escorrentía. Esta controversia en el campo del drenaje urbano se inscribe en la discusión general que aconteció durante el siglo XIX en el seno de la epistemología científica entre el inductivismo y la visión hipotético-deductiva. El uso del método racional se impuso cuando sus partidarios convencieron a la parte contraria de que dicho método era capaz de explicar de forma general el fenómeno del drenaje y que, por lo tanto, era

posible aplicarlo con ventaja en todo lugar y para cualquier aguacero de diseño con el fin de dimensionar la red de alcantarillado. (4)

Con el método racional se obtuvo el máximo caudal de nuestra cuenca en estudio, determinando un periodo de retorno de 10 años. Siendo el máximo valor de 1.78 m³/s para el colector lateral troncal 2 y un mínimo caudal de 0.05 m³/s para el colector lateral troncal 6.

Se da una explicación de los parámetros del método racional:

El coeficiente de escorrentía: la que se define como la relación entre el volumen de la lluvia neta (o de escorrentía) y el de la lluvia total, variando en el rango de valores entre 0 y 1. Teniendo un coeficiente de escurrimiento promedio de 0.55 para nuestra cuenca de estudio.

Lluvia de cálculo. Duración e intensidad: la lluvia de cálculo que se adopta en el método racional corresponde a un hietograma rectangular de intensidad uniforme I y duración equivalente al tiempo de concentración de la cuenca.

Área de drenaje: para la aplicación del método racional es necesario el conocimiento del área tributaria las cuales se encuentran bien definidas por la topografía de la cuenca en estudio para que nuestras estructuras de captación drenen todo el agua de lluvia caída en la cuenca y no se introduzcan fuera de los límites de estudio.

4.2.8. Clasificación de los Cruces en las Calles

Para nuestro caso las direcciones de flujo de los colectores en su mayor parte se clasificaran como cruces convergentes, porque los flujos entran por tres calles y sale por una. (1)

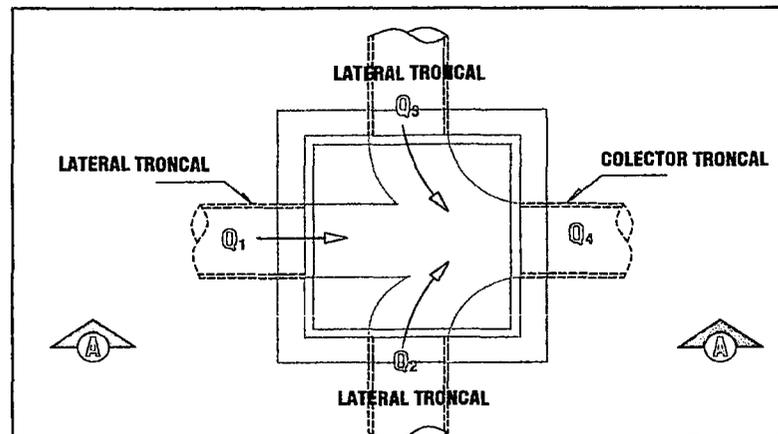


FIGURA 19: Cruce convergente de los colectores laterales de la zona de estudio

4.2.9. Depósitos de Retención

Según los cálculos de velocidad, vemos que hay velocidades que sobrepasan a los máximos permisibles según la norma OS.060. Para lo cual se plantea la construcción de aliviaderos para reducir la magnitud de los caudales pico de escorrentía, dichos espacios son para retener parte del volumen de caudal de escorrentía, reduciendo además por laminación el caudal pico que debe transportar la red de drenaje aguas abajo.

Otra de las funciones del depósito de retención es para su limpieza, mantenimiento y permite la ventilación del sistema de drenaje.

4.2.10. Velocidad de los Colectores

Las velocidades de los colectores garantizan la autolimpieza de los colectores por ser suficientemente elevada a fin de evitar la sedimentación de las partículas sólidas que transporta, lo que incide en un correcto funcionamiento.

Para evitar daños en las paredes de los colectores por acción de las velocidades que sobrepasan las velocidades máximas permisibles, se plantean los depósitos de retención.

CONCLUSIONES

- ✓ El desarrollo urbano altera de una forma notable la hidrología de la cuenca en estudio. En particular, se disminuye la capacidad de desagüe de la red de drenaje de aguas pluviales y se incrementan los caudales extremos y el volumen de escorrentía.
- ✓ No existe un sistema de drenaje pluvial en la comunidad 3 de Mayo de Pucarumi por tal el flujo de las aguas de lluvia discurren desordenadamente por todas las calles de la zona.
- ✓ Los sistemas de drenaje planteado son sistemas de colectores de tubería PVC, con depósitos de retención en los tramos con fuertes pendientes y con sumideros tipo grande como estructuras de captación de escorrentías.
- ✓ El método para el cálculo de caudales fue el método racional por ser una de las metodologías confiables para todos los trabajos de hidrología.
- ✓ La falta de un tratamiento correcto de las aguas de lluvia hace que las casas de material sufran humedecimientos en sus estructuras en las temporadas de lluvias.
- ✓ En la zona de estudio debido al relieve topográfico las pendientes mínimas varían de 0.9 a 1% en las zonas más planas y están propensos a inundaciones.
- ✓ El diseño del drenaje pluvial para la Comunidad 3 de Mayo de Pucarumi esta dimensionado para verter un caudal total de 2.65 m³/s de agua hacia el río Ichu.
- ✓ La proyección de estructuras de retención son para disminuir los caudales pico de escorrentía.

RECOMENDACIONES

- ✓ Elaborar el sistema de drenaje pluvial de la Comunidad 3 de Mayo de Pucarumi, con la cual se evitará daños que puedan ocasionar las precipitaciones.
- ✓ Se recomienda que los trabajos de drenaje pluvial se ejecuten paralelamente con las pistas y veredas.
- ✓ Se recomienda realizar estudios de transporte de sedimentos para complementar otras infraestructuras para el correcto funcionamiento del sistema.
- ✓ Se recomienda a la población tener más conciencia medioambiental y no arrojar desperdicios en interceptores, sumideros y canales
- ✓ Se recomienda disminuir en lo posible las pendientes del terreno en las zonas con pendiente elevada, al momento de la ejecución del sistema de drenaje, para disminuir las velocidades de flujo.

BIBLIOGRAFIA

1. **Dolz, José.** *Problemática General del Drenaje de Aguas Pluviales en Zonas Urbanas.* Barcelona : s.n., 2007.
2. **Gómez, Manuel.** *Hidroogía Urbana.* Barcelona : s.n., 2007.
3. **Chavez, Alan.** *Diseño de Drenaje Pluvial de la Localidad de Pilluana Provincia de Picota Región San Martin.* Tarapoto : s.n., 2010.
4. **Aparicio, Francisco.** *Fundamentos de Hidrología de superficie.* Primera Reimpresón. Mexico : Editorial Limusa S.A., 1992. pág. 19.
5. **Breña, Agustin y Marco, Jacobo.** *Principios Fundamentales de Hidrología Superficial.* Mexico : Editorial Autonoma Metropolitana, 2006.
6. **Comunicaciones, Ministerio de Transportes y.** *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.* Lima : s.n., 2008.
7. **SCS.** *Soil Conservation Service.* U.S.A. : s.n.
8. **Chow, Ven Te, Maidmeny, David R. y Mays, Larry W.** *Hidrología Aplicada.* Bogota : McCraw Hill, 1994.
9. **Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento; Sencico.** *Propuesta de Norma OS.060.* Lima : s.n., 2004.
10. **Método Racional en una Zona Urbana. López, Raúl.** Barcelona : s.n., 2007.
11. **Bolinaga, Juan y Franceschi, Luis.** *Drenaje Urbano.* Caracas : Inos, 1977.
12. **Doménech, Ignacio A.** *Alcantarillado Pluvial.* Valencia : s.n., 2004.
13. **Fattorelli, Sergio y Fernandez, Pedro.** *Diseño Hidrológico.* Zaragoza : Wasa-GN, 2011.
14. **Campos, Francisco D.** *Introducción a la Hidrología Urbana.* San Luis Potosí : s.n., 2010.

ANEXOS



FOTO 1: Vista panorámica de la cuenca urbana



FOTO 2: Trabajo de campo identificando escorrentías naturales

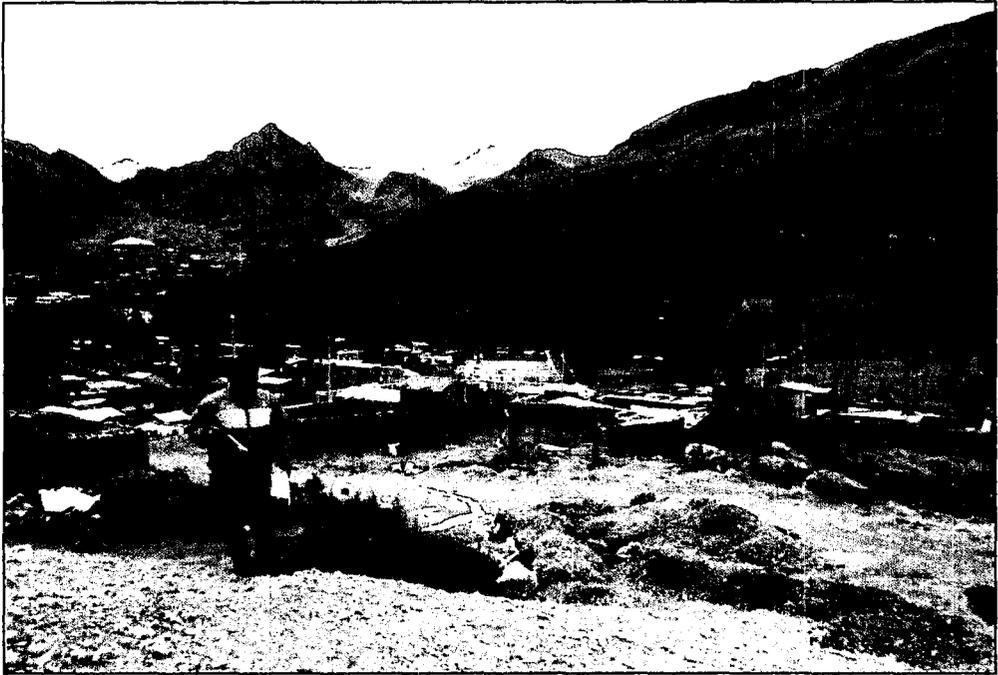


FOTO 3: Trabajo de campo identificación de tipos de suelo



FOTO 4: flujo de agua sin un encauzamiento debido



FOTO 5: Calle lima (sin sistemas de evacuación de aguas de lluvia)

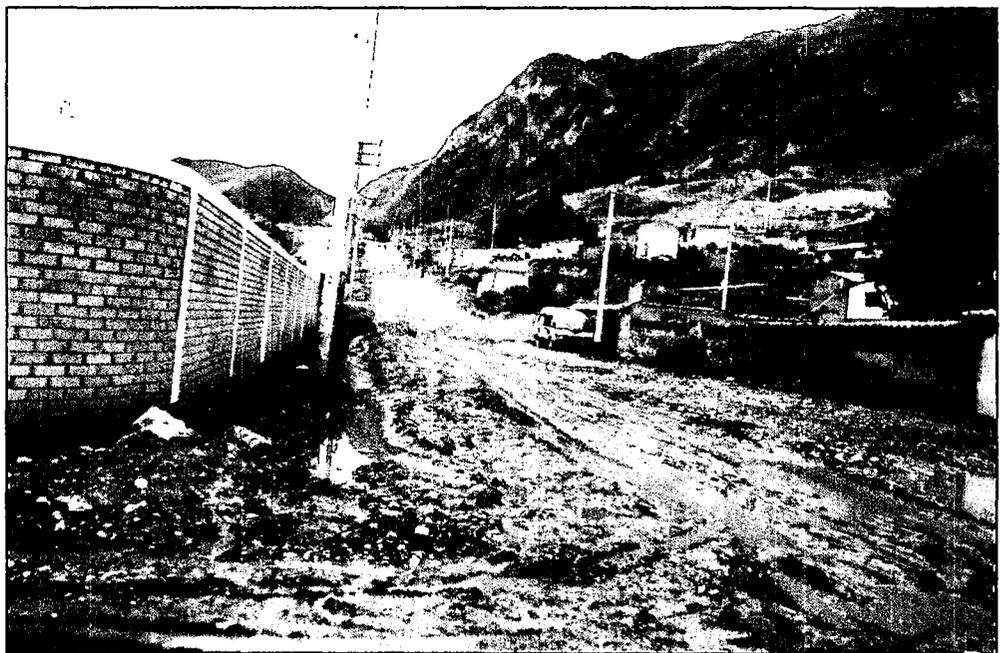


FOTO 6: Calle Túpac Amaru (colector lateral 2), calle sin sistemas de evacuación de aguas de lluvia



FOTO 7: Punto de convergencia de colectores laterales (Calle Túpac Amaru y Pachacutec)



FOTO 8: Acumulación de Aguas de lluvia en la parte baja de la calle Tahuantinsuyo

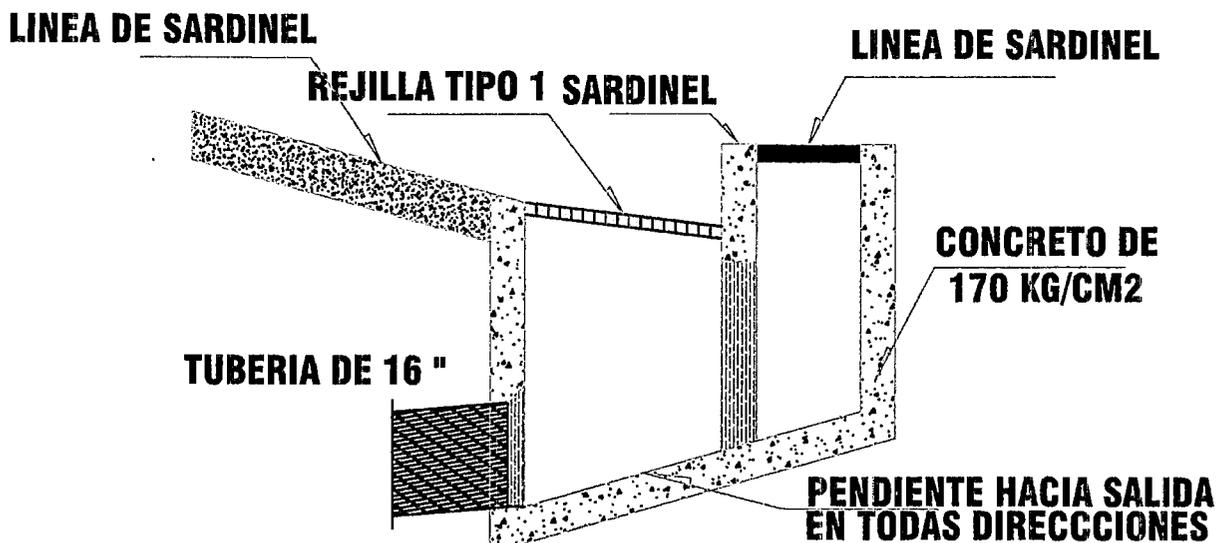
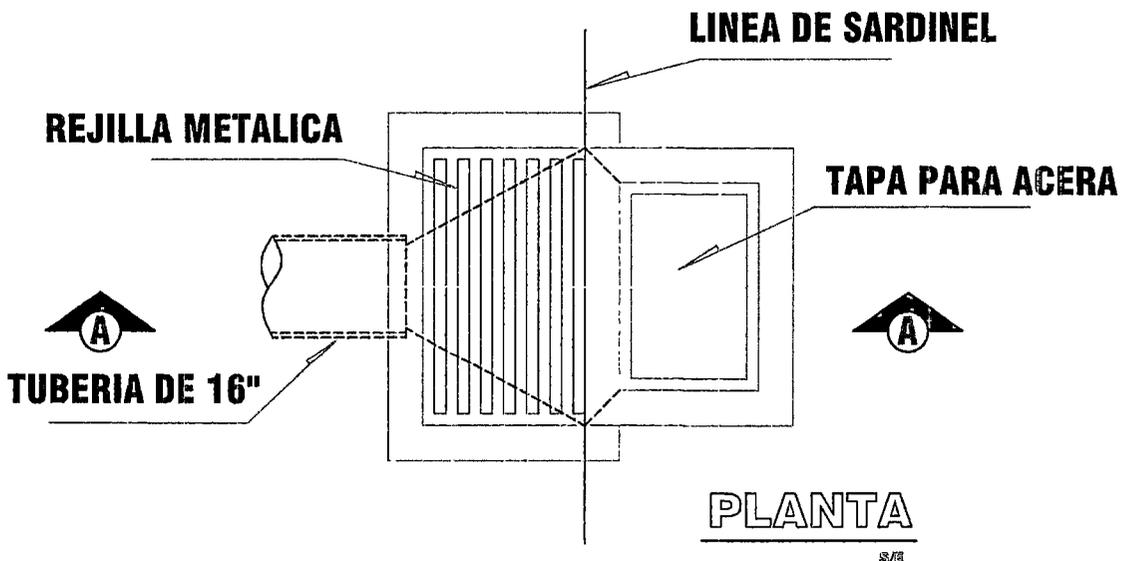


FOTO 9: Filtración de aguas de lluvias a estructuras de albañilería



FOTO 10: Aguas de lluvia discurriendo por canales naturales (humedecimiento de muros rústicos)

SUMIDERO TIPO GRANDE CONECTADO A TUBERIA-S2



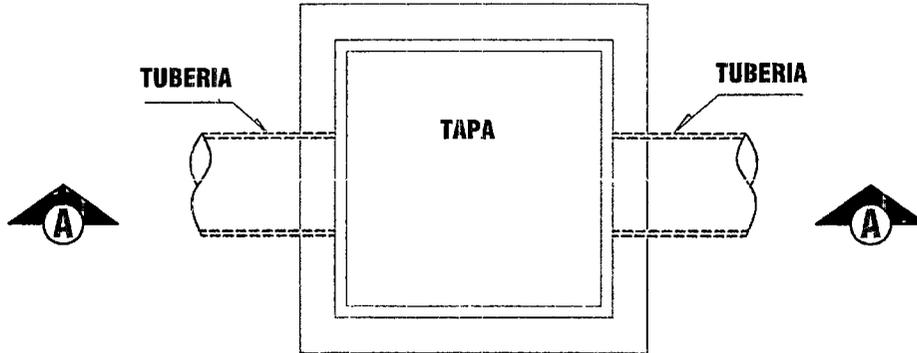
CORTE A-A

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA
 FACULTAD DE INGENIERIA MINAS CIVIL
 ESCUELA DE INGENIERIA DE OBRAS DE CONSTRUCCION

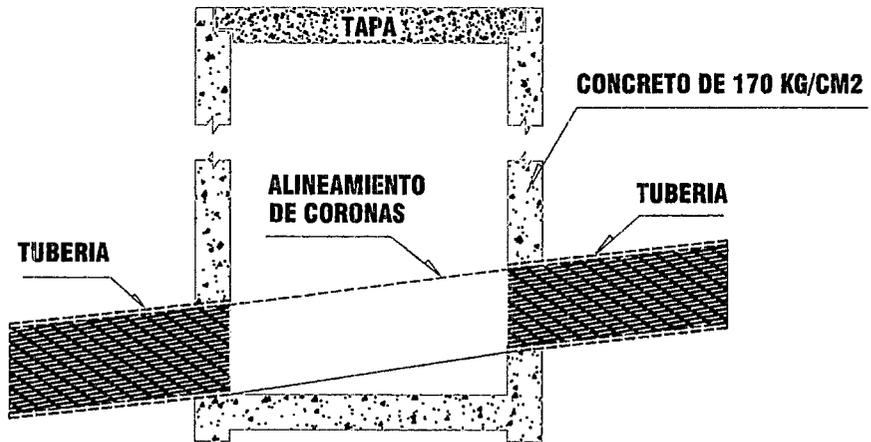
TESIS: " DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DE LA COMUNIDAD 3 DI MAYO DE PUCARUMI DEL DISTRITO DE ASCENSIÓN - HUANCAMELICA

	PLANO: SUMIDERO TIPO GRANDE	
	TESISTAS: - Efraín Rojas Poma - Juan Carlos Qulape Ccento	
ESCALA: INDICADA	HVCA - 2015	P-5

DEPOSITOS DE RETENCIÓN



PLANTA
2/2



CORTE A-A
2/2

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCABELICA
FACULTAD DE INGENIERIA MINAS CIVIL
INSTITUTO VICE-RECTORAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS: "DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DE LA COMUNIDAD 3 DE MAYO DE PUCARUMI DEL DISTRITO DE ASCENSION - HUANCABELICA"



PLANO: DEPOSITOS DE RETENCIÓN

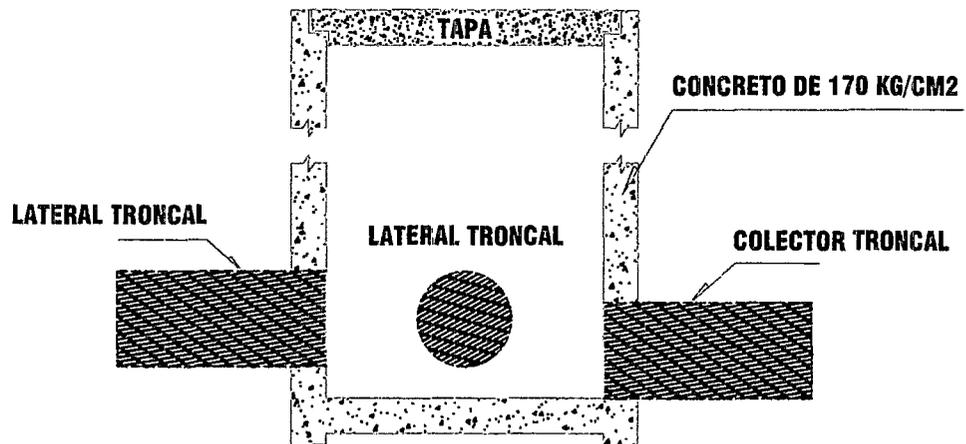
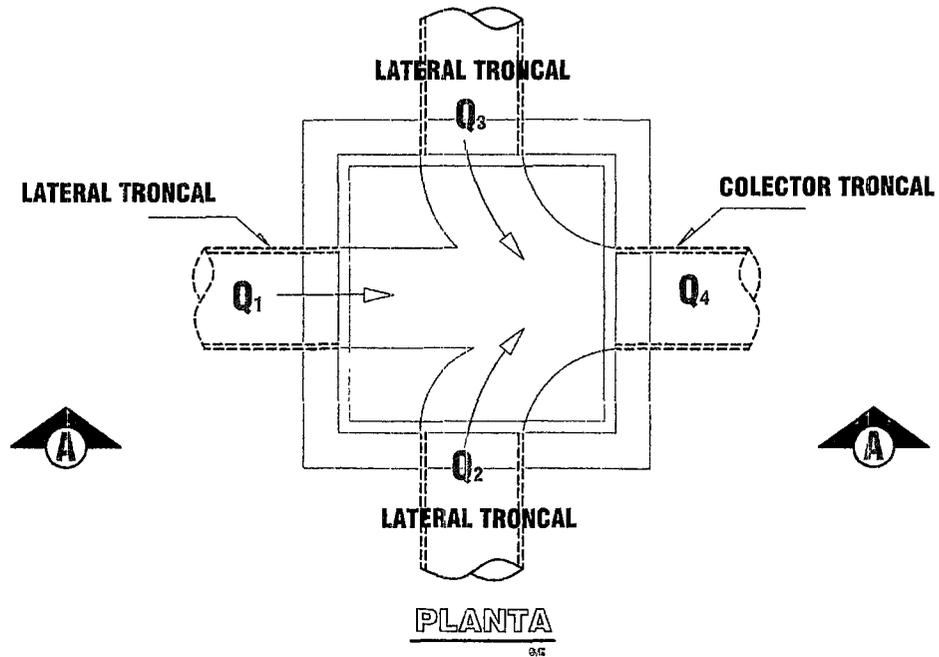
TESISTAS: - Efraín Rojas Poma
- Juan Carlos Quijse Cante

ESCALA: INDICADA

HVCA - 2015

P-6

ESTRUCTURAS DE ENCUENTRO DE COLECTORES LATERALES EN CRUCE DE CALLES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAYELICA
FACULTAD DE INGENIERIA MINAS CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE CIVIL

**TESIS: " DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DE LA COMUNIDAD 3 DE
MAYO DE PUCARUMI DEL DISTRITO DE ASCENSIÓN - HUANCAYELICA**



PLANO: ESTRUCTURAS PARA ENCUENTRO DE COLECTORES

TESISTAS:
- Efraín Rojas Poma
- Juan Carlos Quespa Coanta

ESCALA: INDICADA

HVCA - 2015

P-7