

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Evaluación de la vulnerabilidad hidráulica de
sistemas de drenaje menor en el camino vecinal
Muyurina - Niño Yucaes**

Tesis para optar el título de ingeniera civil

Presentado por:

Bach. LETICIA SOCA FLORES

Asesor:

MSc. Edmundo Canchari Gutiérrez

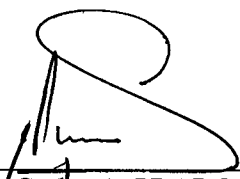
AYACUCHO - PERU

2016

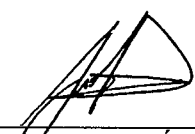
“EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD HIDRÁULICA DE SISTEMAS DE DRENAJE MENOR EN EL CAMINO VECINAL MUYURINA – NIÑO YUCAES”.

RECOMENDADO : 07 DE ABRIL DEL 2016

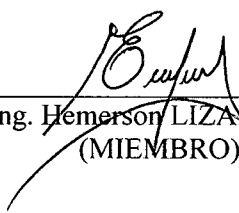
APROBADO : 13 DE MAYO DEL 2016



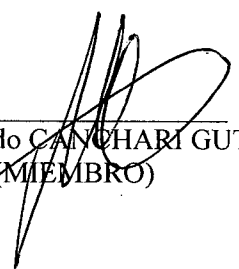
MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO
(PRESIDENTE)



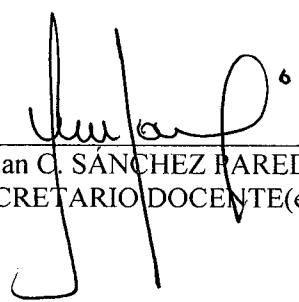
MSc. Ing. Jaime L. BENDEZÚ PRADO
(MIEMBRO)



MSc. Ing. Hemerson LIZARBE ALARCÓN
(MIEMBRO)

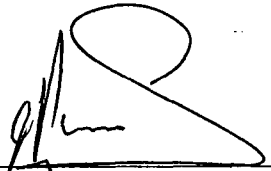


MSc. Ing. Edmundo CANCHARI GUTIÉRREZ
(MIEMBRO)




Arq. Juan C. SÁNCHEZ RAREDES
(SECRETARIO DOCENTE(e))

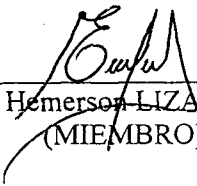
Según el acuerdo constatado en el Acta, levantado el 13 de mayo del 2016, en la Sustentación de Tesis presentado por la Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Srta. **Leticia SOCA FLORES**, con la Tesis Titulado “**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD HIDRÁULICA DE SISTEMAS DE DRENAJE MENOR EN EL CAMINO VECINAL MUYURINA – NIÑO YUCAES**”, fue calificada con la nota de **DIECISÉIS (16)** por lo que se da la respectiva **APROBACIÓN**.



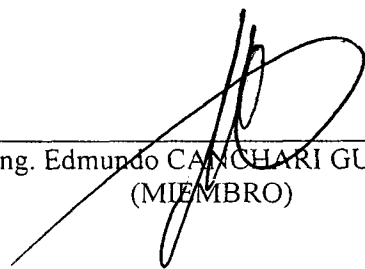
MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO
(PRESIDENTE)



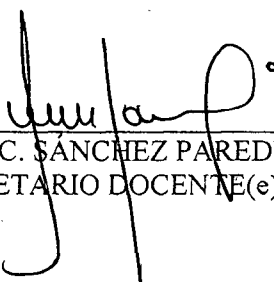
MSc. Ing. Jaime L. BENDEZÚ PRADO
(MIEMBRO)



MSc. Ing. Hemerson LIZARBE ALARCÓN
(MIEMBRO)



MSc. Ing. Edmundo CANCHARI GUTIÉRREZ
(MIEMBRO)



Arq. Juan C. SÁNCHEZ PAREDES
(SECRETARIO DOCENTE(e))

Dedicatoria

A Dios por su Amor, por estar siempre a mi lado, aun cuando yo no lo sabía.

A mis padres Trinidad y Teodosio por mostrarme cariño y apoyo incondicional.

Agradecimientos

A mi alma mater la "Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga" por haberme brindado formación profesional.

A la facultad de Minas Geología y civil, a la escuela de formación profesional de Ingeniería Civil que a través de sus docentes me brindó conocimientos y enseñanzas para el mejor desenvolvimiento en mi vida profesional

Al Ing. Edmundo Canchari Gutiérrez, asesor del presente trabajo por su orientación y enseñanza.

A mis hermanos, por apoyarme en todo momento

Resumen

Los caminos vecinales, representan el 60 % de las carreteras en el Perú y es soporte del desarrollo económico y social de anexos, centros poblados y distritos. Una de las amenazas más importante en su deterioro es la lluvia; por esta razón el objetivo del presente trabajo es evaluar el nivel de vulnerabilidad hidráulica del sistema de drenaje menor (Alcantarillas) en el camino vecinal Muyurina - Niño Yucaes (Long. 9.02 km), ubicado en el Distrito Tambillo, Provincia Huamanga, Región Ayacucho. Se utilizó la Carta Geológica Nacional del Perú (27ñ), y datos de campo como la ubicación geográfica, geometría de la sección, longitud, pendiente y material de las alcantarillas. Del estudio hidrológico se obtuvo el caudal para cada alcantarilla, de acuerdo a las características particulares de cada subcuenca y para diferentes periodos de retorno; con estos caudales se procede a calcular la altura de flujo en la entrada de cada alcantarilla, primero como si se trabajara con control a la entrada y luego como si trabajara con control a la salida y se eligió el mayor nivel entre ambos. Finalmente en base a los caudales obtenidos para diferentes periodos de retorno y las alturas calculadas a la entrada de cada alcantarilla se asignó el nivel de vulnerabilidad hidráulica, de acuerdo al criterio de los ingenieros William Vargas y José Garro, el cual se resume en el Cuadro 3.1 y Figura 3.2. Como resultado de las 26 alcantarillas evaluadas se obtuvo que, 19 presentan nivel de vulnerabilidad hidráulica muy baja; 1 presenta nivel de vulnerabilidad baja y 6 presentan nivel de vulnerabilidad muy alta. Es decir el 73.08 % de las alcantarillas están sobredimensionadas y el 23.08 % de las alcantarillas presentan problemas de capacidad hidráulica.

Palabra Clave: Vulnerabilidad, hidráulica, alcantarillas, camino vecinal.

Índice general

Dedicatoria	I
Agradecimientos	II
Resumen	III
Índice general	IV
Índice de cuadros	VIII
Índice de figuras	X
Introducción	1
1. Generalidades	3
1.1. Motivación para el desarrollo de la tesis	3
1.2. Planteamiento del problema	4
1.2.1. Antecedentes	5
1.2.2. Problema	7
1.2.2.1. Problema central	7
1.2.2.2. Problemas específicos	7
1.2.3. Objetivos	7
1.2.3.1. Objetivo general	7
1.2.3.2. Objetivos específicos	7
1.2.4. Hipótesis	8
1.2.4.1. Hipótesis general	8
1.2.4.2. Hipótesis específicos	8

1.2.5.	Justificación	8
1.2.6.	Metodología y plan de trabajo	9
2.	Revisión bibliográfica	10
2.1.	Conceptos básicos	10
2.1.1.	Amenaza	10
2.1.2.	Vulnerabilidad	11
2.1.3.	Riesgo	12
2.2.	Hidrología del sistema de drenaje menor	13
2.2.1.	Cuenca hidrográfica y características físicas	13
2.2.1.1.	Cuenca hidrográfica	13
2.2.1.2.	Características físicas de la cuenca	14
2.2.2.	Fundamentos de escorrentía	19
2.2.2.1.	Precipitación	19
2.2.2.2.	Abstracciones hidrológicas	20
2.2.2.3.	Características de la escorrentía	21
2.2.2.4.	Ilustración del proceso de escorrentía	22
2.2.2.5.	Tiempo de concentración	22
2.2.3.	Probabilidad y estadística de valores máximos de precipitación y caudal	25
2.2.3.1.	Información hidrológica	25
2.2.3.2.	Estadísticos y parámetros de datos hidrológicos	26
2.2.3.3.	Análisis de frecuencia	28
2.2.3.4.	Distribución de probabilidad de valores extremos	29
2.2.3.5.	Estimación de parámetros en distribuciones de probabilidad	30
2.2.3.6.	Curva intensidad - duración - frecuencia	31
2.2.4.	Periodo de retorno de eventos hidrológicos máximos	35
2.2.4.1.	Periodo de retorno o intervalo de recurrencia	35
2.2.4.2.	Relación entre el periodo de retorno, el riesgo permisible de excedencia y la vida útil de la obra	36
2.2.4.3.	Periodo de retorno (T) de obras de drenaje vial	36

2.2.5.	Metodología para el cálculo de caudales	38
2.2.5.1.	Método racional	38
2.2.5.2.	Coefficiente de escorrentía (<i>C</i>)	39
2.2.6.	Precipitaciones totales de diseño	40
2.3.	Hidráulica de sistema de drenaje menor	41
2.3.1.	Consideraciones sobre el emplazamiento	41
2.3.2.	Velocidad máxima y mínima	43
2.3.3.	Criterios de diseño	43
2.3.3.1.	Condiciones de flujo en alcantarillas	44
2.3.3.2.	Tipos de control	45
2.3.3.3.	Velocidad a la salida de las alcantarillas	56
2.3.3.4.	Curvas de rendimiento en alcantarilla	57
3.	Materiales y métodos	60
3.1.	Ubicación	60
3.2.	Materiales y equipos	62
3.3.	Metodología de estudio	62
3.3.1.	Recopilación de información básica del sistema de drenaje menor (Alcantarilla) del camino vecinal Muyurina - Niño Yucaes	63
3.3.2.	Estudio hidrológico del camino vecinal Muyurina - Niño Yucaes	63
3.3.3.	Nivel de vulnerabilidad hidráulica del sistema drenaje menor del camino Muyurina - Niño Yucaes.	64
4.	Resultados y discusiones	67
4.1.	Información básica del camino vecinal Muyurina - Niño Yucaes	67
4.2.	Estudio hidrológico del camino vecinal Muyurina - Niño Yucaes	69
4.2.1.	Delimitación de sub cuencas	69
4.2.2.	Tiempo de concentración	70
4.2.3.	Coefficiente de escorrentía	71
4.2.4.	Precipitación total e intensidad	72

4.2.5. Curva Intensidad – Duración - Frecuencia	74
4.2.6. Caudales de diseño	76
4.3. Vulnerabilidad hidráulica del sistema drenaje menor del camino ve- cinal Muyurina–Niño Yucaes	79
4.3.1. Amenazas y factores de vulnerabilidad	79
4.3.2. Nivel de vulnerabilidad hidráulica de acuerdo al criterio de los ingenieros William Vargas y José Garro	80
4.4. Análisis de los resultados	84
5. Conclusiones y recomendaciones	86
5.1. Conclusiones	86
5.2. Recomendaciones	88
Bibliografía	89
Anexo A	94
Anexo B	102
Anexo C	146

Índice de cuadros

2.1. Tiempo de concentración por Agres	25
2.2. Coeficientes de duración lluvias entre 48 horas y una hora.	34
2.3. Valores de Período de Retorno T (Años).	37
2.4. Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.	37
2.5. Coeficiente de escorrentía.	40
2.6. Velocidades máximas admisibles (<i>m/s</i>) en conductos revestidos.	43
2.7. Factores que influyen en el rendimiento de una alcantarilla.	52
3.1. Criterios de vulnerabilidad en alcantarillas con base en la curva de desempeño.	66
4.1. Características básicas de las alcantarillas que sirven a quebradas.	68
4.2. Área de las subcuencas de las alcantarillas que sirven a quebradas.	69
4.3. Tiempo de concentración de cada subcuenca.	70
4.4. Coeficiente de escorrentía de cada subcuenca.	71
4.5. Precipitación total para diferentes duraciones (“Pd” en milímetros y “d” en minutos).	72
4.6. Intensidad a partir de la precipitación total. Intensidad (i) en milímetros por hora y duración (d) en horas.	73
4.7. Intensidad – Duración - Frecuencia	74
4.8. Caudal para cada subcuenca y diferentes periodos de retorno.	77
4.8. Caudal para cada subcuenca y diferentes periodos de retorno (continuación).	78
4.9. Amenazas y factores de vulnerabilidad.	79

4.10. Nivel de vulnerabilidad hidráulica de las alcantarillas del camino vecinal Muyurina – Niño Yucaes.	81
4.10. Nivel de vulnerabilidad hidráulica de las alcantarillas del camino vecinal Muyurina – Niño Yucaes (Continuación).	82
4.10. Nivel de vulnerabilidad hidráulica de las alcantarillas del camino vecinal Muyurina – Niño Yucaes (Continuación).	83
4.11. Comentario para cada alcantarilla de acuerdo al nivel de vulnera- bilidad.	84
4.11. Comentario para cada alcantarilla de acuerdo al nivel de vulnera- bilidad (Continuación).	85

Índice de figuras

2.1. La cuenca hidrográfica.	14
2.2. Relación entre descarga y área de la cuenca.	15
2.3. Relación entre descarga y pendiente.	16
2.4. Relación entre descarga y rugosidad.	16
2.5. Relación entre descarga y almacenamiento.	17
2.6. Relación entre descarga y densidad de drenaje.	17
2.7. Relación entre descarga y longitud de canal.	18
2.8. El proceso de escorrentía.	23
2.9. Localización de alcantarillas.	42
2.10. Tipos de control a la entrada	46
2.11. Típica sección de control de flujo a la entrada	47
2.12. Tipos de control a la salida.	50
2.13. condiciones típicos de flujo con control a la salida.	51
2.14. Línea de gradiente hidráulica y energía en flujo lleno.	54
2.15. Rendimiento de alcantarilla con control a la entrada.	59
3.1. Ubicación del camino vecinal. Proyección UTM (coordenadas en metros), Huso 18, Zona L, Datum WGS84.	61
3.2. Curva de desempeño hidráulico de una alcantarilla.	66
4.1. Curva Intensidad – Duración – Frecuencia para periodo de retorno 10 años.	75
4.2. Curva Intensidad – Duración – Frecuencia para periodo de retorno 100 años.	76

Introducción

En Perú el transporte por carretera es el más importante, para impulsar el desarrollo de las actividades productivas, comerciales y atender las necesidades sociales. De la longitud total de carreteras que tiene el Perú, el 40 % pertenece a la red vial nacional y departamental y el 60 % a la red vial vecinal. Se puede ver que la red vial vecinal predomina en longitud y se concluye que es el soporte del desarrollo económico y social de las poblaciones más alejadas. En los caminos vecinales se observa recurrentes problemas relacionados con el sistema de drenaje, debido a las amenazas que lo afectan, quedado evidenciado en temporadas de lluvias; identificándose colapso de la capacidad hidráulica e incluso inundación de la calzada. Desde 1995, en el Perú, se ha implementado tres niveles de intervención en la conservación vial, el mantenimiento rutinario, mantenimiento periódico y rehabilitación con el fin de evitar la pérdida del capital ya invertido. Para intervenir correctamente primero se debe identificar las amenazas, identificar factores de vulnerabilidad y evaluar los niveles de vulnerabilidad de los diferentes componentes de la red vial frente a las amenazas. Solo conociendo los verdaderos problemas que afectan la red vial, el gobierno puede tener una intervención efectiva y preservar la inversión efectuada. Por esta razón el objetivo del presente estudio es evaluar el nivel de vulnerabilidad hidráulica del sistema de drenaje menor (Alcantarillas) en el camino vecinal Muyurina - Niño Yucaes (Long. 9.02 km) ubicado en el distrito de Tambillo, provincia de Huamanga, región Ayacucho.

La tesis está organizado en los siguientes capítulos:

Capítulo I: Generalidades. Corresponde a la parte general de la tesis, contiene el problema de la investigación, los objetivos, hipótesis e importancia del tema desarrollado.

Capítulo II: Revisión bibliográfica, el presente capítulo trata sobre la fundamentación teórica necesaria para el desarrollo de la tesis, conceptos básicos, hidrología e hidráulica del sistema de drenaje menor.

Capítulo III: Materiales y métodos, trata sobre los materiales y equipos empleados en la investigación, a sí mismos describe en forma detallada la metodología empleada para lograr el objetivo de la investigación.

Capítulo IV: resultados y discusión, en este capítulo se muestra lo resultados obtenidos después a haber aplicado la metodología.

Capítulo V: Conclusiones y recomendaciones, contiene las conclusiones en función de los objetivos trazados; recomendaciones y trabajos futuros.

Anexos: contiene el plano de la delimitación de las subcuencas, información disponible y los cálculos previos necesarios para la obtención de los resultados.

Capítulo 1

Generalidades

1.1. Motivación para el desarrollo de la tesis

La infraestructura en general, en un país, es la base de su desarrollo, particularmente las obras viales son considerados vitales en el crecimiento y avance de un país. En el Perú el transporte por carretera es el más importante, pues por él se moviliza el 95% de la carga y casi la totalidad de los pasajeros del territorio nacional. En este sentido resulta esencial, para impulsar el desarrollo de las actividades productivas y comerciales, abastecer los centros de consumo, atender las necesidades sociales y promover la competitividad en el ámbito nacional. El Perú cuenta con una longitud total de carretera de 78 397 *km*, de los cuales 16 857 *km* (22%) pertenecen a la red vial nacional, 14 251 *km* (18%) pertenecen a la red vial departamental y 47 289 *km* (60%) pertenecen a la red vial vecinal. De las cifras anteriores se puede notar el predominio en longitud de la red vial vecinal y concluir que son el soporte del desarrollo económico y social de los pueblos más alejados (MTC, 2007).

Pese a la importancia que tienen los caminos vecinales se observa recurrentes problemas relacionados con el sistema de drenaje, quedando evidenciado en temporadas de lluvias; identificándose colapso de la capacidad hidráulica, inundación de la calzada, sedimentación de las estructuras de drenaje, deslizamiento en los taludes, debilitamiento de la estructura de la carretera, etc., ésta es la razón que motiva el presente estudio. Se debe tener presente, el gran valor y la importancia

capital de los drenajes para que la vía alcance su objetivo primordial: atender con eficiencia la circulación del tránsito bajo las condiciones prevaletcientes y según las características técnicas de diseño.

1.2. Planteamiento del problema

Un camino vecinal es aquel que pertenece al sistema vial vecinal y es competencia de los Gobiernos Locales. Sirven para dar acceso a los centros poblados, caseríos o predios rurales (*MEF*, 2011). Desde el punto de vista económico y social es importante para el transporte de personas, mercancías y para el acceso a las ciudades importantes, de los pueblos más alejados del país. Por lo tanto se hace imprescindible que se encuentre operativas durante las diferentes épocas del año contribuyendo de esta manera al desarrollo de diferentes actividades en beneficio de las comunidades.

Una parte esencial de las redes viales vecinales lo constituyen los sistemas de drenaje. Según *INVIAS* (2006), en una carretera, el sistema de drenaje es el conjunto de obras que permite un manejo adecuado del agua de escurrimiento o de infiltración que alcanza la carretera; considerando para tal propósito, procesos de captación, conducción y evacuación. El sistema de drenaje vial pueden clasificarse en obras para el control de aguas superficiales y obras para el manejo de flujos subterráneos o sub-superficiales; para definir el drenaje superficial se consideran las obras que actúan directamente sobre la carretera y las obras para el control de erosión de taludes que resultan ser muy importantes en la estabilidad de la vía. Las obras de drenaje superficial que trabajan directamente sobre la carretera se consideran como longitudinales y transversales, según la posición que estas guarden con respecto al eje de la vía; el drenaje longitudinal tiene por objeto captar los flujos de agua para evitar que lleguen a la vía o permanezcan en ella causando desperfectos mientras el drenaje transversal da paso al agua que cruza de un lado al otro de la vía y se divide en drenaje menor y mayor, según la dimensión del claro. Finalmente las obras para el control de erosión de taludes conducen las aguas a zonas seguras donde no se afecte la estabilidad de los taludes. Según *Peralta* (2010), suele llamarse a los puentes obras de drenaje mayor y a las alcantarillas

de drenaje menor.

En el Perú, los caminos vecinales presentan importantes daños, debido a los eventos naturales, principalmente la lluvia, lo cual es un reflejo de una condición de alta vulnerabilidad de la infraestructura vial. Según *INVIAS* (2006), el exceso de agua en el suelo o en la estructura de una carretera, afecta sus propiedades geomecánicas, los mecanismos de transferencia de carga, presiones de poros, subpresiones de flujo, presiones hidrostáticas, e incrementa la susceptibilidad a los cambios volumétricos. Por tal motivo y aun cuando el agua es un elemento fundamental para la vida, es también una de las causas más relevantes del deterioro prematuro de la infraestructura vial.

Finalmente, el problema de investigación queda planteado de la siguiente manera: cuál es la probabilidad de que los sistemas de drenaje menor de un camino vecinal sean afectados negativamente, como resultado de un evento natural (amenaza) principalmente la lluvia, considerando como factores de vulnerabilidad la capacidad hidráulica, la exposición de sus elementos estructurales y las características del diseño, construcción y mantenimiento de los componentes de un sistema de drenaje menor frente a las amenazas.

1.2.1. Antecedentes

El *MTC* (2005), en el Plan Intermodal de Transportes del Perú (Informe final - Parte 1, Capítulo 10) el cual viene a ser un plan de largo plazo para el desarrollo estratégico del sistema de transporte integrado; cuyo objetivo es proveer los elementos necesarios para ordenar el desarrollo de la infraestructura vial, considerando la situación y características de los servicios de transporte, con una visión integral de mediano y largo plazo; presenta los resultados del análisis ambiental y de vulnerabilidad, incluyendo: los peligros naturales y riesgos relativos a la red de transporte; el enfoque ambiental y la problemática relativa a la red de transporte. Sin embargo, se centrará solo en la red vial nacional y complementariamente, en la medida que sea funcional a la red nacional, en las redes viales departamentales.

LanammeUCR (2009), en el informe Evaluación de la vulnerabilidad de obras de drenaje intermedias, Ruta Nacional 1, tramo Barranca – Liberia tubo como

objetivo identificar factores de riesgo y vulnerabilidad ante eventos naturales de los distintos elementos de la infraestructura vial, mediante metodologías técnicas, objetivas y oportunas, de manera que se aporten elementos que promuevan un proceso de planificación, acciones preventivas o correctivas por parte de la administración activa del estado costarricense, con el fin de diagnosticar su condición actual y proponer medidas para contribuir a la reducción de la vulnerabilidad existente.

Vargas and Garro (2008), profesionales del Programa de Investigación de Riesgos Naturales de Costa Rica; realizaron investigaciones sobre la vulnerabilidad de las rutas nacionales, realizadas en el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica, que permitieron identificar una relación estrecha de ese aspecto con las características geométricas de las rutas de montaña. La investigación ha abarcado tanto la evaluación de amenazas como la de vulnerabilidades de los componentes estructurales más importantes de la infraestructura vial.

(*SIECA, 2010*), en el año 2000, luego que Centroamérica avanzara en el proceso de asimilar los daños ocasionados por la tormenta tropical Mitch del año 1998 y se diera cuenta que los desastres naturales no diferencian las fronteras políticas, los países de la región acordaron que para hacer frente a estas amenazas, debían tomar acciones y adoptar normas técnicas aplicables a las carreteras, con el propósito de reducir la vulnerabilidad de sus redes viales. Por lo tanto la Secretaría de Integración Económica Centroamericana (SIECA) comenzó a trabajar en la elaboración de una serie de documentos técnicos, cuyo objetivo era armonizar las normativas existentes en la región, relacionadas con temas viales. Este esfuerzo dio como resultado la publicación, entre otros, del Manual Centroamericano de Mantenimiento de Carreteras; en este texto se incorporaron herramientas para la evaluación de riesgos y factores para reducir la vulnerabilidad de la red vial.

1.2.2. Problema

1.2.2.1. Problema central

Vulnerabilidad hidráulica del sistema de drenaje menor en el camino vecinal Muyurina - Niño Yucaes (Long. 9.02 *km*), por causas atribuibles a factores hidráulicos.

1.2.2.2. Problemas específicos

- No hay suficiente monitoreo de la precipitación.
- Insuficiente área de drenaje, el cual lleva a embalsar las aguas generando en los terraplens empujes hidrodinámicos, saturación de suelos y flujo de agua a través de los mismos, aspectos que pueden llevar al deslizamiento, al lavado de finos (tubificación) y a la socavación de la estructura.
- Falta de capacidad global de respuesta de la estructura (alcantarilla), frente a las amenazas.

1.2.3. Objetivos

1.2.3.1. Objetivo general

Evaluar el nivel de vulnerabilidad hidráulica del sistema de drenaje menor (Alcantarillas) en el camino vecinal Muyurina - Niño Yucaes (Long. 9.02 *km*) ubicado en el Distrito de Tambillo, Provincia de Huamanga, Región Ayacucho.

1.2.3.2. Objetivos específicos

- Identificar amenazas a los cuales está expuesto el sistema de drenaje menor.
- Identificar factores de vulnerabilidad hidráulica del sistema de drenaje menor frente a las amenazas.
- Proponer medidas para reducir el nivel de vulnerabilidad hidráulica en sistemas de drenaje menor.

1.2.4. Hipótesis

1.2.4.1. Hipótesis general

La curva de desempeño hidráulico durante caudales máximos permite evaluar el nivel de vulnerabilidad hidráulica de los sistemas de drenaje menor.

1.2.4.2. Hipótesis específicos

- Mediante los registros históricos de precipitación es posible definir si la precipitación es una amenaza importante.
- Evaluando la exposición de los componentes estructurales del sistema de drenaje, frente a las amenazas, es posible identificar los factores de vulnerabilidad.
- Mediante medidas estructurales y no estructurales, es posible reducir el nivel de vulnerabilidad hidráulica.

1.2.5. Justificación

Los caminos sufren un proceso de deterioro permanente debido a los diferentes agentes que actúan sobre ellos, tales como: el agua, el tráfico, la gravedad en taludes, etc. Estos elementos afectan al camino, en mayor o menor medida, pero su acción es permanente y termina deteriorándolo a tal punto que lo puede convertir intransitable. El mantenimiento no es una acción que puede efectuarse en cualquier momento, sino más bien es una acción sostenida en el tiempo, orientada a prevenir los efectos de los agentes que actúan sobre el camino, extendiendo el mayor tiempo posible su vida útil y reduciendo las inversiones requeridas a largo plazo (*Menéndez, 2003*). En el Perú desde el año 1995, se ha implementado tres niveles de intervención en la conservación vial, el mantenimiento rutinario, mantenimiento periódico y rehabilitación con el objetivo primordial de evitar al máximo posible, la pérdida del capital ya invertido (*Provias Rural, 2005*). Un camino bien mantenido tiene beneficios tales como menores tiempos de circulación, ahorro en el costo de operación de los vehículos, tarifas más baratas del transporte de carga

y pasajeros, acceso permanente a los servicios de salud, educación y mercado etc. Para hacer un mantenimiento correcto es indispensable primero, identificar las amenazas, segundo identificar los factores de vulnerabilidad y finalmente evaluar los niveles de vulnerabilidad de los diferentes componentes de la red vial frente a las amenazas. Solamente conociendo los verdaderos problemas que afectan la red vial, el gobierno puede tener una intervención efectiva y preservar la inversión efectuada. En esta investigación se tomara solamente el componente sistema de drenaje menor (alcantarillas) para su respectiva evaluación.

1.2.6. Metodología y plan de trabajo

El tipo de investigación es aplicada con un enfoque de investigación cuantitativo; la metodología que se empleara para la evaluación de la vulnerabilidad hidráulica en sistemas de drenaje menor por causas atribuibles a los factores hidráulicos es el siguiente:

- Recopilación de información básica del camino vecinal analizado, en esta parte se identificará los sistemas de drenaje menor del camino vecinal con sus respectivas características básicas tales como ubicación geográfica, geometría de la sección, pendiente, material, componentes estructurales y estado actual.
- Estudio hidrológico del camino vecinal analizado, se delimitará la cuenca para cada sistema de drenaje menor y se procederá con el cálculo de caudal.
- Vulnerabilidad hidráulica del sistema drenaje menor del camino vecinal analizado, se identificará amenazas, factores de vulnerabilidad y finalmente se asignara el nivel de vulnerabilidad de acuerdo al criterio de *Vargas and Garro* (2008).

Capítulo 2

Revisión bibliográfica

2.1. Conceptos básicos

El sistema de transportes es esencial para garantizar acceso y movilidad a todos los habitantes de una sociedad, pero también a los productos físicos que consumen, compran o venden. La vulnerabilidad de una carretera ante amenazas naturales es un factor determinante de la seguridad vial, aunque los problemas se presentan en forma puntual y esporádica.

2.1.1. Amenaza

La amenaza se define como la probabilidad de ocurrencia de eventos naturales capaces de afectar negativamente a la infraestructura de una zona, durante un lapso específico. El grado o nivel de amenaza se caracteriza en función de tres factores principales: la susceptibilidad del sitio, la severidad (magnitud, intensidad, duración) y la frecuencia con que se presenten los eventos. La susceptibilidad es la distribución espacial de la probabilidad de ocurrencia de eventos en la región de análisis. La frecuencia es la recurrencia temporal o probabilidad de ocurrencia en el intervalo de tiempo. La severidad es la magnitud de los eventos y típicamente es inversamente proporcional a la frecuencia (*LanammeUCR and PITRA, 2009*).

Las amenazas pueden ser de origen natural, socio natural y humano. Las de origen natural es propia de la dinámica de la tierra y producen los fenómenos naturales tales como sismos, erupciones volcánicas, sequías, lluvias extremas, hu-

racanes, tornados, etc. Las de origen socio natural, se originan en la naturaleza y son emporadas por la acción humana (deforestación, erosión, deslizamientos, etc.). Y las amenazas de origen humano son las que se originan directamente por la acción humana (contaminación, etc.) (*MEP and UNESCO*, s.f.). Una amenaza natural se define como la probabilidad de ocurrencia de eventos destructivos producidos por los procesos geodinámicos y meteorológicos, en una región o espacio y en un intervalo de tiempo (Δt) específicos (*Vargas and Garro*, 2008). La mayoría de las amenazas naturales son impredecibles y poco controlables con el conocimiento científico y tecnologías actuales, y por tanto, es casi imposible de cambiar.

2.1.2. Vulnerabilidad

Según *LanammeUCR and PITRA* (2009) la vulnerabilidad se define como la probabilidad de afectación negativa (daños o pérdidas) en la infraestructura construida como resultado de eventos naturales. El grado o nivel de vulnerabilidad de un corredor vial se caracteriza en función de dos factores principales: la exposición a amenazas naturales, resultado de la ubicación de este en zonas con susceptibilidad; y las características del diseño, construcción y mantenimiento de las obras o componentes (taludes de corte, terraplenes, puentes, alcantarillas y otras obras de evacuación de aguas o estabilización de suelos). Para evaluar la vulnerabilidad de una carretera se debe analizar, en primer lugar las amenazas y así determinar la exposición resultante. De acuerdo a *ProDUS-UCR* (2014) la infraestructura vial presenta tres tipos de vulnerabilidades: (a) la física que es la posibilidad de falla de cada componente o tramo; (b) la sistémica que indica la importancia de la vía que podría fallar porque no existen muchas alternativas a las posibilidades de circulación que provee y (c) la funcional que indica la cantidad de vehículos de diferentes tipos que pueden ser afectados por diferentes períodos de tiempo. Por otro lado *Vargas and Garro* (2008), denominan fragilidad a la vulnerabilidad física y lo definen como el grado de daño que puede sufrir la infraestructura o la población por su mal desempeño o insuficiencia cuando es sometida a los efectos de las amenazas.

LanammeUCR and PITRA (2009) proponen que la vulnerabilidad física es el producto de dos factores principales, la exposición y el inverso de la calidad

$$Vulnerabilidad = \frac{Exposicion}{Calida} \quad (2.1)$$

La exposición es la ubicación de la infraestructura y la población en un espacio no óptimo para su seguridad. Se relaciona directamente con la susceptibilidad del sitio a las amenazas y su severidad. La calidad es la capacidad global de respuesta a las demandas de las amenazas, que es determinante del daño probable. Se compone de las calidades del diseño, la construcción y el mantenimiento.

La peor combinación de factores, para la infraestructura, es la existencia de una alta amenaza natural con una alta exposición y una baja calidad.

Según *LanammeUCR* (2009) la vulnerabilidad hidráulica de las obras de drenaje menor e intermedio es función del área disponible para el flujo, dado que su velocidad, y por ende su capacidad, es función de esta variable. Velocidades altas conducen a la erosión de las obras hidráulicas y la socavación de terraplenes. Una insuficiente área de drenaje lleva a embalsar las aguas generando en los terraplenes empujes hidrodinámicos, saturación de suelos y flujo de agua a través de los mismos, aspectos que pueden llevar al deslizamiento, al lavado de finos (tubificación) y a la socavación de la estructura.

2.1.3. Riesgo

UNESCO (s.f) citado por *Vargas and Garro* (2008) define los riesgos naturales como la probabilidad de que la infraestructura y la población de una región sufran daños o pérdidas, como resultado de eventos destructivos o peligros de origen natural, geológicos y climáticos. El riesgo es el producto o convolución de dos factores denominados amenaza y vulnerabilidad. La amenaza es el factor natural y la vulnerabilidad es el factor humano del riesgo.

La contribución al riesgo de cada factor es multiplicativa y no sumativa, por lo que es vital reducir la vulnerabilidad para atenuar los riesgos de las carreteras (*LanammeUCR and PITRA*, 2009).

2.2. Hidrología del sistema de drenaje menor

El diseño del drenaje cubre muchas disciplinas, dos de los cuales son la hidrología y la hidráulica. La determinación de la cantidad de las aguas superficiales, subterráneas y la frecuencia de la escorrentía es un problema hidrológico. El análisis hidrológico necesario para estimar la descarga es un componente importante del esfuerzo global de diseño. Donde el nivel de esfuerzo requerido depende de la disponibilidad de datos y la sofisticación de la técnica de análisis seleccionado. Independientemente de la técnica de análisis usado, el análisis hidrológico siempre implica criterios de ingeniería debido a la complejidad y naturaleza aleatoria inherente del mismo proceso de escorrentía. A diferencia de otros aspectos del diseño de la ingeniería, la cuantificación de la escorrentía no es una ciencia precisa. Para los problemas de diseño rutinario, particularmente aquellos que involucran áreas de drenaje pequeño, es poco práctico e innecesario usar métodos de análisis sofisticado que requieren mucho tiempo y trabajo. Afortunadamente, hay un número de métodos probados disponible para el análisis hidrológico para los muchos problemas tradicionales y rutinarios del día a día (*Schall et al.*, 2008).

Las obras de drenaje en una carretera abarcan desde pequeñas alcantarillas y cunetas longitudinales hasta obras de drenaje importantes y puentes de gran costo. Cada una de ellas requiere de algún tipo de análisis hidrológico cuya extensión y alcance dependerá del nivel del estudio y de la importancia de la obra (*MOPC*, 2011).

En el presente caso solamente se desarrollara el análisis hidrológico para sistemas de drenaje menor (alcantarillas).

2.2.1. Cuenca hidrográfica y características físicas

2.2.1.1. Cuenca hidrográfica

Según *INVIAS* (2009) la cuenca hidrográfica es el ente físico natural de todo cálculo en hidrología. Se define como un área limitada topográficamente, drenada por un curso de agua o un sistema de cursos de agua, tal que todo el caudal effluente es descargado a través de una salida simple, localizada en el punto más

bajo de la misma. El límite topográfico es la divisoria, la cual se define como la línea que separa las precipitaciones que caen en hoyas inmediatamente vecinas, y que encaminan la escorrentía resultante para uno u otro sistema fluvial. Por otro lado Aparicio (1992) define la cuenca como 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.



Figura 2.1: La cuenca hidrográfica.
Fuente: The COMET program (s.fa)

2.2.1.2. Características físicas de la cuenca

Algunos de los muchos factores que determinan el carácter hidráulico de un sistema de drenaje natural vienen a ser el área de drenaje, pendiente, rugosidad hidráulica, almacenamiento, densidad de drenaje, longitud del canal, antecedente de la condición de humedad, urbanizaciones, etc. El efecto que cada uno de estos factores tiene sobre las características importantes de la escorrentía es a menudo difícil de cuantificar (*McCuen et al.*, 2002). Según INVIAS (2009) las características físicas más importantes de las cuencas hidrográficas son las siguientes: Área de drenaje, forma de la cuenca, sistema de drenaje, pendiente de la cuenca, pendiente del cauce principal y tiempo de concentración.

A. Área de drenaje

Según *INVIAS* (2009) es el área plana (proyección horizontal) incluida entre su divisoria topográfica. Mientras *McCuen et al.* (2002) lo define como la característica más importante de la cuenca, que afecta la escorrentía. Cuanto mayor sea el área de drenaje contribuyente, mayor será la escorrentía. Independientemente del método utilizado para evaluar el caudal de escorrentía. El caudal máximo está directamente relacionado con el área de drenaje (Ver Figura 2.2).

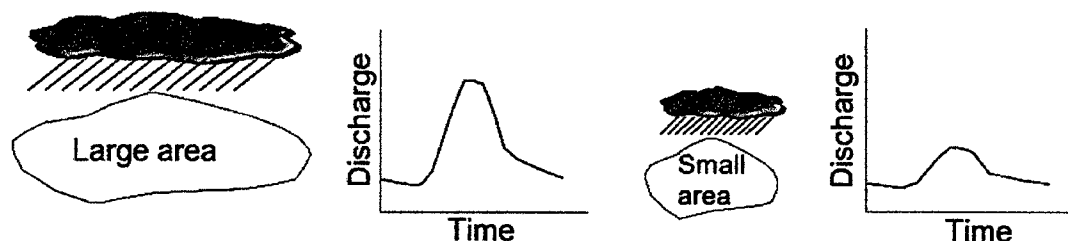


Figura 2.2: Relación entre descarga y área de la cuenca.
Fuente: *McCuen et al.* (2002).

B. Forma de la cuenca

Esta característica es importante, pues se relaciona con la capacidad de concentración del caudal pico de una creciente. En hoyas circulares esta concentración es mayor, mientras que en hoyas alargadas es menor (*INVIAS*, 2009).

C. Pendiente de la cuenca

La pendiente de la cuenca determina, de manera indirecta, la capacidad de concentración del agua y la producción del caudal pico en una cuenca. Por lo tanto una cuenca con pendiente alta es propensa a la producción de altos y rápidos caudales pico (*INVIAS*, 2009). *McCuen et al.* (2002) manifiesta que las pendientes empinadas tienden a resultar en respuestas rápidas de escorrentía para excesos de precipitación local, pues la escorrentía es rápidamente removida de la cuenca y en consecuencia el hidrograma es corto con un caudal alto. Si la pendiente es muy plana, la precipitación no será removida con rapidez. Los procesos de infiltración tendrán más tiempo para afectar el exceso de precipitación, de este modo se incrementara las abstracciones y resultara en una reducción del volumen total de lluvia (Ver Figura 2.3).

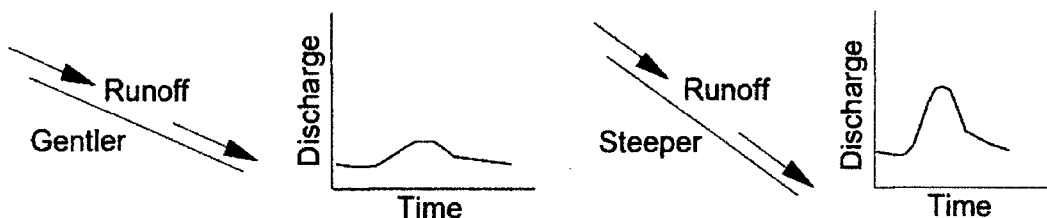


Figura 2.3: Relación entre descarga y pendiente.
Fuente: *McCuen et al.* (2002).

D. Rugosidad hidráulica

La rugosidad hidráulica tiene un efecto marcado en las características de la escorrentía resultante de una determinada tormenta. La tasa máxima de descarga es inversamente proporcional a la rugosidad hidráulica (para rugosidades bajas se tiene altas descargas). La rugosidad afecta el hidrograma de escorrentía en una forma opuesta que la pendiente. Cuanto menor sea la rugosidad, el hidrograma resultante será más puntiagudo y corto para una determinada tormenta, Ver Figura 2.4 (*McCuen et al.*, 2002).

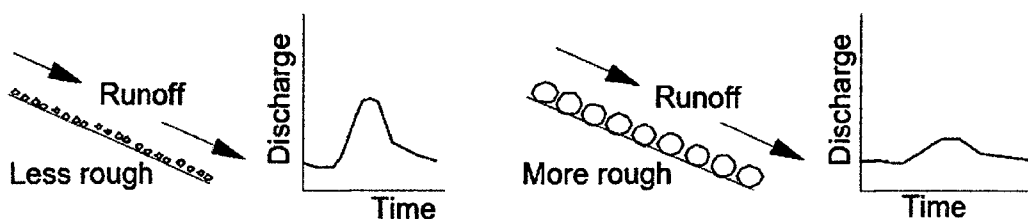


Figura 2.4: Relación entre descarga y rugosidad.
Fuente: *McCuen et al.* (2002).

E. Almacenamiento

Es común para una cuenca tener un almacenamiento natural o provocado por el hombre y ello afecta en gran medida la respuesta de un determinado evento de precipitación. Las características comunes que contribuyen al almacenamiento dentro de una cuenca son lagos, pantanos, áreas de mucha vegetación, contracciones naturales o hechas por el hombre, en el canal de drenaje, los cuales causan remanso, almacenamiento e inundación. El almacenamiento puede tener un efecto significativo en la reducción de la tasa de descarga máximo, aunque esta reducción no es necesariamente universal (Ver Figura 2.5) (*McCuen et al.*, 2002).



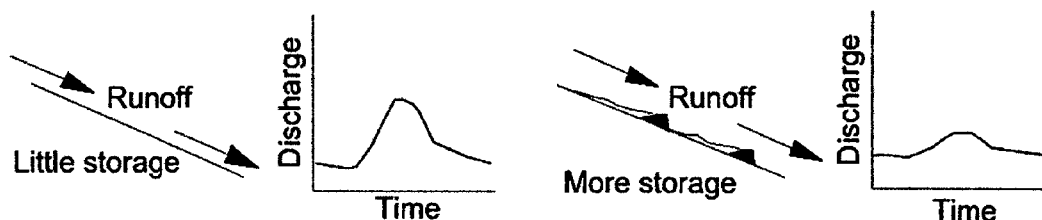


Figura 2.5: Relación entre descarga y almacenamiento.
Fuente: *McCuen et al.* (2002).

F. Densidad de drenaje

Denominamos densidad de drenaje a la suma de la longitud de todos los canales en el interior de una cuenca dividida por el área de la cuenca. La densidad de drenaje es una de las características más importantes para evaluar la escorrentía potencial. La densidad de drenaje de una cuenca con muchos afluentes es mayor que la de una cuenca con pocos afluentes. Cuando la densidad de drenaje es mayor, la cuenca puede drenar de forma más eficiente después de una tormenta. Si el drenaje es más eficiente, el agua se desplaza más rápidamente a los arroyos y riachuelos, con el resultado de que los caudales máximos de las tormentas son mayores y se producen más rápidamente. Normalmente, las cuencas con densidades de drenaje menores tienen suelos profundos y bien desarrollados. En este caso, es más probable que el agua penetre el suelo en lugar de convertirse en escorrentía superficial e incorporarse a la red de canales fluviales (Ver Figura 2.6) (*The COMET program*, s.f b).

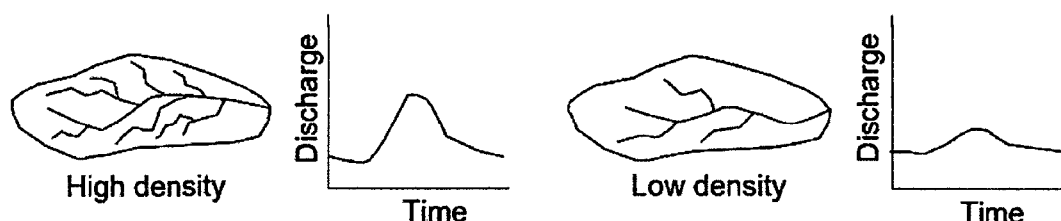


Figura 2.6: Relación entre descarga y densidad de drenaje.
Fuente: *McCuen et al.* (2002).

G. Longitud del canal

La longitud del canal es una característica importante de la cuenca. Cuanto más grande el canal, más tiempo requiere el agua para llegar de la parte más alejada a

la salida de la cuenca. En consecuencia, si todos los demás factores son iguales, una cuenca con longitud de canal más largo tendrá una respuesta más lenta para una determinada precipitación que ingresa a la cuenca que un canal de longitud corta. A medida que el hidrograma viaja a lo largo del canal, se atenúa y se extiende en el tiempo debido a los efectos de almacenamiento y rugosidad hidráulica. Como se muestra en la Figura 2.7, canales largos resulta en descargas picos bajos e hidrogramas largos *McCuen et al.* (2002).

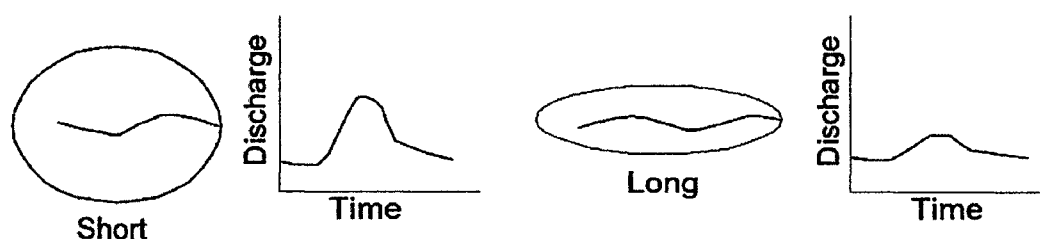


Figura 2.7: Relación entre descarga y longitud de canal.
Fuente: *McCuen et al.* (2002).

H. Antecedentes de la condición de humedad

La condición de humedad del suelo de la cuenca al inicio de la tormenta, afecta el volumen de escorrentía generado por un evento de tormenta particular. El volumen de escurrimiento está directamente relacionado con los niveles de humedad antecedente. A menor humedad en el suelo al inicio de la precipitación, menor será la escorrentía. Por el contrario a mayor contenido de humedad del suelo, mayor será la escorrentía atribuible a una tormenta particular (*McCuen et al.*, 2002).

I. Urbanización

Cuando una cuenca se somete a una urbanización, la descarga máxima típicamente se incrementa y el hidrograma se acorta y se eleva más rápidamente. Esto se debe principalmente a la mejora de la eficiencia hidráulica de un área urbanizado (*McCuen et al.*, 2002).

J. Pendiente del cauce principal

Dado que el cauce principal es el desagüe de la cuenca, este parámetro también determina la rapidez de producción del caudal pico de escorrentía superficial y la

capacidad de concentración de la referida descarga. Para evaluar este parámetro existen dos metodologías. La primera se relaciona con la pendiente total del cauce principal, y es igual a la diferencia entre las cotas mayor y menor del cauce sobre la longitud total del mismo. La segunda se define como la pendiente media ponderada del cauce principal; para ello, en primer término, se debe trazar el perfil longitudinal de la corriente, y luego, haciendo base en la cota menor del referido perfil, se calcula un triángulo que tenga la misma área geométrica del mencionado perfil longitudinal. La diferencia de cotas del triángulo resultante, dividida por la longitud del cauce, es igual a dicha pendiente. El valor de esta pendiente representa mejor las características reales de la pendiente promedio del cauce principal (INVIAS, 2009).

2.2.2. Fundamentos de escorrentía

La escorrentía superficial en problemas de drenaje, y particularmente en problemas de drenaje vial, parte de la suposición que las cuencas hidrográficas se encuentran húmedas cuando acontece el aguacero de diseño, de tal manera que la intercepción y la detención superficial ya han sido copadas por lluvias previas, y el único elemento que descuenta agua de la precipitación es el proceso de infiltración. Tampoco se tienen en cuenta los fenómenos de evaporación y transpiración de las plantas debido a que, en general, las lluvias intensas que producen grandes caudales pico para diseño de obras de drenaje son de muy corta duración (horas), y los referidos fenómenos en estos eventos son muy pequeños. Tampoco es usualmente tenido en cuenta el fenómeno de escorrentía subterránea afluente a los cauces durante y después del aguacero de diseño, pues éste es un fenómeno de movimiento del agua en un medio poroso (suelo), que usualmente es pequeño en comparación con la escorrentía superficial producida por la hoya hidrográfica (INVIAS, 2009).

2.2.2.1. Precipitación

Según Aparicio (1992) desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes

al uso y control del agua. Por otro lado *McCuen et al.* (2002), define la precipitación como el agua que cae de la atmósfera en su forma líquida o sólida. Según Monsalve (1995) la precipitación es, en general, el término que se refiere a todas las formas de humedad emanada de la atmósfera y depositada en la superficie terrestre, tales como lluvia, granizo, rocío, neblina, nieve o helada. Por su parte *Chow et al.* (1994), manifiesta que la precipitación incluye la lluvia, la nieve, y otros procesos mediante los cuales el agua cae a la superficie terrestre, tales como granizo y nevisca.

Las características importantes de la precipitación en el drenaje de carreteras son la intensidad, la duración, el tiempo de distribución de la precipitación, la forma de tormenta, tamaño, movimiento y la frecuencia. La intensidad es la característica más importante de la precipitación. Desde el punto de vista del diseño de carreteras, la principal preocupación es la frecuencia de ocurrencia de la escorrentía, y en particular, la frecuencia de la descarga máxima (*McCuen et al.*, 2002).

2.2.2.2. Abstracciones hidrológicas

El término colectivo para denominar a los diferentes procesos que actúan para extraer agua de la precipitación de entrada antes de que la escorrentía salga de la cuenca se llama abstracciones. Estos procesos son evaporación, transpiración, interceptación, infiltración, almacenamiento en depresiones y almacenamiento de detención. Las abstracciones más importantes en la determinación de la escorrentía superficial son la infiltración, almacenamiento en depresiones y almacenamiento de detención (*McCuen et al.*, 2002).

A. Infiltración

La infiltración es el flujo de agua hacia el interior del suelo a través de la percolación. El proceso de infiltración es complejo y depende de muchos factores tales como el tipo de suelo, cobertura vegetal, condiciones de humedad antecedente o la cantidad de tiempo transcurrido desde el último evento de precipitación, intensidad de la precipitación y temperatura. La infiltración es usualmente, la única abstracción más importante en la determinación de la repuesta de una cuenca

a un determinado evento de precipitación. A pesar de su importancia, no se ha desarrollado un modelo general aceptable para predecir con precisión la tasa de infiltración o el volumen total de infiltración para una cuenca (*McCuen et al.*, 2002).

B. Almacenamiento en depresiones

El almacenamiento en depresiones es el agua que se pierde al quedarse atrapado en las numerosas depresiones pequeñas, lo cual es característica de cualquier superficie natural. Cuando el agua se acumula temporalmente en un punto bajo no tiene posibilidad de escapar como escorrentía, esta acumulación es referido como almacenamiento en depresión. La cantidad de agua que se pierde debido al almacenamiento en depresión varía mucho con el uso del suelo. Una superficie pavimentada no detendrá tanta agua como un campo recién arado. La relativa importancia del almacenamiento en depresión en la determinación de la escorrentía depende de la cantidad e intensidad de la precipitación en la tormenta. El rango de valor típico de almacenamiento en depresión es de 1 a 8 mm (0.04 a 0.3 in) con valores de hasta 15 mm (0.6 in) por evento. Así como la evaporación y la transpiración, el almacenamiento en depresión generalmente no se calcula en el diseño de la carretera (*McCuen et al.*, 2002).

C. Almacenamiento de detención

Es el agua que se almacena temporalmente hasta que alcance una altura necesaria para que ocurra el flujo superficial. La cantidad de agua que puede ser almacenado es dependiente de un número de factores tales como el uso del suelo, cobertura vegetal, pendiente e intensidad de la precipitación. El rango de valores típicos para el almacenamiento de detención es de 2 a 10 mm (0.08 a 0.4 in), pero se han reportado valores tan altos como 50 mm (2 in) (*McCuen et al.*, 2002).

2.2.2.3. Características de la escorrentía

El agua que no ha sido extraída, de la precipitación de entrada, sale de la cuenca como escorrentía superficial. Mientras la escorrentía ocurre en varias etapas, el flujo que se ha canalizado es la principal consideración para diseñar el cruce de

las corrientes en las carreteras ya que influyen en el tamaño de la estructura de drenaje. La escorrentía en un instante dado, en términos de volumen por unidad de tiempo, es llamado descarga. Algunas características importantes de la escorrentía en el diseño de drenaje son: (1) caudal máximo o la tasa máxima de flujo; (2) la variación de descarga con el tiempo (hidrograma); (3) la relación nivel – caudal; (4) volumen total de escorrentía; y (5) la frecuencia con el cual la descarga puede ser igualado o excedido (probabilidad de excedencia) (*McCuen et al.*, 2002).

2.2.2.4. Ilustración del proceso de escorrentía

La precipitación, es la entrada al proceso de escorrentía, de esto, se debe extraer las diversas abstracciones. Cuando inicia las primeras precipitaciones, el follaje y otras superficies de intercepción se mojan. Como el agua se adhiere a estas superficies, una buena porción de esta precipitación inicial es abstraída. Solo el agua que está en demasía de lo necesario para abastecer la intercepción está disponible para el almacenamiento en depresiones. Cuando la precipitación de entrada es igual a la intercepción, infiltración y almacenamiento en depresión, no hay escorrentía superficial. Solo después de que la intercepción, almacenamiento en depresión y la infiltración han sido satisfechos hay exceso de agua que discurre por la superficie y se le denomina exceso de precipitación. El concepto de **exceso de precipitación** es muy importante en el análisis hidrológico; y se define como la cantidad de agua disponible, que fluye después de la abstracción inicial y otras pérdidas que han sido satisfechas (ver Figura 2.8) (*McCuen et al.*, 2002).

2.2.2.5. Tiempo de concentración

Según *Vélez and Botero* (2010) la hipótesis fundamental en el diseño hidrológico, radica en la suposición que la duración de la lluvia máxima o de diseño, coincide con el tiempo de concentración de la cuenca. *McCuen et al.* (2002) define el tiempo de concentración, como el tiempo requerido para que una partícula de agua, desde del punto hidráulicamente más lejano de la cuenca llegue al punto de salida o punto de diseño. Los factores que afectan el tiempo de concentración son la longitud, pendiente y rugosidad de la trayectoria del flujo. Por otro lado *INVIAS*

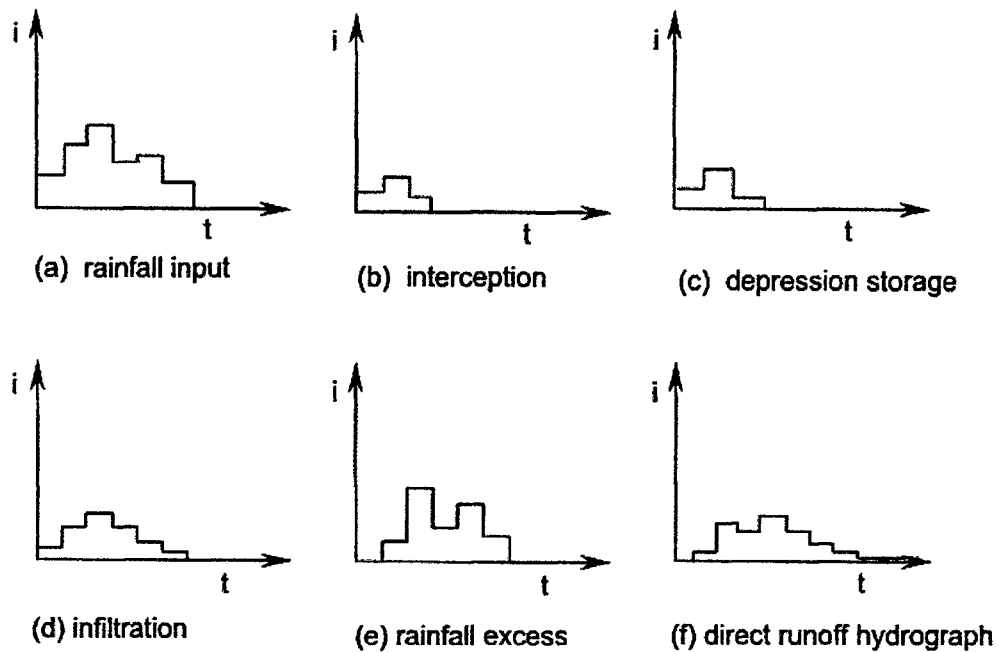


Figura 2.8: El proceso de escorrentía.

Fuente: *McCuen et al.* (2002).

(2009), lo define como el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda la hoya contribuya al sitio de la obra de drenaje en consideración, o, en otras palabras, el tiempo que toma el agua desde los límites más extremos de la hoya hasta llegar a la salida de la misma. Según *McCuen et al.* (2002), se puede usar varios métodos para estimar el tiempo de concentración de una cuenca. Algunos métodos de estimación pueden ser clasificados como globales ya que fueron diseñados y calibrados para ser usado en toda una cuenca; estos métodos tienen al tiempo de concentración como una variable dependiente. Otros métodos están destinados a un segmento de la trayectoria principal, y producen una velocidad de flujo que puede ser utilizado con la longitud de ese segmento para calcular su tiempo de viaje. Con este método, el tiempo de concentración es igual a la suma de los tiempos de viaje en cada segmento de la trayectoria del flujo principal.

En general, el tiempo de concentración se calcula por medio de ecuaciones empíricas, dentro de las cuales se cuentan las siguientes: Ecuación de Kirpich, Ecuación California Culverts Practice, Ecuación de Témez, Ecuación de Williams, Ecuación de Johnstone y Cross, Ecuación de Giandotti, Ecuación de SCS – Ransser, Ecuación de Ventura – Heras, Ecuación de V.T. Chow, Ecuación del Cuerpo

de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, Ecuación de Hathaway, Ecuación de Izzard, Ecuación de Federal Aviation Administration, Ecuación de onda cinemática, Ecuación de retardo del Soil Conservation Service SCS, Ecuación de George Rivero, Ecuación según el método de la velocidad del SCS (INVIAS, 2009). A continuación se da a conocer las ecuaciones de alguno de ellos.

A. Ecuación de Kirpich (Villón, 2002)

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (2.2)$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración (min)

L = máxima longitud del recorrido (m)

H = Diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal (m)

B. Ecuación de Izzard (INVIAS, 2009)

Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads, Estados Unidos, para flujo superficial en caminos y áreas de céspedes. La solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser menor o igual a 500.

$$t_c = \frac{134.5964(0.0007i + C) L^{0.33}}{S^{0.333} i^{0.667}} \quad (2.3)$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración, en minutos (min).

i : Intensidad de la lluvia, en milímetros por hora (mm/h).

C : Coeficiente de retardo, adimensional. Igual a 0.0070 para pavimentos lisos, 0.012 para pavimentos rugosos o de concreto y 0.06 para superficies densas de pastos.

L : Longitud del cauce principal, en metros (m).

S : Pendiente total del cauce principal, en metros por metro (m/m).

C. Ecuación de onda cinemática (Morgali y Linsley, y Aron y Erborge) (INVIAS, 2009)

$$t_c = \frac{6.998L^{0.6}n^{0.6}}{i^{0.4}S^{0.3}} \quad (2.4)$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración, en minutos (min).

i : Intensidad de la lluvia, en milímetros por hora (mm/h).

n : Coeficiente de rugosidad de Manning de la superficie, adimensional.

L : Longitud del cauce principal, en metros (m).

S : Pendiente del cauce principal, en metros por metro (m/m).

D. Tabla de Agres

La determinación del tiempo de concentración se realiza con ayuda de tablas o ecuaciones empíricas, siendo las más utilizadas, en cuanto a tablas, las de Agres (Ver Cuadro 2.1), la del USDA y la de Comack (Ibáñez, sf).

Cuadro 2.1: Tiempo de concentración por Agres

área		Tiempo de concentración (min)
Acres	Hectáreas	
1	0.4	1.4
5	2	3.5
10	4	4
100	40.5	17
500	202.5	41
1000	405	75

Fuente: Ibáñez (sf)

2.2.3. Probabilidad y estadística de valores máximos de precipitación y caudal

2.2.3.1. Información hidrológica

Para definir una distribución estable, que permita estimar las probabilidades de advenimiento futuro de un fenómeno hidrológico, es necesario que la longitud del registro o el tamaño de la muestra sean suficientemente grandes (OMM, 2011a). Para un análisis de frecuencia de precipitación extrema, un registro de 25

años puede ser suficiente en regiones húmedas, pero serán necesarios más de 50 años en otras regiones en que la precipitación presenta una fluctuación netamente periódica. Según esos factores, un registro de 40 a 50 años es, por lo general, satisfactorio para los análisis de frecuencia de precipitaciones extremas (*OMM*, 2011a). El concepto de los 30 años para las normales climatológicas reglamentarias data de 1935, cuando en la conferencia de Varsovia del comité meteorológico internacional recomendó que el periodo de 1901-1930 se use como un estándar mundial para los cálculos de las normales (*WMO*, 2007). Según varios estudios, 30 años no suelen constituir un período de promediación óptimo para las normales utilizadas en la predicción. A menudo, el período óptimo para las temperaturas es mucho más corto que 30 años, pero, con frecuencia, el período óptimo para la precipitación excede ampliamente los 30 años (*OMM*, 2011b).

El análisis de frecuencias de datos hidrológicos requiere que los datos sean homogéneos e independientes. **La restricción de homogeneidad** asegura que todas las observaciones provengan de la misma población (por ejemplo, que la cuenca hidrográfica no se haya urbanizado, o que no se hayan construido aguas arriba estructuras hidráulicas sobre la corriente principal o sus más importantes tributarios). **La restricción de independencia** asegura que un evento hidrológico, tal como una gran tormenta aislada, no entre al conjunto de datos más de una vez. Por ejemplo, un sistema de tormenta aislado puede producir dos o más grandes picos de escorrentía y sólo uno de ellos (el más grande) deberá entrar al conjunto de datos. Adicionalmente, para la predicción de la frecuencia de eventos futuros, la restricción de homogeneidad requiere que los datos disponibles sean representativos de caudales futuros (por ejemplo, que no habrá nuevas estructuras hidráulicas, desviaciones, cambios en el uso de la tierra, etc., para el caso de datos de caudal) (*INVIAS*, 2009).

2.2.3.2. Estadísticos y parámetros de datos hidrológicos

Para definir los términos estadístico y parámetro es necesario definir los conceptos de población y muestra. *Moya and Saravia* (2008) definen la población como el conjunto de todas las observaciones posibles que puede tomar una variable aleato-

ria, mientras la muestra es un subconjunto de la población. Un parámetro describe una población de la misma manera que un estadístico describe a una muestra. Los valores de varias medidas descriptivas calculadas para las poblaciones, se llaman parámetros. Para las muestras, estas mismas medidas descriptivas se llaman estadísticos (parámetros muestrales).

Según *Chow et al.* (1994) el objetivo de la estadística es extraer la información esencial de un conjunto de datos, reduciendo un conjunto grande de números a un conjunto pequeño. Los estadísticos son números calculados de una muestra los cuales resumen sus características más importantes. Los parámetros estadísticos son características de una población.

Entre los momentos muestrales se tiene la media, varianza, coeficiente de asimetría, coeficiente de curtosis, desviación estándar y coeficiente de variación; también conocidos como estadísticos muestrales, a continuación la expresión para obtener alguno de ellos (*Ávila, 2012*).

A. La media (\bar{x})

$$\bar{x} = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m x_i \quad (2.5)$$

B. Varianza sesgada (s_{sesg}^2)

$$s_{sesg}^2 = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m (x_i - \bar{x})^2 \quad (2.6)$$

C. Varianza no sesgada (s_{insesg}^2)

$$s_{insesg}^2 = \frac{m}{m-1} s_{sesg}^2 = \frac{1}{m-1} \sum_{i=1}^m (x_i - \bar{x})^2 \quad (2.7)$$

D. Desviación estándar (σ)

La desviación estándar de la muestra que se denota con σ , es la raíz cuadrada positiva de la varianza sesgada o insesgada de la muestra.

$$\sigma = \sqrt{s^2} \quad (2.8)$$

Donde:

m = Tamaño de la muestra

x_i = Variable aleatoria ($i = 1, 2, \dots, m$)

En el análisis hidrológico se recomienda el uso de los estadísticos no sesgados, ya que generalmente se trabaja con muestras relativamente pequeñas. Cuando “ m ” es relativamente grande (al menos mayor de 30 o 40, los valores de los momentos muestrales sesgados y no sesgados son prácticamente similares (*Ganancias*, 2009).

2.2.3.3. Análisis de frecuencia

Según *OMM* (2011a) el análisis de frecuencia tiene por objeto analizar registros históricos de variables hidrológicas con el fin de estimar las probabilidades de que vuelvan a ocurrir. Por otro lado *Chow et al.* (1994) menciona que el objetivo del análisis de frecuencia, es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad. *Ávila* (2012), define el análisis de frecuencia como un método basado en procedimientos estadísticos, que permite calcular la magnitud asociada a un período de retorno. Su confiabilidad depende de la longitud y calidad de la serie histórica, además de la incertidumbre propia de la distribución de probabilidades seleccionada. *INVIAS* (2009), lo define como un procedimiento para estimar la frecuencia de ocurrencia o probabilidad de ocurrencia de eventos extremos pasados o futuros.

Según *MOPC* (2011) el análisis de frecuencia puede abordarse por ajuste gráfico o por ajuste a modelos probabilístico.

2.2.3.3.1. Análisis de frecuencia mediante el ajuste a un modelo probabilístico

Una distribución de probabilidad es una función que representa la probabilidad de ocurrencia de una variable aleatoria. Mediante el ajuste a una distribución de un conjunto de datos hidrológicos, una gran cantidad de información probabilística en la muestra puede resumirse en forma compacta en la función y en sus parámetros asociados (*Chow et al.*, 1994). Con el fin de ir más allá de los datos históricos suministrados por los registros a disposición (es decir, poder calcular estadísticamente eventos hidrológicos en un futuro, como caudales de creciente), es necesario

ajustar los datos a distribuciones de probabilidad conocidas (como la Gumbel o la log-Pearson tipo III, en el caso de valores extremos) y, si el ajuste es adecuado, elaborar inferencias estadísticas, es decir, ir más allá de tales datos y calcular sus valores con probabilidades mayores o menores a las suministradas por los mismos y, aún más, dar una mejor estimación en el rango de probabilidades dado por los referidos datos históricos (*INVIAS*, 2009)

2.2.3.4. Distribución de probabilidad de valores extremos

El estudio de los eventos hidrológicos extremos incluye la selección de una secuencia de observaciones máximas o mínimas de un conjunto de datos (*Chow et al.*, 1994).

Son muchas las distribuciones de probabilidad propuestas para modelizar fenómenos hidrológicos extremos. Sin embargo, pese a las profundas investigaciones dedicadas a este tema, ninguno de los modelos parece ser más adecuado para todas las aplicaciones prácticas. Por ello, el usuario deberá seleccionar entre los modelos disponibles atendiendo al problema que desea resolver y a la naturaleza de los datos con que cuenta. Las distribuciones habitualmente utilizadas en hidrología son: Normal, Log-normal, Pearson de tipo III, Log-Pearson tipo III, Exponencial, Gumbel, Valores extremos generalizados, Weibull, logística generalizada entre otros (*OMM*, 2011a).

Los valores máximos en hidrología de drenaje (precipitación o caudales), deben ser tratados a través de distribuciones probabilísticas. Aunque existen numerosas distribuciones de probabilidad para valores máximos, es muy común en hidrología utilizar las distribuciones de probabilidad Gumbel (escuela europea) y log-Pearson Tipo III (escuela americana) (*INVIAS*, 2009). Garrido (1992) y Koutsoyiannis (2003) citados por (*Ávila*, 2012), mencionan que para valores extremos la función de Gumbel es una de las más adecuadas. A su vez Stol (1971); Dickinson (1977); Témez (1978); Pizarro (1986); Linsley et al. (1988); Ponce (1989); Chow et al. (1994); Monsalve (1999); Varas (1988); Bedient and Huber (1992); Llamas (1993); Maidment (1993); Mintegui and Robredo (1993) y Fernández (1995) citado por *Pizarro et al.* (s.f) avalan la función de distribución de Gumbel como la función

de distribución que tiene mejor calidad de ajuste cuando se contemplan eventos de valores extremos.

En la presente sección se desarrollara solamente la función de distribución de Gumbel o distribución de valor extremo tipo I.

A. Distribución Gumbel

La distribución Gumbel presenta las funciones de probabilidad y probabilidad acumulada siguientes (*Ganancias*, 2009):

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)} e^{-e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)}} \quad (2.9)$$

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)}} \quad (2.10)$$

Los eventos de diseño (x_T), por esta distribución se obtienen mediante la expresión dada por la ecuación (*Chow et al.*, 1994):

$$x_T = \mu + \alpha y_T \quad (2.11)$$

$$y_T = -\ln \left(\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right) \quad (2.12)$$

Reemplazando y_T en x_T se tiene:

$$x_T = \mu + \alpha \left[-\ln \left(\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right) \right] \quad (2.13)$$

Donde: μ , α son parámetros y T periodo de retorno.

2.2.3.5. Estimación de parámetros en distribuciones de probabilidad

Según *Chow et al.* (1994) el análisis de frecuencia comienza con el cálculo de los parámetros estadísticos requeridos para una distribución de probabilidad propuesta. Según *Ganancias* (2009) algunas de las técnicas de estimación de parámetros más comunes en Hidrología son:

* Método de los momentos

- * Método de máxima verosimilitud
- * Método de mínimos cuadrados
- * Método de momentos L
- * Método de momentos de probabilidad pesada

En la presente sección solo se desarrollara el método de los momentos.

A. Parámetros de la distribución Gumbel por el método de los momentos

El método de los momentos es un procedimiento muy sencillo para encontrar un estimador de uno o más parámetros poblacionales. Consiste básicamente en plantear un sistema de ecuaciones, cuyo tamaño depende del número de parámetros a estimar. Esto se hace al igualar los momentos poblacionales con los muestrales *Ganancias* (2009).

Lo parámetros para la distribución Gumbel por el método de los momentos es el siguiente *Chow et al.* (1994):

$$\mu = \bar{x} - 0.5772\sigma \quad (2.14)$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}\sigma}{\pi} \quad (2.15)$$

Donde σ es la desviación estándar y los eventos de diseño (x_T) se obtienen mediante la expresión dada por la ecuación (2.13).

2.2.3.6. Curva intensidad - duración - frecuencia

El diseño de obras debe considerar como mínimo cuatro elementos hidrológicos básicos: el periodo de retorno, las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (curvas IDF), el coeficiente de escorrentía y la velocidad de infiltración de los suelos (*Pizarro et al.*, 2005).

Para evaluar adecuadamente el comportamiento de las precipitaciones, es necesario conocer las relaciones entre cuatro características fundamentales de éstas: la intensidad, la duración, la frecuencia y su distribución (*Pizarro et al.*, s.f). Las

curvas IDF se define como la representación gráfica de la relación existente entre la intensidad, la duración y la frecuencia o período de retorno de la precipitación (Pizarro *et al.*, 2001). Por otro lado, según Mintegui *et al.* (1990) citado por Pizarro *et al.* (2001) se denominan Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) a aquellas que representan duraciones en abscisas y alturas de precipitación en las ordenadas, en la cual, cada curva representada corresponde a una frecuencia (o período de retorno), de tal forma que las gráficas de las curvas IDF representan la intensidad media en intervalos de diferente duración, correspondiendo todos los de una misma curva, a un idéntico período de retorno.

Junto con la definición de las curvas IDF, surgen otras variables a considerar, como son la intensidad de las precipitaciones, que representan la cantidad de lluvia caída en función del tiempo y que se expresa normalmente en mm/h; la duración de los eventos de lluvia y la frecuencia con que éstos ocurren. Es así como estas tres variables se relacionan a través de técnicas estadísticas, obteniéndose de este modo las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia. Éstas tienen como función, establecer intensidades de diseño asociadas a un período de retorno y a una determinada duración de lluvia (Pizarro *et al.*, 2005).

Chow *et al.* (1994) define la intensidad como la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h o pulg/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio. Del mismo modo Percyra *et al.* (2004) define la intensidad de la lluvia como la cantidad de agua de lluvia que cae, en un punto, por unidad de tiempo, y ésta es inversamente proporcional a la duración de la tormenta. La duración de la tormenta es el tiempo que transcurre desde que inicia la precipitación de la tormenta hasta que ésta cesa.

Bertoni (s.f.) menciona que las curvas IDF se pueden determinar a partir de registros pluviográficos y a partir de registros pluviométricos.

2.2.3.6.1. Curvas IDF a partir de registros pluviométricos

Cuando sólo se dispone de un pluviómetro en una estación, es evidente que en general sólo se podrá conocer la intensidad media en 24 horas. Como se comprenderá, esta información puede inducir a grandes errores por defecto, por cuanto las

lluvias de corta duración son en general las más intensas (*Pizarro et al.*, 2001).

Entre los autores que han propuesto distintas fórmulas para la estimación de la intensidad de lluvia, en base a la precipitación máxima de 24 horas se tiene: Chen en 1983, Bell en 1969 y Témex en 1978, etc. El *MTC* (2008) menciona dos metodologías para determinar la intensidad a partir de las precipitaciones máximas de 24 horas, que a continuación se mencionan:

A. Metodología mencionada en el manual de hidrología, hidráulica y drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú

El *MTC* (2008), menciona que en nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse las curvas IDF. 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 el Cuadro 2.2 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.

B. Metodología de Dick Peschke

El *MTC* (2008), para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, propone que estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke, que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (2.16)$$

Donde:

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.

Cuadro 2.2: Coeficientes de duración lluvias entre 48 horas y una hora.

Duración de precipitación en horas	Coefficiente
1	0.31
2	0.31
3	0.44
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.730
12	0.790
14	0.830
16	0.870
18	0.900
20	0.930
22	0.970
24	1.000
48	1.320

Fuente: *MTC* (2008)

C. Curva intensidad duración frecuencia a través del método ILLA

El *MTC* (2008) muestra las expresiones del método ILLA

Para $3 \leq t \leq 24$ horas.

$$i_{t,T} = a(1 + K \log T)t^{n-1} \quad (2.17)$$

$$P_{t,T} = a(1 + K \log T)T^n \quad (2.18)$$

Para $t \leq 3$ horas.

$$i_{t,T} = a(1 + K \log T)(t + b)^{n-1} \quad (2.19)$$

Donde:

i = Intensidad de la lluvia (mm/h).

a = Parámetro de intensidad (mm).

K = Parámetro de frecuencia (adimensional).

b = Parámetro (hora).

b = 0.5 horas (Costa, centro y sur), 0.4 horas (Sierra), 0.2 horas (costa norte y selva) .

n = Parámetro de duración (adimensional).

t = Duración (hora).

T = Periodo de retorno (años).

Las constantes a , b , K y n fueron determinadas en el Estudio de la Hidrología del Perú realizado por el convenio IILA-SENAMHI-UNI (Plano n.2-C), 1983. Ver anexo A (Figura A.1, cuadro A.1 y cuadro A.2)

2.2.4. Periodo de retorno de eventos hidrológicos máximos

2.2.4.1. Periodo de retorno o intervalo de recurrencia

Bedient and Huber (1992) citado por *Pizarro et al.* (2005), manifiestan que el periodo de retorno es un concepto muy utilizado en hidrología, pues es la manera más común para indicar la probabilidad de un evento. Según Aparicio (2003) citado por *Pizarro et al.* (2005), el periodo de retorno se expresa en la misma unidad de tiempo (años) que la vida útil de las obras. Por otro lado *Chow et al.* (1994) define el periodo de retorno como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud especificada.

Según *Pizarro et al.* (s.f) uno de los principales problemas a la hora de diseñar obras de ingeniería, es la determinación del periodo de retorno, el que se debe basar en criterios tanto económicos como los relacionados con la vida útil de la obra, la protección de la vida humana, el tipo de estructura y la facilidad de reparación de la obra, entre otros. Además *Pizarro et al.* (2005) señala que, a mayor periodo de retorno, los costos de las obras también aumentan. Por ello es necesario asumir un periodo de retorno que dé real cuenta de los objetivos a alcanzar y de los medios disponibles.

2.2.4.2. Relación entre el periodo de retorno, el riesgo permisible de excedencia y la vida útil de la obra

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 (*MTC*, 2008).

En Hidrología los riesgos suelen establecerse a partir de los llamados períodos de retorno o intervalos de recurrencia, que no son sino la inversa de la probabilidad (*Ávila*, 2012). Según *MTC* (2008) el criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir para el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra. El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (2.20)$$

Si la obra tiene una vida útil de “ N ” años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno “ T ”, fijando el riesgo de falla admisible “ r ”.

Es usual tomar riesgos permisibles en obras de drenaje de vías en el rango entre 0.05 y 0.10, dependiendo de la importancia de la obra, que indirectamente está ligada al caudal pico de escorrentía superficial y a los daños que se causarían cuando la obra es desbordada en su caudal de diseño (*INVIAS*, 2009).

2.2.4.3. Periodo de retorno (T) de obras de drenaje vial

De acuerdo al *MTC* (2008) se deberán emplear para el diseño de las diferentes obras de drenaje, como mínimo, los Períodos de Retorno de Diseño que se señalan en el Cuadro 2.3:

Cuadro 2.3: Valores de Período de Retorno T (Años).

Riesgo admisible	Vida útil de las obras (N años)									
	r	1	2	3	5	10	20	25	50	100
0.01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0.10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0.50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144
0.99	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44

Fuente: Monsalve (1999), citado por *MTC* (2008)

De acuerdo a los valores presentados en la Cuadro 2.3 se recomienda utilizar como máximo, los valores de riesgo admisible de obras de drenaje del Cuadro 2.4: Cuadro 2.4: Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.

Tipo de Obra	Riesgo Admisible (**)(%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

Fuente: Monsalve (1999), citado por *MTC* (2008)

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.

- Se recomienda un período de retorno de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - Vida útil considerado (N)

- Puentes y defensas ribereñas N= 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes N= 25 años.

- Alcantarillas de quebradas menores $N= 15$ años.
 - Drenaje de plataforma y Sub-drenes $N= 15$ 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 falla y la vida útil de las obras.

2.2.5. Metodología para el cálculo de caudales

Los diseñadores de carretera están interesados en los caudales máximos de las tormentas de un área porque para esta descarga se debe dimensionar la estructura (McCuen *et al.*, 2002). La disponibilidad de datos de caudal es imprescindible para el diseño y planificación de actividades físicas. Pero, muchas veces no se dispone de registros de caudales, o éstos no tienen la suficiente duración como para hacer los análisis de frecuencia requeridos; debe entonces usarse la información pluviométrica para estimar crecidas de cierta frecuencia. (Pizarro *et al.*, 2001). Los métodos para estimar el caudal máximo puede ser separado en dos categorías: (1) sitios con registro y (2) sitios sin registro. Dentro de la categoría dos se encuentran el método racional (Schall *et al.*, 2008).

El caudal pico ha sido y continua siendo, el factor más importante en el proceso de diseño de las alcantarillas. La magnitud del caudal pico es dependiente de la selección del periodo retorno. La asignación del periodo de retorno generalmente está en base a la importancia de la carretera y del daño potencial de la inundación (Norman *et al.*, 2001).

2.2.5.1. Método racional

Estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente C (coeficiente de escorrentía) estimado sobre la base de las características de la cuenca MTC (2008). Según McCuen *et al.* (2002) el método racional es una de las ecuaciones más usadas para el cálculo de la descarga máxima de áreas pequeñas. La fórmula racional esta dado como:

$$Q = \frac{1}{360} CiA \quad (2.21)$$

Donde:

Q = caudal pico, m³/s

i = intensidad de precipitación para la tormenta de diseño, mm/h

A = área de drenaje, ha

C = coeficiente de escorrentía adimensional, se asume como una función de la cobertura de la cuenca

Según *McCuen et al.* (2002) las suposiciones que se debe considerar en la fórmula racional son los siguientes:

- El área de drenaje debe ser pequeño menor que 80 hectáreas (200 acres)
- La descarga máxima ocurre cuando la cuenca entera está contribuyendo
- Una tormenta que tiene una duración igual al tiempo de concentración (t_c) produce la descarga pico más alto para esta frecuencia.
- La intensidad de precipitación es uniforme sobre una tormenta con un tiempo de duración igual al tiempo de concentración, t_c . El tiempo de concentración es el tiempo requerido para que el agua viaje del punto hidrológicamente más remoto de la cuenca a la salida o punto de interés.
- La frecuencia de cálculo del caudal máximo es igual a la frecuencia de la intensidad de precipitación. En otras palabras, la intensidad de lluvia de 10 años, i , es sumido para producir el caudal máximo de 10 años.

2.2.5.2. Coeficiente de escorrentía (C)

El coeficiente de escorrentía es una función de la cobertura del suelo. Algunas tablas proporcionan el valor del coeficiente de escorrentía, para variaciones debido a la pendiente, suelo, y periodo de retorno del caudal de diseño. En realidad, el coeficiente de escorrentía es un coeficiente volumétrico que relaciona la descarga máxima con el máximo teórico o 100 % de la escorrentía, que se producen cuando

la escorrentía coincide con la tasa de lluvia neta. Por lo tanto, el coeficiente de escorrentía es también función de la infiltración y de otras abstracciones hidrológicas *McCuen et al.* (2002).

Según *MTC* (2008) algunos valores típicos del coeficiente de escorrentía, para la formula racional se da en el Cuadro 2.5.

Cuadro 2.5: Coeficiente de escorrentía.

Cobertura vegetal	Tipo de suelo	Pendiente del terreno				
		Pronunciada	Alta	Media	Suave	Despreciable
		> 50 %	> 20 %	> 5 %	> 1 %	> 1 %
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Fuente: *MTC* (2008)

2.2.6. Precipitaciones totales de diseño

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. 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 (*Chow et al.*,

1994).

2.3. Hidráulica de sistema de drenaje menor

El diseño del drenaje cubre muchas disciplinas, dos de los cuales son la hidrología y la hidráulica. El diseño de las estructuras con una capacidad apropiada para desviar, remover y hacer pasar el agua recogida bajo la carretera es un problema hidráulico (*Schall et al.*, 2008). Las obras de drenaje superficial que trabajan directamente sobre la carretera se consideran como longitudinales y transversales, según la posición que estas guarden con respecto al eje de la vía; el drenaje transversal da paso al agua que cruza de un lado al otro de la vía y se divide en drenaje menor y mayor, según la dimensión del claro (*INVIAS*, 2006). El elemento básico del drenaje transversal se denomina alcantarilla, considerada como una estructura menor (*MTC*, 2008). Según *Peralta* (2010) Los responsables principales del drenaje transversal viene a ser los puentes y alcantarillas, los puentes suelen llamarse obras de drenaje mayor y las alcantarillas de drenaje menor. Por otro lado *MOPC* (2011) menciona que, se considera a las alcantarillas como estructuras menores, aunque su costo individual es relativamente pequeño, el costo total de ellas es importante y por lo tanto debe darse especial atención a su diseño.

Una alcantarilla es un conducto relativamente corto a través del cual se cruza el agua bajo la vía de un costado a otro. Incluye, por lo tanto, conductos con cualquier sección geométrica: circulares y alcantarillas de cajón principalmente. El diseño de la alcantarilla consiste en determinar el diámetro más económico que permita pasar el caudal de diseño sin exceder la carga máxima a la entrada (*INVIAS*, 2009).

2.3.1. Consideraciones sobre el emplazamiento

El diseño hidráulico de una alcantarilla requiere la evaluación de una gran cantidad de información entre ellos la localización de la alcantarilla, datos del recorrido del agua, datos de la carretera y la carga máxima a la entrada de la alcantarilla (*Norman et al.*, 2001). La localización de la alcantarilla se refiere al alineamiento

horizontal y perfil vertical con respecto a la carretera y cause de la corriente. Una localización apropiada es importante porque, afecta el comportamiento hidráulico, mantenimiento de la alcantarilla y posible falla de la carretera (REAM, s.f.).

A. Alineación

Una alcantarilla idealmente debería estar situado en el lecho del canal existente para minimizar los costos asociados con la excavación estructural y el trabajo en el canal. Sin embargo esto no siempre es posible. Algunos lechos de corriente son sinuosos y no puede acomodarse como una alcantarilla recta. En otras situaciones, la corriente de un canal puede ser reubicado para evitar la instalación de una alcantarilla de longitud desmesurada (Norman et al., 2001). Una pequeña reubicación del canal en el alineamiento de la alcantarilla es exitosa a menos que las inmediaciones del canal sea inestable (Brice, 1981).

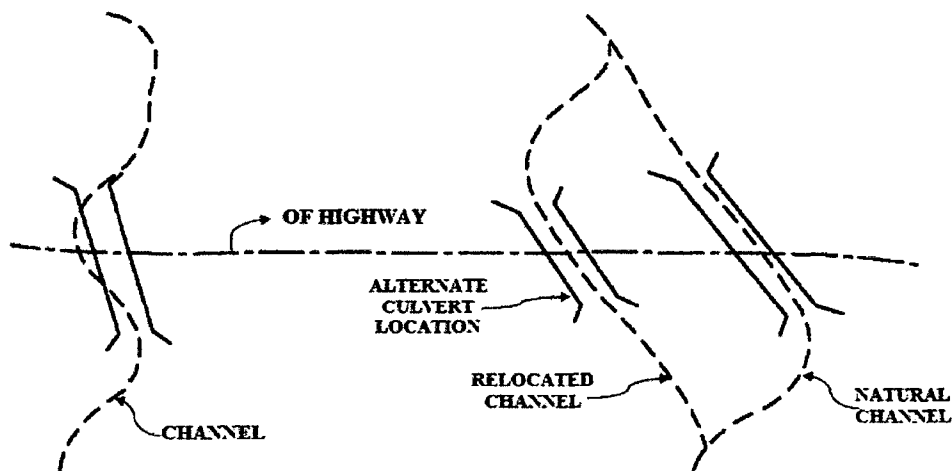


Figura 2.9: Localización de alcantarillas.
Fuente: Norman et al. (2001).

En la Figura 2.9, en el primer caso, la alcantarilla sigue el alineamiento del canal natural. En el segundo caso, el canal ha sido reubicado para reducir la longitud de la alcantarilla.

B. Pendiente

La pendiente longitudinal del canal existente en las inmediaciones de la alcantarilla propuesta, debe ser definida con el fin de darle la posición más adecuada en el perfil vertical a la alcantarilla y para definir las características del flujo en la

corriente natural. A menudo, la alcantarilla propuesta está posicionado en la misma pendiente longitudinal que el cauce de la corriente *Norman et al.* (2001).

C. Elevación

El nivel de entrada y salida de la alcantarilla debe ser el mismo que del canal existente y no debería ser modificado en lo posible (*REAM*, s.f.).

En lo que se refiere a la elevación, las alcantarillas deben colocarse preferiblemente con su fondo al ras del cauce y no más bajas. Cuando se requiere bajar el fondo del canal, es necesario reconformar también el lecho aguas abajo, ajustándolo a la nueva rasante y pendiente. Una limitación para ubicar una alcantarilla en el fondo del canal, podría ser la imposibilidad de lograr un sistema práctico para la conservación y mantenimiento; otra, el alineamiento horizontal, que en ningún caso debería tener quiebres bruscos. En el caso de no colocarse la alcantarilla en el fondo, debería ubicarse sobre terreno firme, a un lado del cauce natural.

2.3.2. Velocidad máxima y mínima

Cuadro 2.6: Velocidades máximas admisibles (m/s) en conductos revestidos.

Tipo de revestimiento	Velocidad (m/s)
Concreto	3.0 – 6.0
Ladrillo con concreto	2.5 – 3.5
Mampostería de piedra y concreto	2.0

Fuente: *MTC* (2008)

De acuerdo al *MTC* (2008) se debe verificar que la velocidad mínima del flujo dentro del conducto no produzca sedimentación que pueda incidir en una reducción de su capacidad hidráulica, recomendándose que la velocidad mínima sea igual a $0.25 m/s$.

2.3.3. Criterios de diseño

El procedimiento en el diseño de alcantarillas viene a ser, el análisis hidrológico, adquisición de los datos del sitio y diseño de la estructura (*Norman et al.*, 2001).

El criterio de diseño es: diseñar para el control que produce el mínimo rendimiento. Diseñando para el mínimo rendimiento se ignora las condiciones transitorias que pueden resultar en periodos de mejor rendimiento. Los beneficios de diseñar para el mínimo rendimiento son la facilidad de diseño y garantía de un desempeño adecuado en las condiciones hidráulicas menos favorables (*Norman et al.*, 2001).

2.3.3.1. Condiciones de flujo en alcantarillas

Las condiciones de flujo varían de una alcantarilla a otra y varía con el tiempo para una determinada alcantarilla. El barril de la alcantarilla puede fluir lleno o parcialmente lleno dependiendo de las condiciones aguas abajo y aguas arriba; características del barril y la geometría de la entrada. El flujo lleno en el barril de una alcantarilla es raro. Generalmente al menos una parte de ella fluye parcialmente llena (*Norman et al.*, 2001).

A. Flujo lleno

La condición hidráulica en una alcantarilla que fluye lleno es llamada flujo a presión. La capacidad de una alcantarilla operando bajo flujo a presión es afectado por las condiciones aguas arriba, aguas abajo y por las características hidráulicas de la alcantarilla (*Norman et al.*, 2001).

B. Flujo parcialmente lleno

El flujo de superficie libre o flujo en canal abierto puede ser categorizado como subcrítico, crítico, o supercrítico. La determinación del régimen de flujo apropiado es realizado mediante la evaluación de un número adimensional, F_r , llamado el número de Froude:

$$F_r = \frac{V}{(gy_h)^{0.5}} \quad (2.22)$$

En esta ecuación, V es la velocidad promedio del flujo, g es la aceleración de la gravedad, y y_h es la profundidad hidráulica. La profundidad hidráulica es calculada dividiendo el área de la sección transversal del flujo por el ancho de la superficie libre del agua. Cuando $F_r > 1.0$, el flujo es supercrítico y es caracterizado

como rápido. Cuando $F_r < 1.0$, el flujo es subcrítico y caracterizado como suave y tranquilo. Si $F_r = 1.0$, el flujo es denominado crítico. La identificación de flujo subcrítico o supercrítico es necesario para continuar el análisis de las condiciones de flujo con superficie libre (*Norman et al.*, 2001).

2.3.3.2. Tipos de control

El control a la entrada y salida son dos tipos básicos de control de flujo definido en la investigación conducido por el NBS (National Bureau Standards) y el BPR (Bureau Of Public Roads). La base para este sistema de clasificación fue la localización de la sección de control. La caracterización del régimen de flujo de presión, subcrítico y supercrítico juegan un rol importante en la determinación de la localización de la sección de control y en consecuencia el tipo de control. Una sección de control es una localización donde hay una relación única entre el caudal y la elevación de la superficie del agua en el extremo aguas arriba. El control puede oscilar de la entrada a la salida; sin embargo se aplica el concepto de rendimiento mínimo (*Norman et al.*, 2001). El rendimiento mínimo es asumido por medio del análisis de ambos controles de entrada y salida, usando la elevación más alta. La alcantarilla a veces puede operar más eficientemente con un nivel superior que el determinado, pero no operara en un nivel inferior de rendimiento que el calculado (*INDOT*, 2011).

2.3.3.2.1 Control a la entrada

Una alcantarilla controlada por la entrada es superficial, por consiguiente tiene velocidades altas y se categoriza como "supercrítico". Para flujos supercríticos, la sección de control está en el extremo aguas arriba del barril (*Norman et al.*, 2001). La mayoría de las alcantarillas, excepto aquellos en terreno plano, son diseñadas para operar bajo control a la entrada durante el caudal pico (*Arnoult*, 1986). Las características de la entrada gobiernan el flujo con control a la entrada, por ello pequeñas modificaciones en la entrada afectan significativamente la capacidad hidráulica de la alcantarilla (*Arnoult*, 1986).

A. Ejemplo de control a la entrada

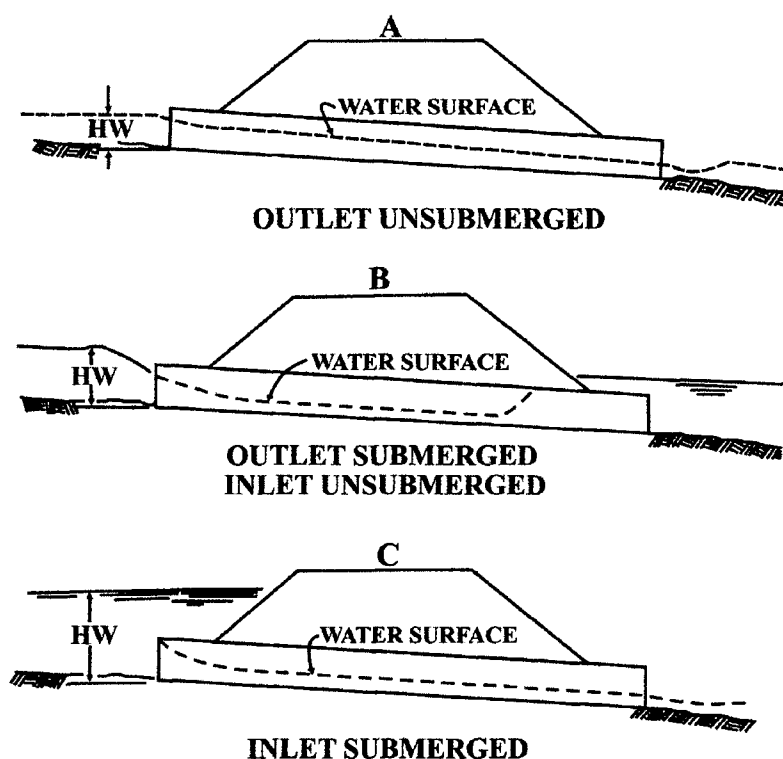


Figura 2.10: Tipos de control a la entrada
Fuente: *Norman et al.* (2001).

A continuación una descripción de la Figura 2.10

Figura 2.10 – A: desarrolla una condición donde ninguno de los extremos de la alcantarilla están sumergidas. El flujo pasa a través de la altura crítica inmediatamente aguas abajo de la entrada y el flujo en el barril es supercrítico. El barril fluye parcialmente lleno sobre toda su longitud, acercándose a la profundidad normal en el extremo de la salida (*Norman et al.*, 2001).

Figura 2.10 – B: Muestra que el extremo final sumergido de la alcantarilla no asegura un control a la salida. En este caso, el flujo inmediatamente aguas abajo de la entrada es supercrítico y el salto hidráulico se forma en el barril de la alcantarilla (*Norman et al.*, 2001).

Figura 2.10 – C: Es la situación más típica de diseño. El extremo inicial está sumergido y el extremo final no. Nuevamente, el flujo es supercrítico y el barril fluye parcialmente llena sobre toda su longitud. La altura crítica está ubicado inmediatamente aguas abajo de la entrada de la alcantarilla, y el flujo se aproxima a la

profundidad normal en el extremo final de la alcantarilla (*Norman et al.*, 2001).

B. Factores que influyen en el control a la entrada

La sección de control de una alcantarilla operando bajo control a la entrada está localizado en la entrada. La profundidad critica ocurre en o cerca de esta localización, y el régimen de flujo inmediatamente aguas abajo es supercrítico (*Norman et al.*, 2001).

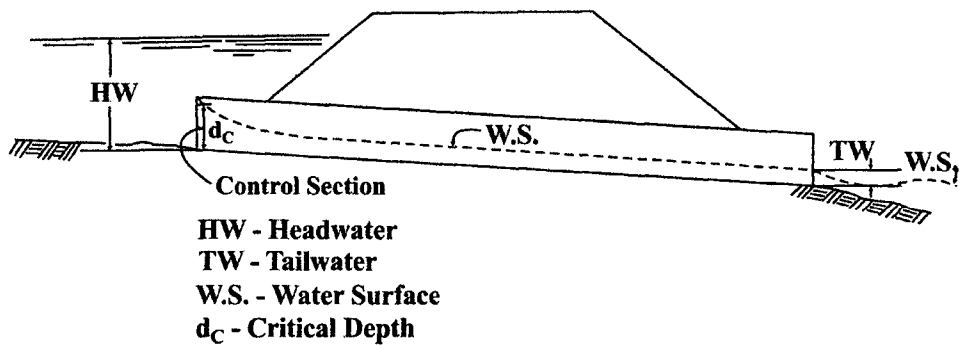


Figura 2.11: Típica sección de control de flujo a la entrada.
Fuente: *Norman et al.* (2001).

La Figura 2.11 muestra una típica condición de flujo con control a la entrada. Las características hidráulicas aguas abajo de la sección de control no afectan la capacidad de la alcantarilla. La elevación de la superficie del agua y la geometría de la entrada representan el principal control de flujo. La geometría de la entrada incluye la forma del barril, área de la sección transversal y el borde de la entrada. La configuración del borde de entrada es el factor más importante en el rendimiento con control a la entrada, y puede ser modificado para mejorar el rendimiento. Un factor adicional que influye en el rendimiento de control a la entrada es la pendiente del barril. El efecto es pequeño, por consiguiente, puede ser ignorado o puede ser insertado como un pequeño factor de corrección en las ecuaciones de control a la entrada (*Norman et al.*, 2001).

C. Hidráulica del control a la entrada

Las dos condiciones básicas de control a la entrada dependen de si la entrada de la alcantarilla está o no sumergido. Si la entrada no está sumergido, funciona como una presa. Si la entrada está sumergida, se comporta como un orificio. Las

ecuaciones están disponibles para cada una de las condiciones (*Norman et al.*, 2001).

A continuación las ecuaciones:

■ **Ecuación para condición no sumergida**

Forma (1)

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_C}{D} + K \left[\frac{K_U Q}{AD^{0.5}} \right]^M - 0.5S^2 \quad (2.23)$$

Forma (2)

$$\frac{HW_i}{D} = K \left[\frac{K_U Q}{AD^{0.5}} \right]^M \quad (2.24)$$

■ **Ecuación para condición sumergida**

$$\frac{HW_i}{D} = C \left[\frac{K_U Q}{AD^{0.5}} \right]^2 + Y - 0.5S^2 \quad (2.25)$$

Donde:

HW_i : Carga de agua a la entrada por encima del solado en la sección de control, m

D : Altura interior del barril de la alcantarilla, m

H_c : Energía específica en la profundidad crítica, m

Q : descarga, $m^3/seg.$

A : Área total de la sección transversal de la alcantarilla, m^2

S : Pendiente del barril de la alcantarilla, m/m

K, M, c, Y : Constantes (ver anexo A, Cuadro A.3)

K_u : 1.811 SI (1.0 ingles)

Nota

Las ecuaciones para condición no sumergida es aplicable aproximadamente hasta

$$\frac{Q}{AD^{0.5}} = 1.93 \quad (3.5 \text{ ingles}) \quad (2.26)$$

La ecuación para condición sumergido se aplica aproximadamente por encima de

$$\frac{Q}{AD^{0.5}} = 2.21 \quad (4.0 \text{ ingles}) \quad (2.27)$$

Note que hay dos formas de ecuación para la condición no sumergida. La forma (1) se basa en la energía específica sobre la altura crítica, ajustando con dos factores de corrección. La forma (2) es una ecuación exponencial similar a la ecuación de una presa. La forma (1) es preferible desde un punto de vista teórico, pero la forma (2) es de fácil aplicación y es la única forma documentada de las ecuaciones para algunos de los nomogramas con control a la entrada (*Norman et al.*, 2001).

En la presente investigación se usara la forma (2) para condición no sumergida.

2.3.3.2.2 Control a la salida

Una alcantarilla que está fluyendo con control a la salida es relativamente profundo, flujos con velocidades bajas se denominan flujos “subcrítico”. Para flujos subcríticos el control está en el extremo aguas abajo de la alcantarilla (*Norman et al.*, 2001). Las alcantarillas que operan bajo control a la salida usualmente están en pendientes planas o tienen alturas altas a la salida de la alcantarilla. Cuando las alcantarillas están operando con control a la salida, los cambios en las características del barril o la profundidad de agua a la salida, afectan su capacidad (*Arnoult*, 1986).

A. Ejemplo de control a la salida

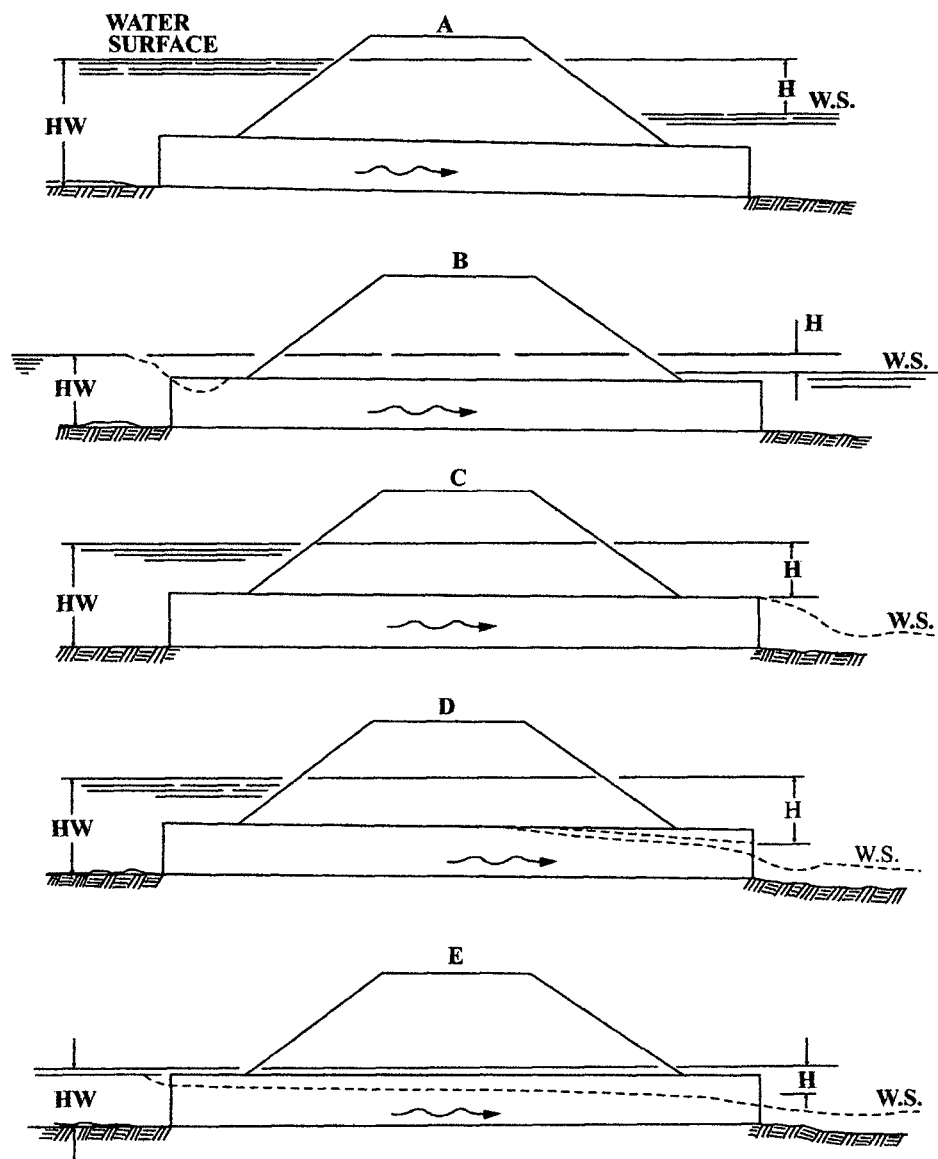


Figura 2.12: Tipos de control a la salida.
Fuente: Norman et al. (2001)

A continuación una descripción de la Figura 2.12.

Figura 2.12 – A: Representa la condición clásica de flujo lleno, con ambos extremos entrada y salida sumergida. El barril está en flujo a presión en toda su longitud. Esta condición es a menudo asumido en los cálculos, pero muy pocas veces existe en la realidad.

Figura 2.12 – B: Representa salida sumergida con el ingreso no sumergido. Para

este caso, la altura de agua es poco profundo de este modo la corona es visible así como la contracción del flujo en la alcantarilla.

Figura 2.12 – C: Muestra una entrada sumergida a tal grado que la alcantarilla fluye lleno a lo largo de toda su longitud mientras la salida es no sumergida. Esta es una condición rara. Esto requiere una altura de agua extremadamente alta para mantener el flujo lleno en el barril. Las velocidades a la salida son usualmente altas bajo esta condición.

Figura 2.12 – D: Es más típico. La entrada de la alcantarilla es sumergida y el extremo de la salida fluye libremente con una altura baja. Para esta condición, el barril fluye parcialmente lleno sobre al menos parte de su longitud (flujo subcrítico) y el flujo pasa por la profundidad crítica inmediatamente aguas arriba de la salida.

Figura 2.12 – E: También es típico. Con ninguno de los extremos sumergido. El barril fluye parcialmente lleno sobre toda la longitud, y el perfil del flujo es subcrítico.

B. Factores que influyen en el control a la salida

La sección de control en una alcantarilla controlada a la salida, está localizado en la salida del barril o adicionalmente aguas abajo (*Norman et al., 2001*).

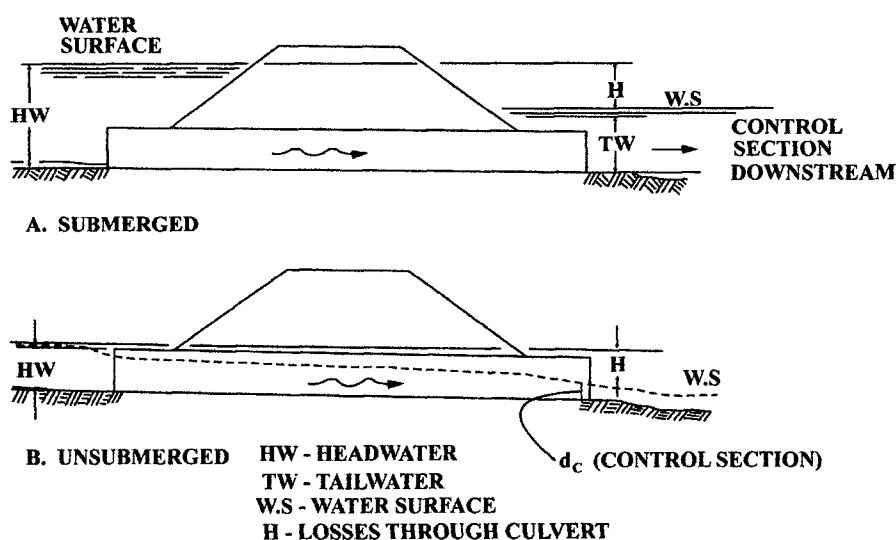


Figura 2.13: condiciones típicas de flujo con control a la salida.

Fuente: *Norman et al. (2001)*

La Figura 2.13 muestra dos condiciones típicas de flujo controlada a la salida.

Todas las características geométricas e hidráulicas de la alcantarilla juegan un rol en la determinación de su capacidad. Estas características incluyen todos los factores que gobiernan el control a la entrada, la elevación de la superficie del agua a la salida, pendiente, longitud y rugosidad hidráulica del barril de la alcantarilla (Norman et al., 2001).

A continuación se muestra un resumen en el Cuadro 2.7, con los factores que influyen en el rendimiento de la alcantarilla con control a la salida y entrada.

Cuadro 2.7: Factores que influyen en el rendimiento de una alcantarilla.

Factor	Inlet control	Outlet control
Headwater elevation	X	X
Inlet area	X	X
Inlet edge configuration	X	X
Inlet shape	X	X
Barrel roughness		X
Barrel area		X
Barrel shape		X
Barrel length		X
Barrel slope	*	X
Tailwater elevation		X
* Barrel slope affects inlet control performance to a small degree, but may be neglected.		

Fuente: Norman et al. (2001).

C. Hidráulica del control a la salida

Según Norman et al. (2001) el flujo lleno en el barril de una alcantarilla, como el que se representa en la Figura 2.12 - A, es el mejor tipo de flujo para describir la hidráulica de alcantarillas con control a la salida.

Las condiciones de flujo cuyo control es a la salida, pueden ser calculadas en base al balance de energía. La energía total (H_L) requerido para pasar el flujo a través del barril se compone de pérdida a la entrada (H_e), pérdida por fricción a través del barril (H_f), y la pérdida a la salida (H_0). Otras pérdidas pueden ser, por curvatura (H_b), en uniones (H_j), y pérdidas en rejillas (H_g) (Norman et al., 2001).

Para la presente investigación solo se considera las pérdidas a la entrada, por fricción y salida, a continuación las ecuaciones:

$$H_L = H_e + H_f + H_0 \quad (2.28)$$

La velocidad del barril es calculado como sigue:

$$V = \frac{Q}{A} \quad (2.29)$$

Donde:

V = velocidad promedio en el barril de la alcantarilla, m/s

Q = caudal, m^3/s

A = área de la sección transversal lleno, m^2

La altura de velocidad es:

$$H_v = \frac{V^2}{2g} \quad (2.30)$$

Donde:

g = aceleración debido a la gravedad, $9.81m/s^2$

La pérdida a la entrada es una función de la altura de velocidad en el barril y se expresa:

$$H_e = K_e \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (2.31)$$

El valor de K_e en base a diferentes configuraciones de entrada en alcantarilla está en el anexo A (Cuadro A.4).

En base a la ecuación de Manning la perdida por fricción es:

$$H_f = \left[\frac{K_U n^2 L}{R^{1.33}} \right] \frac{V^2}{2g} \quad (2.32)$$

Donde:

$K_U = 19.63$ (en SI)

n = coeficiente de rugosidad de Manning

L = longitud del barril de la alcantarilla, m

R = radio hidráulico del barril de la alcantarilla lleno, m

A = área de la sección transversal del barril, m^2

P = perímetro del barril, m

V = velocidad en el barril, m/s

La pérdida a la salida es una función del cambio de velocidad en la salida de la alcantarilla, la pérdida a la salida es:

$$H_o = 1.0 \left[\frac{V^2}{2g} - \frac{V_d^2}{2g} \right] \quad (2.33)$$

V_d = es la velocidad del canal aguas abajo de la alcantarilla, m/s .

La velocidad aguas abajo es usualmente despreciado, por consiguiente la pérdida a la salida es igual a la altura de velocidad para flujo lleno, se tiene:

$$H_o = H_V = \frac{V^2}{2g} \quad (2.34)$$

Insertando las ecuaciones (2.31), (2.32) y (2.34) en la ecuación (2.28), se tiene:

$$H_L = \left[1 + K_e + \frac{K_U n^2 L}{R^{1.33}} \right] \frac{V^2}{2g} \quad (2.35)$$

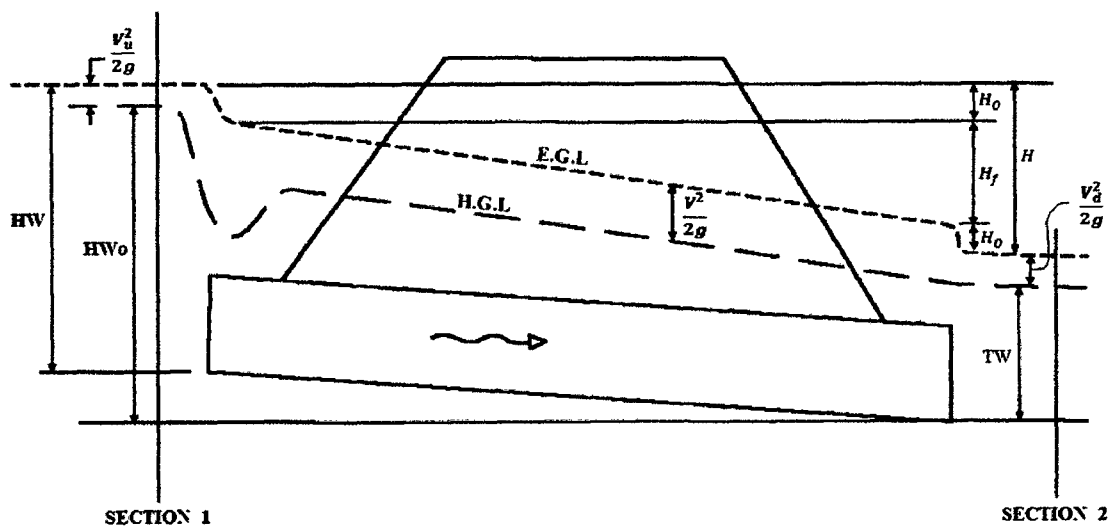


Figura 2.14: Línea de gradiente hidráulica y energía en flujo lleno.

Fuente: (Norman et al., 2001)

En la Figura 2.14, de la ecuación de energía total en la sección 1 y 2, se tienen la siguiente relación:

$$HW_o + \frac{V_u^2}{2g} = TW + \frac{V_d^2}{2g} + H_L \quad (2.36)$$

Donde:

HW_o = carga de agua por encima del solado de la salida

V_u = Velocidad de aproximación, m/s

TW = carga de agua en la salida por encima del solado de la salida

V_d = Velocidad aguas abajo, m/s

H_L = Suma de todas las pérdidas incluyendo pérdidas a la entrada (H_e), pérdidas por fricción (H_f), pérdidas a la salida (H_o) y otras pérdidas.

En flujo lleno, la línea de gradiente de energía y la línea de gradiente hidráulico son líneas rectas paralelas separados por la altura de velocidad excepto en la vecindad de la entrada donde el flujo pasa a través de una contracción (Norman *et al.*, 2001).

En la Figura 2.14, en muchos casos, la velocidad de aproximación (V_u) es bajo, y por ello es despreciada. No obstante, puede ser considerado parte de la altura de agua disponible a la entrada y usado para conducir el flujo a través de la alcantarilla. Igualmente, la velocidad aguas abajo de la alcantarilla (V_d) es usualmente despreciado. Cuando la velocidad de aproximación (V_u) y velocidad aguas abajo (V_d) son despreciados, la ecuación (2.36) se convierte en:

$$HW_o = TW + H_L \quad (2.37)$$

En este caso, H_L es la diferencia entre la elevación de la superficie del agua a la salida y la elevación en la entrada.

Todas las ecuaciones del (2.28) al (2.37), fueron desarrolladas para flujo con barril lleno. Haciendo referencia a la Figura 2.12, estas ecuaciones son aplicables a las situaciones A, B y C, que efectivamente son condiciones de flujo lleno. Para los casos D y E de la misma figura, que vienen a ser condición de flujo parcialmente lleno, cálculos de remanso puede ser requerido. Sin embargo a fin de evitar cálculos tediosos de remanso, se ha desarrollado métodos aproximados para ana-

lizar condiciones de flujo parcialmente lleno. En base a numerosos cálculos de remanso, realizados por el personal de FHW (Federal Highway Administration), se encontró que es posible iniciar la línea de gradiente hidráulico en una profundidad de $\frac{d_c+D}{2}$ por encima del solado de la salida y extenderla aguas arriba hacia la línea de gradiente hidráulico de flujo lleno, con una pendiente S_n .

$$S_n = \frac{H_f}{L} = \frac{K_u n^2 V^2}{R^{1.33} 2g} \quad (2.38)$$

Para obtener la elevación del agua en la entrada de la alcantarilla, por este método, La pérdida a la entrada y la altura de velocidad se debe añadir a la elevación de la línea de gradiente hidráulico de la entrada. Este método aproximado trabaja mejor cuando al menos parte de la longitud del barril fluye lleno. Cuando el barril está parcialmente lleno en toda su longitud, el método se convierte cada vez más impreciso.

Resultados adecuados se obtienen para alturas de hasta 0.75D. Para alturas menores, se requiere cálculos de remanso para obtener la elevación del agua en la entrada de la alcantarilla en forma precisa.

2.3.3.3. Velocidad a la salida de las alcantarillas

La velocidad en la salida de las alcantarillas puede ser calculada para determinar la necesidad de proveer protección contra la erosión en la salida. Usualmente la velocidad de salida en las alcantarillas es mayor que la velocidad en corrientes naturales (*Norman et al.*, 2001).

La ecuación de continuidad, el cual establece que la descarga es igual tantas veces la velocidad promedio como el área de flujo ($Q = AV$), es usado para calcular la velocidad dentro de las alcantarillas y a la salida. El área de flujo, A, para determinar la velocidad, es calculado usando la profundidad en la salida de la alcantarilla el cual es consistente con el tipo de flujo. La velocidad a la salida puede variar de 3m/s (10ft/s) para alcantarillas en pendientes suaves hasta 9m/s (30ft/s) para alcantarillas con pendientes empinadas (*Thompson*, 2006).

A. Velocidad en la salida de alcantarillas con pendiente suave (control a la salida)

Las alcantarillas con pendientes suaves son aquellas que fluyen con control a la salida. Para salidas sumergidas, el área de flujo para determinar la velocidad de salida, es calculado usando el área total de la sección transversal de la alcantarilla, mientras para **Salidas no sumergidas**, el área de flujo para determinar la velocidad de salida, se calcula usando el mayor entre la carga de agua y la profundidad crítica en la salida (*Thompson, 2006*).

B. Velocidad en la salida de las alcantarillas con pendiente fuerte (control a la entrada)

Las alcantarillas con pendientes fuertes son aquellas que fluyen con el control a la entrada. Para **salidas sumergidas**, la velocidad de salida es calculado usando el área total del barril, mientras en **salidas no sumergidas** se asume la profundidad normal en la salida de la alcantarilla y la velocidad de salida es calculado usando la ecuación de Manning (*Thompson, 2006*).

Cuando gobierna control a la entrada, y la alcantarilla tiene una longitud adecuada, el perfil de la superficie del agua converge hacia la profundidad normal. Incluso en alcantarillas cortas, la profundidad normal puede ser asumida y usada para definir el área de flujo en la salida y obtener la velocidad de salida. La velocidad calculada de esta manera puede ser ligeramente mayor que la velocidad real en la salida (*Norman et al., 2001*).

2.3.3.4. Curvas de rendimiento en alcantarilla

La curva de rendimiento es un gráfico que relaciona el caudal con la altura del flujo en la entrada. La representación gráfica de la operación de la alcantarilla es útil en la evaluación de la capacidad hidráulica para diferentes niveles de agua en la entrada (*Norman et al., 2001*). En base a la relación entre el caudal máximo de cada período de retorno y la capacidad hidráulica se define la curva de desempeño (*Vargas and Garro, 2008*).

La curva de rendimiento de las alcantarillas es similar a la curva de rendimiento de un vertedero y/o orificio. De hecho, las alcantarillas a menudo se comportan

como un vertedero u orificio. Ya que las alcantarillas tienen varias posibles secciones de control (entrada, salida, garganta), una determinada instalación tendrá una curva de rendimiento para cada sección de control. La curva de rendimiento total de las alcantarillas se compone de las partes que controlan las curvas de rendimiento individuales para cada sección de control. En el desarrollo de la curva de rendimiento o desempeño, ambas curvas de control, entrada y salida deben ser graficados. Esto es necesario porque el control dominante para una determinada altura de agua en la entrada es difícil de predecir (*Norman et al.*, 2001).

A. Curva de rendimiento con control a la entrada

La curva de rendimiento de control a la entrada está definido por tres regiones: no sumergida, transición, y sumergida (ver Figura 2.15). Para entradas no sumergidas, la alcantarilla opera como un vertedero. Un vertedero es una sección de control no sumergida donde la elevación aguas arriba de la superficie del agua puede ser predicho para un determinado caudal. Para entradas sumergidas la alcantarilla opera como un orificio, un orificio es una abertura, sumergido sobre el lado aguas arriba y funciona como una sección de control. La relación entre el caudal y la elevación de la superficie del agua tanto para condición sumergida y no sumergida con control a la entrada, se determina con las ecuaciones (2.23), (2.24), (2.25), (2.26) y (2.27). El flujo en la zona de transición, el cual se encuentra entre las alturas de agua alta y baja, está pobremente definida. Esta zona se aproxima graficando las ecuaciones de flujo para condición sumergida y no sumergida y conectándolos con una línea tangente a ambas curvas (Ver Figura 2.15) (*Norman et al.*, 2001).

B. Curva de rendimiento con control a la salida

La curva de rendimiento con control a la salida es desarrollado usando las ecuaciones del (2.28) al (2.37) de la sección "hidráulica del control a la salida" desarrollado anteriormente (*Norman et al.*, 2001).

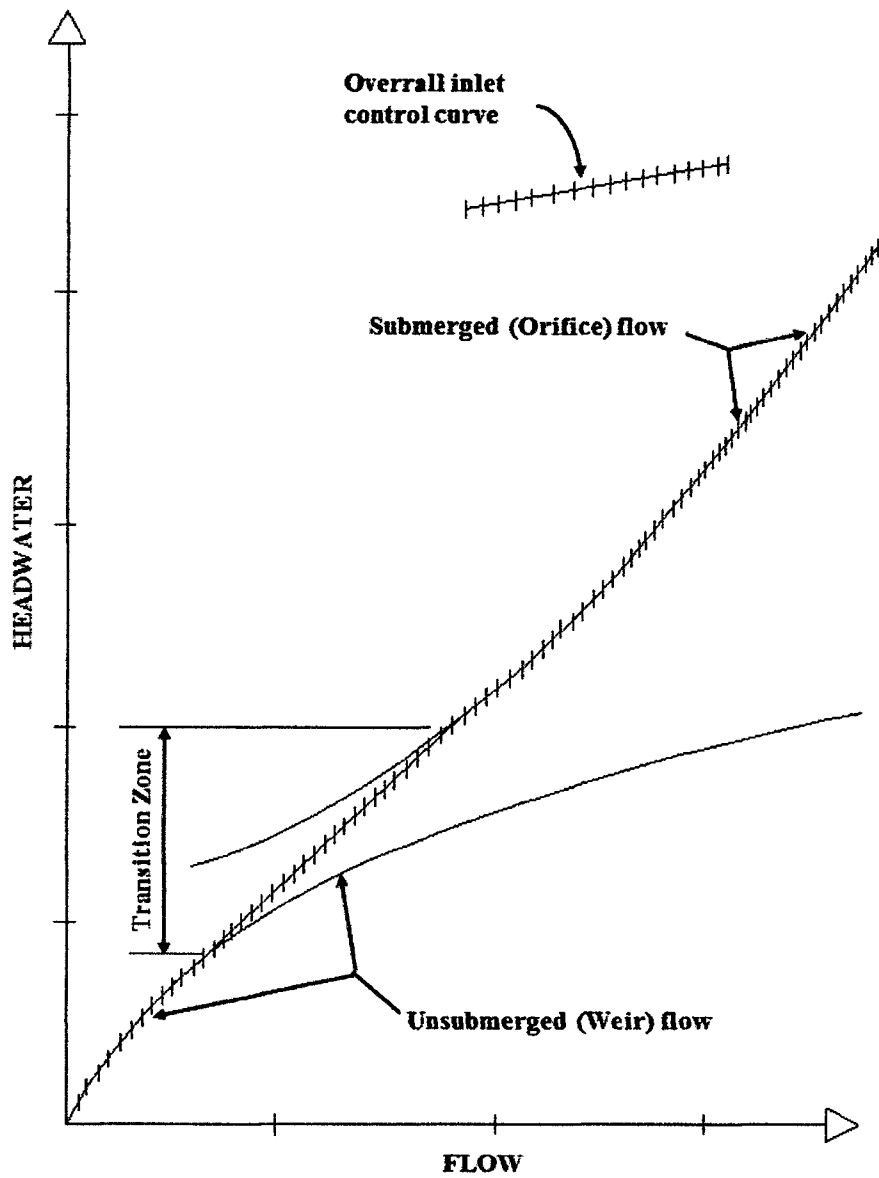


Figura 2.15: Rendimiento de alcantarilla con control a la entrada.
Fuente: *Norman et al.* (2001)

Capítulo 3

Materiales y métodos

3.1. Ubicación

El estudio se ha realizado en el tramo: Muyurina - Niño Yucaes, camino vecinal no pavimentado, ubicado en el distrito de Tambillo, provincia de Huamanga, región Ayacucho (Ver Figura 3.1). La ruta inicia en el centro poblado Santo Domingo de Muyurina (*km* 0 + 000), y recorre el margen izquierdo del río Muyurina haciendo un total de 9.02 kilómetros. El punto inicial (*km* 0+000) está a 2500 *msnm* en las coordenadas 587467 m E y 8550107 m S, y el *km* 9 + 020 está a 2567 *msnm* en las coordenadas 587856 m E y 8549918 m S.

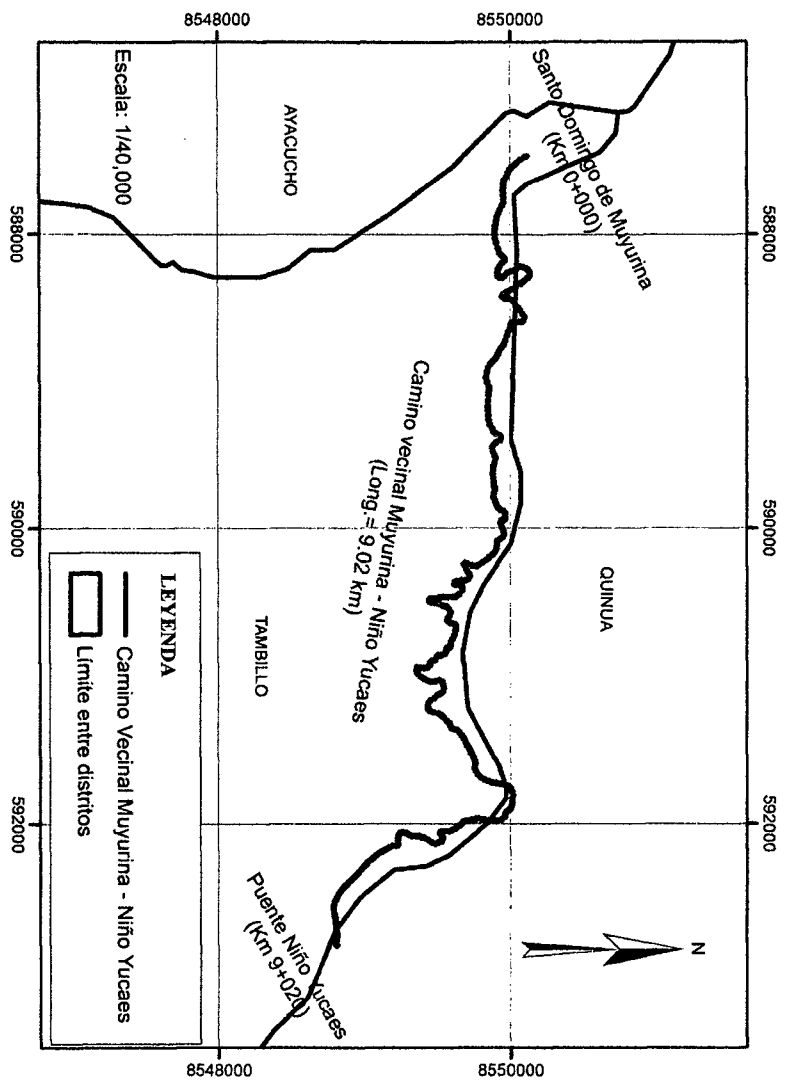
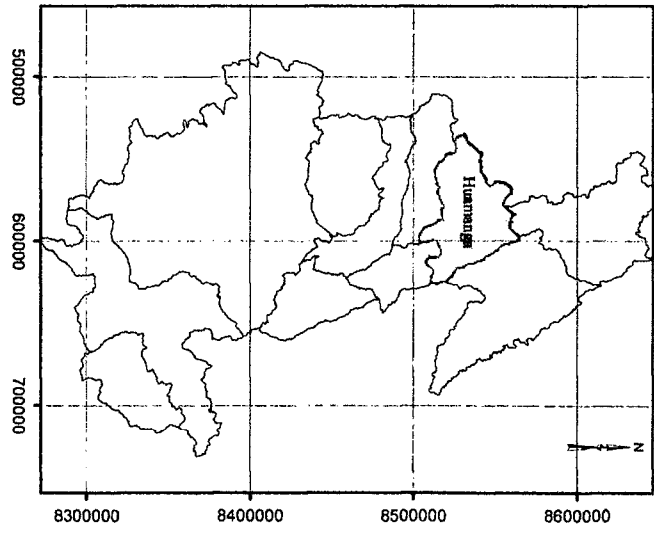
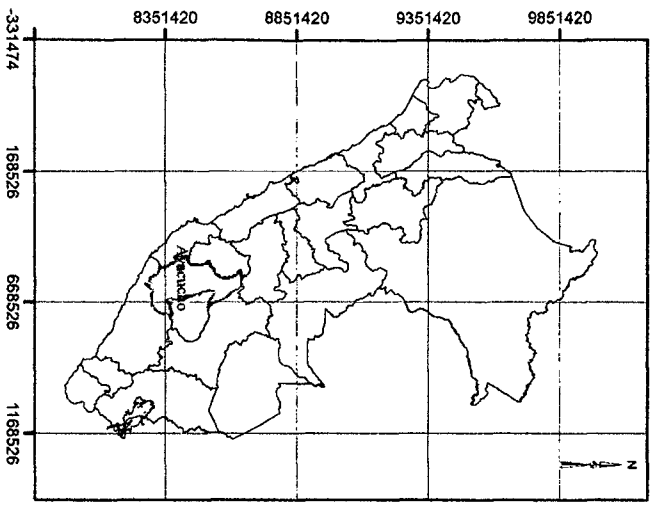


Figura 3.1: Ubicación del camino vecinal. Proyección UTM (coordenadas en metros), Huso 18, Zona L, Datum WGS84.

Fuente: Elaboración propia

3.2. Materiales y equipos

A. Materiales

- Flexómetro de $3m$.
- Lápiz y Borrador
- Papel
- Pizarra acrílica de $0.38 \times 0.27m$
- Wincha de $30m$.
- Plancha de batir
- Plumón acrílico
- Tablero
- Picota
- Pala

B. Equipos

- GPS Garmin - eTrex 20
- Cámara fotográfica
- Computadora

3.3. Metodología de estudio

Para evaluar el nivel de vulnerabilidad hidráulica de las obras de drenaje menor (alcantarillas) se ha empleado la metodología que se describe a continuación:

3.3.1. Recopilación de información básica del sistema de drenaje menor (Alcantarilla) del camino vecinal Muyurina - Niño Yucaes

Se ha identificado las obras de drenaje menor en el camino vecinal analizado, mediante visitas de campo, donde cada punto de alcantarilla se marcó con un navegador GPS. Así mismo se ha levantado las características básicas de las alcantarillas tales como ubicación geográfica, geometría de la sección, pendiente, material, componentes estructurales (aletas, muro cabezal, delantal), ver Anexo B (Cuadro B.1 y Figura B.1). En las visitas de campo se ha identificado tres tipos de alcantarillas, los cuales se muestran en la Figura B.1. De los tres tipos de alcantarillas, el tipo uno y dos son los que sirven a quebradas (Ver Cuadro 4.1), por ello solo ellos se trataran en esta investigación.

3.3.2. Estudio hidrológico del camino vecinal Muyurina – Niño Yucaes

Los puntos de las obras de drenaje menor, tomados con navegador GPS se ha superpuesto a la carta 27ñ, una vez hecho esto, se ha procedido con:

- Se delimito la cuenca para el tipo uno y dos de alcantarilla identificado en el camino vecinal, usando el software Civil 3D 2015 (Ver Anexo B, Lamina B.1)
- Una vez delimitado se obtuvo las áreas de cada cuenca con el software Civil 3D 2015 (Ver Cuadro 4.2)
- Se ha calculado el tiempo de concentración para cada cuenca (Ver Cuadro 4.3) , usando la tabla de Agres (Ver Cuadro 2.1)
- Se asignó el coeficiente de escorrentía a cada cuenca (Ver Cuadro 4.4), según al Cuadro 2.5 proporcionado por *MTC* (2008), el cual toma en cuenta la cobertura vegetal, tipo de suelo y pendiente del terreno. La cobertura vegetal se identificó mediante visita de campo, para el tipo de suelo se usó la

geología del cuadrángulo de Ayacucho (carta 27ñ), publicado por el Instituto Geológico Mincero y Metalúrgico del Perú en 1995 en el boletín N° 61. Según *INGEMMET* (1995), la litología de la formación Ayacucho es mayormente volcánico – sedimentaria; de ello se concluye que es un suelo semipermeable. Para determinar la pendiente del terreno se utilizó el método del rectángulo equivalente (Ver Anexo B, Cuadro B.2, B.3, B.4 y B.5).

- A partir de las precipitaciones máximas de 24 horas de la estación Tambillo (Ver Anexo B, Cuadro B.14) se obtuvo la precipitación total para diferentes duraciones (1, 3, 5, 7, 9, 11, 13 y 15 minutos) mediante la metodología de Dick Peschke (Ver Cuadro 4.5).
- A partir de la precipitación total calculado con la metodología de Dick Peschke, para diferentes duraciones, se obtuvo la intensidad dividiendo la precipitación total entre la duración en horas (Ver Cuadro 4.6).
- Se ha obtenido las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF), ajustando las intensidades obtenidas a partir de la precipitación total, a la función de distribución Gumbel (Ver Cuadro 4.7, Figura 4.1 y Figura 4.2). Se ha considerado diferentes periodos de retorno 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50 y 100 años. Las curvas IDF se debería obtener para cada subcuenca, sin embargo en este caso las subcuencas son pequeñas y se encuentran juntas, por ello se calculó las curvas IDF como si se tratara de una sola cuenca.
- Se calculó el caudal para cada subcuenca, mediante la fórmula racional, para lo cual se uso el área de la subcuenca, el coeficiente de escorrentía y valores de intensidad de lluvia para periodos de retorno de 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50 y 100 años, obtenidos a partir de las curvas IDF calculados anteriormente (Ver Cuadro 4.8 y Cuadro B.6 del Anexo B)

3.3.3. Nivel de vulnerabilidad hidráulica del sistema drenaje menor del camino Muyurina – Niño Yucaes.

Para evaluar la vulnerabilidad hidráulica se procedió del modo siguiente:

- Se identificó las amenazas y factores de vulnerabilidad hidráulica (Ver Cuadro 4.9), mediante el recorrido del tramo, revisión y evaluación de las series históricas de precipitación de la estación Tambillo (Ver Anexo B, Cuadro B.14).
- Se procedió a calcular la altura de flujo en la entrada de cada alcantarilla, para los caudales obtenidos para diferentes periodos de retorno y las características geométricas de cada alcantarilla; primero como si se trabajara con control a la entrada y luego se calculó como si trabajara con control a la salida y finalmente se eligió el mayor nivel entre ambos (ver anexo B, cuadro B.13). Como paso previo se calculó el tirante crítico (Ver Anexo B, Cuadro B.7 y B.8), tirante normal (ver anexo B, cuadro B.9 y B.10) y las pérdidas por entrada, fricción y salida en la alcantarilla (Ver Anexo B, Cuadro B.11 y B.12).
- Se asigna el nivel de vulnerabilidad hidráulica de acuerdo al Cuadro 3.1 y Figura 3.2 (Ver Cuadro 4.10). Según Rodríguez (1989) citado por *Vargas and Garro* (2008) las alcantarillas deben ser diseñadas de manera que tengan una capacidad hidráulica suficiente para funcionar como canal abierto en los caudales máximos con períodos de retorno de 20 años y como tubería a presión en los caudales máximos con períodos de retorno de 100 años, sin que excedan la cresta del relleno. En base a lo mencionado, *Vargas and Garro* (2008) establecieron el criterio de vulnerabilidad de alcantarillas con base en la curva de desempeño tal como se indica en el Cuadro 3.1 y Figura 3.2.

Cuadro 3.1: Criterios de vulnerabilidad en alcantarillas con base en la curva de desempeño.

Vulnerabilidad	Zona de curva		Color	Comentario
	Q_{20}	Q_{100}		
Muy baja	1	1		Alcantarilla sobredimensionada
Baja	1	2		Operacional en cualquier caso
Moderada	2	2		Sensible a cambios en la cuenca
Alta	2	3		Insuficiente para eventos extremos
Muy alta	3 ó 4	3 ó 4		Daños esperables en eventos moderados

Fuente: Vargas and Garro (2008)

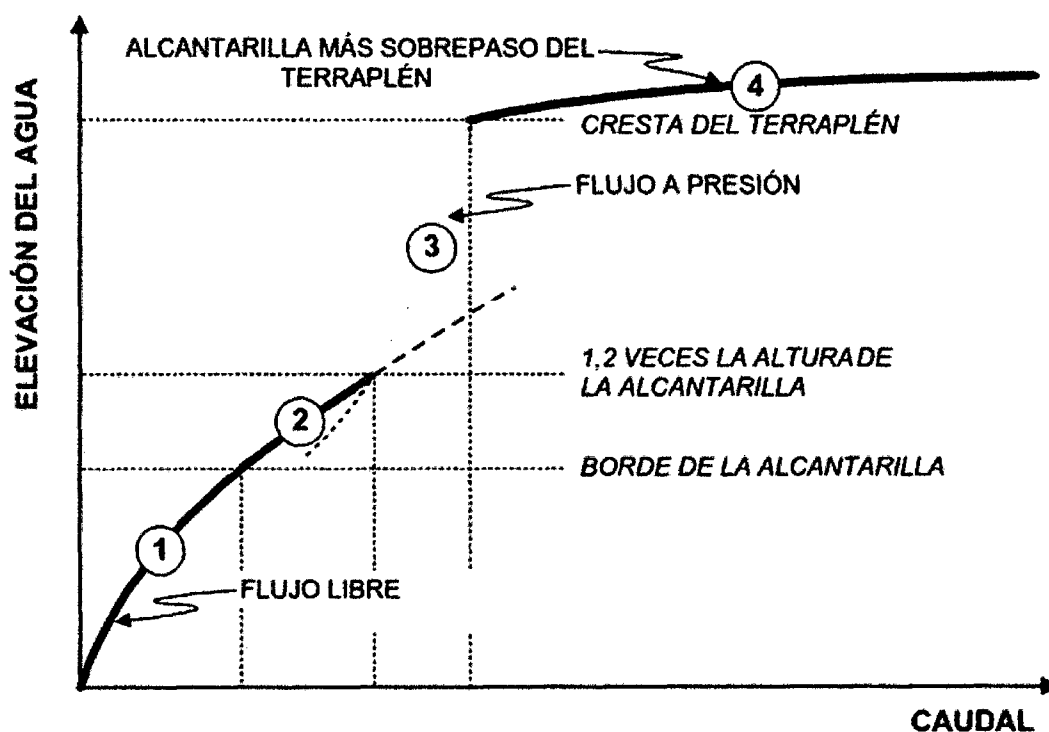


Figura 3.2: Curva de desempeño hidráulico de una alcantarilla.

Fuente: Vargas and Garro (2008)

Capítulo 4

Resultados y discusiones

4.1. Información básica del camino vecinal Mu- yurina – Niño Yucaes

El sistema de drenaje de este camino vecinal consiste de cunetas a los costados (en ciertos tramos), alcantarillas que atraviesan la vía para continuar el flujo hacia otros canales; también hay presencia de badenes y pontón. En el presente estudio se evaluara el nivel de vulnerabilidad, solo de los sistemas de drenaje menor, es decir las alcantarillas. Las alcantarillas evaluadas son aquellas que sirven a quebradas; se ha identificado 03 tipos de alcantarillas (Ver Anexo B, Figura B.1), de los cuales el tipo uno y dos sirven a quebradas. A continuación las alcantarillas que sirven a quebradas. A continuación en el Cuadro 4.1, se muestra las características básicas de las alcantarillas que sirven a quebradas.

Cuadro 4.1: Características básicas de las alcantarillas que sirven a quebradas.

Nº	Progresiva	Ancho (m)	Altura (m)	Diámetro (m)	Longitud (m)	Pendiente (m)	Tipo de Alcantarilla
1	01+380	1	1	-	5.4	0.025	1
2	01+910	1	1	-	5	0.025	1
3	02+040	-	-	0.6	5.12	0.025	2
4	02+265	-	-	0.6	6.8	0.025	2
5	02+390	1	1	-	5.5	0.025	1
6	02+435	1	1	-	5.5	0.025	1
7	02+470	1	1	-	5	0.025	1
8	02+500	1	1	-	5.4	0.025	1
9	02+540	1	1	-	5	0.025	1
10	03+000	1	1	-	5.1	0.025	1
11	03+080	-	-	0.6	5.3	0.025	2
12	03+240	1	1	-	5.1	0.025	1
13	03+565	0.8	0.8	-	6	0.025	1
14	03+590	0.8	0.8	-	6	0.025	1
15	03+950	1	1	-	6	0.025	1
16	04+475	-	-	0.6	7.8	0.025	2
17	05+075	1	1	-	5	0.025	1
18	05+265	-	-	0.55	5	0.025	2
19	05+410	1	1	-	5.32	0.025	1
20	06+050	0.8	0.8	-	7	0.025	1
21	06+290	-	-	0.6	7	0.025	2
22	07+100	0.8	0.8	-	5.5	0.025	1
23	07+320	0.8	0.8	-	10	0.025	1
24	07+430	0.8	0.8	-	6.1	0.025	1
25	07+860	1.15	1.2	-	6	0.025	1
26	08+780	1.15	1.2	-	5	0.025	1

Fuente: Elaboración propia

4.2. Estudio hidrológico del camino vecinal Mururina – Niño Yucaes

4.2.1. Delimitación de sub cuencas

En el Cuadro 4.2 se muestra las áreas de las subcuencas de las alcantarillas que sirven a quebradas.

Cuadro 4.2: Área de las subcuencas de las alcantarillas que sirven a quebradas.

Nº	Progresiva	Área (m ²)	Área (km ²)	Área (ha)
1	01+380	24655.27	0.025	2.47
2	01+910	23500.37	0.024	2.35
3	02+040	14847.48	0.015	1.48
4	02+265	23188.70	0.023	2.32
5	02+390	14679.99	0.015	1.47
6	02+435	7579.09	0.008	0.76
7	02+470	6770.07	0.007	0.68
8	02+500	4685.82	0.005	0.47
9	02+540	5031.50	0.005	0.50
10	03+000	13190.22	0.013	1.32
11	03+080	17516.22	0.018	1.75
12	03+240	20831.38	0.021	2.08
13	03+565	13370.31	0.013	1.34
14	03+590	9969.94	0.010	1.00
15	03+950	19880.00	0.020	1.99
16	04+475	4324.40	0.004	0.43
17	05+075	7924.01	0.008	0.79
18	05+265	9510.63	0.010	0.95
19	05+410	9928.05	0.010	0.99
20	06+050	24752.63	0.025	2.48
21	06+290	33200.24	0.033	3.32
22	07+100	6125.44	0.006	0.61
23	07+320	8431.11	0.008	0.84
24	07+430	35256.82	0.035	3.53
25	07+860	320767.47	0.321	32.08
26	08+780	73734.98	0.074	7.37

Fuente: Elaboración propia

4.2.2. Tiempo de concentración

En el Cuadro 4.3 se muestra el tiempo de concentración de cada sub cuenca, obtenido mediante la tabla de Agres (Ver Cuadro 2.1)

Cuadro 4.3: Tiempo de concentración de cada subcuenca.

Nº	Progresiva	Área (ha)	t_c (min)	t_c (hr)
1	01+380	2.47	3.60	0.060
2	01+910	2.35	3.59	0.060
3	02+040	1.48	2.82	0.047
4	02+265	2.32	3.58	0.060
5	02+390	1.47	2.80	0.047
6	02+435	0.76	1.87	0.031
7	02+470	0.68	1.76	0.029
8	02+500	0.47	1.49	0.025
9	02+540	0.50	1.54	0.026
10	03+000	1.32	2.61	0.043
11	03+080	1.75	3.17	0.053
12	03+240	2.08	3.52	0.059
13	03+565	1.34	2.63	0.044
14	03+590	1.00	2.18	0.036
15	03+950	1.99	3.48	0.058
16	04+475	0.43	1.44	0.024
17	05+075	0.79	1.92	0.032
18	05+265	0.95	2.12	0.035
19	05+410	0.99	2.18	0.036
20	06+050	2.48	3.62	0.060
21	06+290	3.32	3.83	0.064
22	07+100	0.61	1.68	0.028
23	07+320	0.84	1.98	0.033
24	07+430	3.53	3.88	0.065
25	07+860	32.08	14.00	0.233
26	08+780	7.37	5.20	0.087

Fuente: Elaboración propia

4.2.3. Coeficiente de escorrentía

En el Cuadro 4.4 se tiene la asignación del coeficiente de escorrentía para cada sub cuenca.

Cuadro 4.4: Coeficiente de escorrentía de cada subcuenca.

Nº	Progre- siva	Cobertura vegetal	Tipo de suelo	Pendiente del terreno (%)	Coeficiente de escorrentía C
1	01+380	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	44 %	0.5
2	01+910	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	37 %	0.5
3	02+040	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	37 %	0.5
4	02+265	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	28 %	0.5
5	02+390	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	29 %	0.5
6	02+435	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	33 %	0.5
7	02+470	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	35 %	0.5
8	02+500	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	36 %	0.5
9	02+540	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	42 %	0.5
10	03+000	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	56 %	0.55
11	03+080	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	53 %	0.55
12	03+240	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	56 %	0.55
13	03+565	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	81 %	0.55
14	03+590	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	79 %	0.55
15	03+950	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	65 %	0.55
16	04+475	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	26 %	0.5
17	05+075	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	38 %	0.5
18	05+265	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	32 %	0.5
19	05+410	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	25 %	0.5
20	06+050	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	31 %	0.5
21	06+290	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	37 %	0.5
22	07+100	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	45 %	0.5
23	07+320	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	52 %	0.55
24	07+430	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	36 %	0.5
25	07+860	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	34 %	0.5
26	08+780	Pastos, vegetación ligera	semipermeable	26 %	0.5

Fuente: Elaboración propia

4.2.4. Precipitación total e intensidad

A partir de las precipitaciones máximas de 24 horas de la estación Tambillo (Ver Anexo B, Cuadro B.14), se obtuvo la precipitación total (Ver Cuadro 4.5), para diferentes duraciones mediante la metodología de Dick Peschke. Luego se obtuvo la intensidad (Ver Cuadro 4.6), dividiendo la precipitación total entre la duración en horas.

Cuadro 4.5: Precipitación total para diferentes duraciones (“Pd” en milímetros y “d” en minutos).

Año	Pd (mm)	Pd	Pd	Pd	Pd	Pd	Pd	Pd
	d=1 (min)	d=3	d=5	d=7	d=9	d=11	d=13	d=15
1992	5.73	7.54	8.57	9.32	9.93	10.44	10.88	11.28
1993	6.15	8.10	9.20	10.01	10.66	11.20	11.68	12.11
1994	8.47	11.15	12.67	13.78	14.68	15.43	16.09	16.68
1995	3.98	5.23	5.95	6.47	6.89	7.24	7.55	7.83
1996	4.59	6.05	6.87	7.47	7.96	8.37	8.72	9.04
1997	6.77	8.91	10.12	11.01	11.72	12.33	12.85	13.32
1998	5.06	6.67	7.57	8.24	8.77	9.22	9.62	9.97
1999	4.64	6.11	6.94	7.55	8.04	8.46	8.82	9.14
2000	6.73	8.86	10.07	10.95	11.66	12.26	12.78	13.25
2001	7.87	10.36	11.77	12.80	13.63	14.34	14.95	15.49
2002	6.67	8.78	9.97	10.85	11.55	12.14	12.66	13.12
2003	6.23	8.20	9.32	10.14	10.80	11.35	11.84	12.27
2004	4.53	5.96	6.77	7.37	7.84	8.25	8.60	8.91
2005	7.63	10.04	11.41	12.41	13.22	13.89	14.49	15.02
2006	3.49	4.59	5.22	5.68	6.05	6.36	6.63	6.87
2007	4.39	5.78	6.56	7.14	7.60	7.99	8.33	8.64
2008	2.98	3.92	4.45	4.84	5.15	5.42	5.65	5.86
2009	4.12	5.43	6.17	6.71	7.14	7.51	7.83	8.11
2010	4.14	5.45	6.19	6.73	7.17	7.54	7.86	8.15
2011	6.75	8.89	10.10	10.98	11.70	12.30	12.82	13.29
2012	4.61	6.07	6.89	7.50	7.99	8.40	8.75	9.07

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.6: Intensidad a partir de la precipitación total. Intensidad (i) en milímetros por hora y duración (d) en horas.

Año	i (mm/h) d=0.017 (h)	i d=0.05	i d=0.083	i d=0.117	i d=0.15	i d=0.18	i d=0.22	i d=0.25
1992	343.82	150.83	102.83	79.89	66.17	56.92	50.22	45.11
1993	369.15	161.94	110.40	85.78	71.04	61.12	53.92	48.43
1994	508.43	223.04	152.06	118.14	97.85	84.18	74.26	66.71
1995	238.63	104.69	71.37	55.45	45.92	39.51	34.86	31.31
1996	275.64	120.92	82.44	64.05	53.05	45.64	40.26	36.16
1997	406.16	178.18	121.47	94.38	78.17	67.24	59.33	53.29
1998	303.89	133.31	90.88	70.61	58.48	50.31	44.39	39.87
1999	278.57	122.20	83.31	64.73	53.61	46.12	40.69	36.55
2000	403.92	177.20	120.80	93.86	77.73	66.87	59.00	52.99
2001	472.29	207.19	141.25	109.75	90.89	78.19	68.99	61.96
2002	400.12	175.53	119.66	92.98	77.00	66.24	58.44	52.50
2003	374.02	164.08	111.86	86.91	71.98	61.92	54.63	49.07
2004	271.75	119.21	81.27	63.15	52.30	44.99	39.69	35.65
2005	457.78	200.82	136.91	106.37	88.10	75.79	66.87	60.06
2006	209.41	91.87	62.63	48.66	40.30	34.67	30.59	27.47
2007	263.37	115.54	78.77	61.20	50.69	43.60	38.47	34.55
2008	178.53	78.32	53.39	41.49	34.36	29.56	26.08	23.42
2009	247.40	108.53	73.99	57.49	47.61	40.96	36.14	32.46
2010	248.37	108.96	74.28	57.71	47.80	41.12	36.28	32.59
2011	405.19	177.75	121.18	94.15	77.98	67.08	59.18	53.16
2012	276.62	121.35	82.73	64.28	53.23	45.80	40.40	36.29
Prome- dio	330.15	144.83	98.74	76.72	63.54	54.66	48.22	43.31
Des. Stan	92.25	40.47	27.59	21.44	17.75	15.27	13.47	12.10

Fuente: Elaboración propia

4.2.5. Curva Intensidad – Duración - Frecuencia

Las curvas IDF se han obtenido ajustando las intensidades obtenidas a partir de la precipitación total, a la función de distribución Gumbel (Ver Cuadro 4.7, Figura 4.1 y Figura 4.2). Se ha considerado periodos de retorno de 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50 y 100 años.

Cuadro 4.7: Intensidad – Duración - Frecuencia

Duración (h)	0.017	0.050	0.083	0.117	0.150	0.183	0.217	0.250	
Promedio (mm/h)	330.15	144.83	98.74	76.72	63.54	54.66	48.22	43.31	
Des. Stan(σ) (mm/h)	92.25	40.47	27.59	21.44	17.75	15.27	13.47	12.10	
μ	276.90	121.47	82.81	64.34	53.29	45.84	40.45	36.33	
α	71.92	31.55	21.51	16.71	13.84	11.91	10.51	9.44	
i (mm/h)	T=10	438.76	192.48	131.22	101.95	84.44	72.64	64.09	57.56
	T=15	469.21	205.84	140.33	109.03	90.30	77.68	68.53	61.56
	T=20	490.53	215.19	146.70	113.98	94.40	81.21	71.65	64.36
	T=25	506.95	222.40	151.61	117.80	97.56	83.93	74.05	66.51
	T=30	520.32	228.26	155.61	120.90	100.13	86.14	76.00	68.27
	T=35	531.58	233.20	158.98	123.52	102.30	88.01	77.64	69.74
	T=40	541.31	237.47	161.89	125.78	104.18	89.62	79.07	71.02
	T=45	549.89	241.23	164.45	127.78	105.83	91.04	80.32	72.14
	T=50	557.55	244.59	166.75	129.56	107.30	92.31	81.44	73.15
T=100	607.77	266.62	181.76	141.23	116.96	100.62	88.77	79.74	

Fuente: Elaboración propia

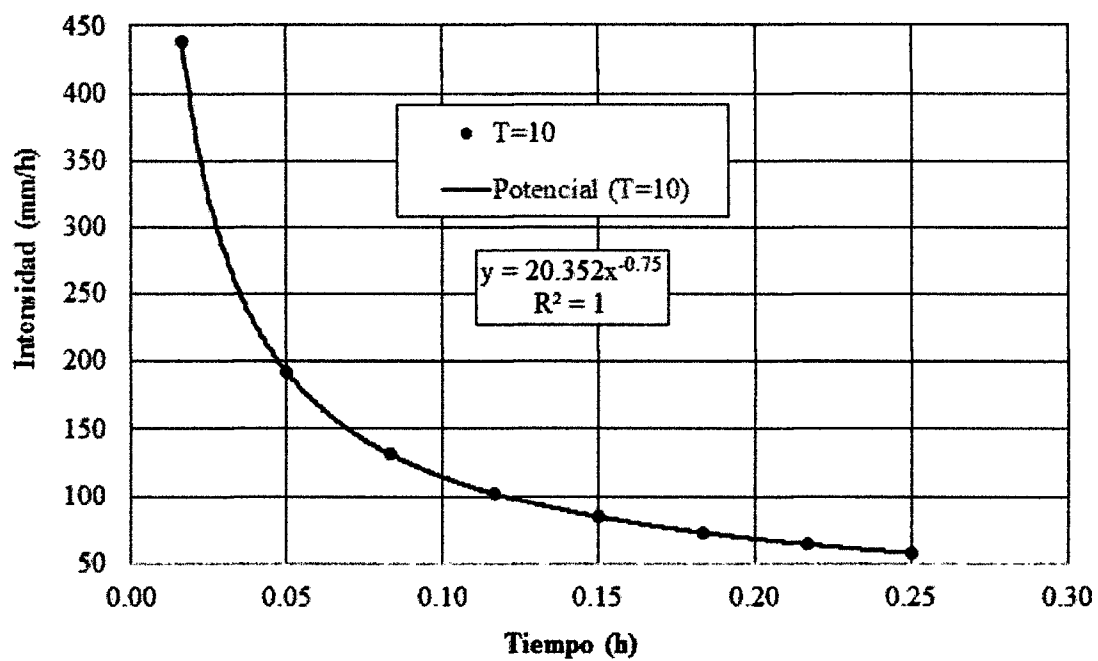


Figura 4.1: Curva Intensidad – Duración – Frecuencia para periodo de retorno 10 años.

Fuente: Elaboración propia

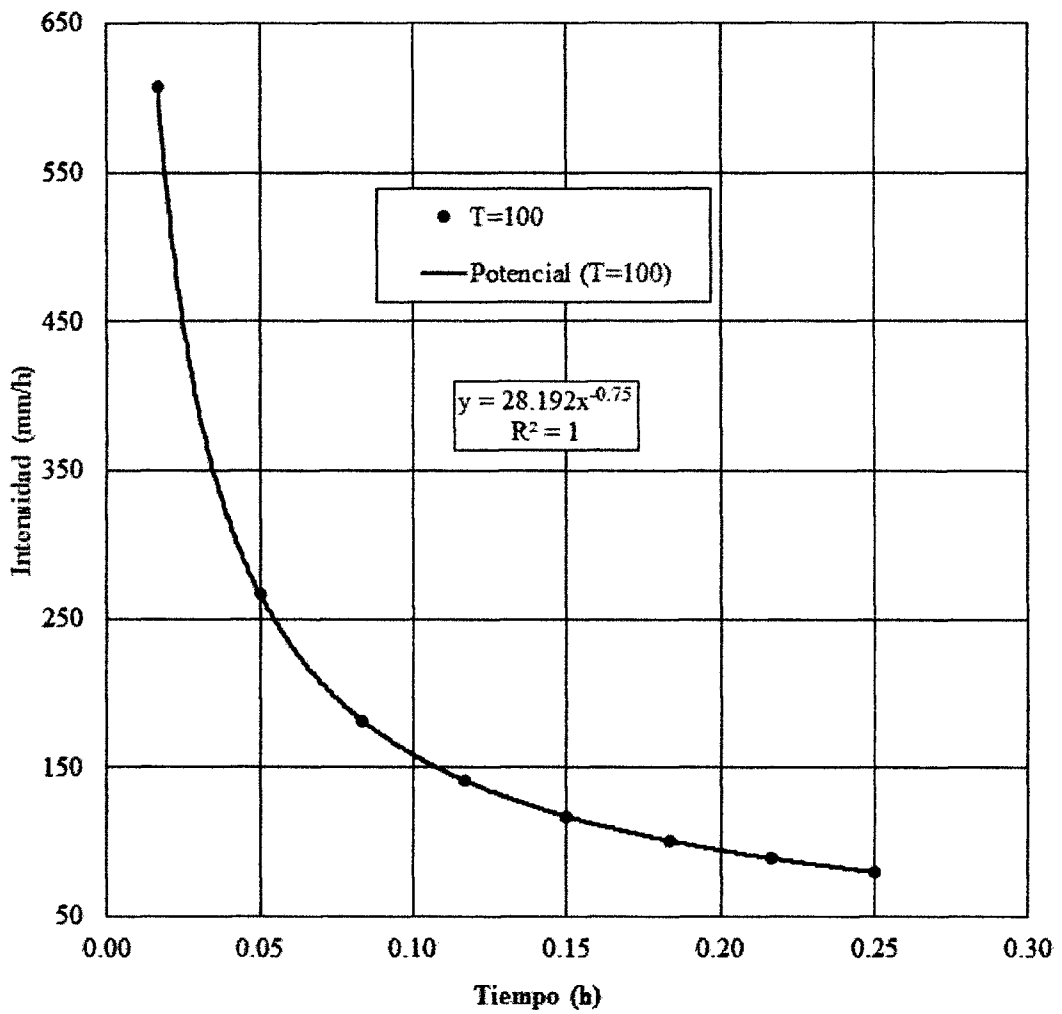


Figura 4.2: Curva Intensidad – Duración – Frecuencia para periodo de retorno 100 años.

Fuente: Elaboración propia

4.2.6. Caudales de diseño

En el Cuadro 4.8 se tiene el caudal para cada subcuenca, mediante la fórmula racional:

Cuadro 4.8: Caudal para cada subcuena y diferentes periodos de retorno.

Nº	Progre- siva	T=10 Q(m3/s)	T=15 Q(m3/s)	T=20 Q(m3/s)	T=25 Q(m3/s)	T=30 Q(m3/s)	T=35 Q(m3/s)	T=40 Q(m3/s)	T=45 Q(m3/s)	T=50 Q(m3/s)	T=100 Q(m3/s)
1	01+380	0.575	0.615	0.643	0.664	0.682	0.697	0.709	0.720	0.731	0.796
2	01+910	0.549	0.588	0.614	0.635	0.651	0.666	0.678	0.689	0.698	0.761
3	02+040	0.415	0.444	0.464	0.480	0.493	0.503	0.512	0.521	0.528	0.575
4	02+265	0.543	0.581	0.607	0.627	0.644	0.658	0.670	0.681	0.690	0.752
5	02+390	0.413	0.442	0.462	0.477	0.490	0.500	0.510	0.518	0.525	0.572
6	02+435	0.289	0.309	0.323	0.334	0.343	0.350	0.356	0.362	0.367	0.400
7	02+470	0.270	0.288	0.301	0.311	0.320	0.327	0.333	0.338	0.343	0.373
8	02+500	0.212	0.226	0.237	0.245	0.251	0.257	0.261	0.265	0.269	0.293
9	02+540	0.222	0.238	0.249	0.257	0.264	0.269	0.274	0.279	0.282	0.308
10	03+000	0.431	0.461	0.482	0.498	0.511	0.522	0.532	0.540	0.548	0.597
11	03+080	0.494	0.528	0.552	0.571	0.586	0.598	0.609	0.619	0.627	0.684
12	03+240	0.543	0.581	0.607	0.628	0.644	0.658	0.670	0.681	0.690	0.753
13	03+565	0.434	0.464	0.485	0.501	0.515	0.526	0.535	0.544	0.551	0.601

Cuadro 4.8: Caudal para cada subcuenca y diferentes periodos de retorno (continuación).

Nº	Progre- siva	T=10 Q(m3/s)	T=15 Q(m3/s)	T=20 Q(m3/s)	T=25 Q(m3/s)	T=30 Q(m3/s)	T=35 Q(m3/s)	T=40 Q(m3/s)	T=45 Q(m3/s)	T=50 Q(m3/s)	T=100 Q(m3/s)
14	03+590	0.372	0.398	0.416	0.430	0.441	0.451	0.459	0.466	0.473	0.515
15	03+950	0.523	0.559	0.584	0.604	0.620	0.633	0.645	0.655	0.664	0.724
16	04+475	0.200	0.214	0.224	0.231	0.237	0.243	0.247	0.251	0.254	0.277
17	05+075	0.297	0.317	0.332	0.343	0.352	0.359	0.366	0.372	0.377	0.411
18	05+265	0.329	0.352	0.368	0.381	0.391	0.399	0.407	0.413	0.419	0.456
19	05+410	0.337	0.361	0.377	0.390	0.400	0.409	0.416	0.423	0.429	0.467
20	06+050	0.575	0.615	0.643	0.664	0.682	0.697	0.709	0.721	0.731	0.796
21	06+290	0.739	0.790	0.826	0.854	0.876	0.895	0.912	0.926	0.939	1.024
22	07+100	0.253	0.271	0.283	0.292	0.300	0.307	0.312	0.317	0.322	0.351
23	07+320	0.338	0.362	0.378	0.391	0.401	0.410	0.417	0.424	0.430	0.469
24	07+430	0.777	0.831	0.869	0.898	0.921	0.941	0.959	0.974	0.987	1.076
25	07+860	2.701	2.888	3.019	3.121	3.203	3.272	3.332	3.385	3.432	3.741
26	08+780	1.305	1.395	1.459	1.507	1.547	1.581	1.609	1.635	1.658	1.807

Fuente: Elaboración propia

4.3. Vulnerabilidad hidráulica del sistema drenaje menor del camino vecinal Muyurina–Niño Yucaes

4.3.1. Amenazas y factores de vulnerabilidad

Las amenazas y factores de vulnerabilidad identificados en el camino vecinal Muyurina – Niño Yucaes se muestra en el Cuadro 4.9:

Cuadro 4.9: Amenazas y factores de vulnerabilidad.

Tipo de amenaza	Amenaza	Componentes del camino vecinal	Factor de vulnerabilidad
Amenaza de origen natural	1.- Precipitación - Caudales máximos	alcantarillas	-Capacidad hidráulica -Alineamiento -Pendiente -Elevación -Mantenimiento
		Otros componentes (Calzada, terraplén, cuneta, zanja de coronación, muro seco, badén, pontón)	–
	2.- Sismos	–	–
	3.- Vientos fuertes	–	–
Amenaza de origen socio natural	4.- Inestabilidad de suelos y rocas Etc.	–	–
	1.- Deforestación 2.- Etc.	–	–
Amenaza de origen humano	1.- Contaminación 2.- Etc.	–	–

Fuente: Elaboración propia

4.3.2. Nivel de vulnerabilidad hidráulica de acuerdo al criterio de los ingenieros William Vargas y José Garro

De acuerdo al Cuadro 3.1 y Figura 3.2, que vienen a ser el criterio de los ingenieros William Vargas y José Garro; se tiene los niveles de vulnerabilidad hidráulica que se muestra en el Cuadro 4.10.

Cuadro 4.10: Nivel de vulnerabilidad hidráulica de las alcantarillas del camino vecinal Muyurina – Niño Yucaes.

Alcantarilla	Progresiva	QT	Q (m ³ /s)	Borde de alcantarilla (h)	1.2h	Cresta de terraplén	Hwi Max	Zona	Nivel de vulnerabilidad
1	01+380	Q20	0.64	1.00	1.200	1.350	0.570	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.80	1.00	1.200	1.350	0.614	Zona 1	
2	01+910	Q20	0.61	1.00	1.200	1.350	0.572	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.76	1.00	1.200	1.350	0.613	Zona 1	
3	02+040	Q20	0.46	0.60	0.720	1.050	0.736	Zona 3	Muy alta
		Q100	0.58	0.60	0.720	1.050	0.899	Zona 3	
4	02+265	Q20	0.61	0.60	0.720	1.050	0.997	Zona 3	Muy alta
		Q100	0.75	0.60	0.720	1.050	1.346	Zona 4	
5	02+390	Q20	0.46	1.00	1.200	1.350	0.518	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.57	1.00	1.200	1.350	0.548	Zona 1	
6	02+435	Q20	0.32	1.00	1.200	1.350	0.480	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.40	1.00	1.200	1.350	0.501	Zona 1	
7	02+470	Q20	0.30	1.00	1.200	1.350	0.487	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.37	1.00	1.200	1.350	0.507	Zona 1	
8	02+500	Q20	0.24	1.00	1.200	1.350	0.459	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.29	1.00	1.200	1.350	0.475	Zona 1	
9	02+540	Q20	0.25	1.00	1.200	1.350	0.472	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.31	1.00	1.200	1.350	0.489	Zona 1	

Cuadro 4.10: Nivel de vulnerabilidad hidráulica de las alcantarillas del camino vecinal Muyurina – Niño Yucaes (Continuación).

Alcantarilla	Progresiva	QT	Q (m ³ /s)	Borde de alcantarilla (h)	1.2h	Cresta de terraplén	Hwi Max	Zona	Nivel de vulnerabilidad
10	03+000	Q20	0.48	1.00	1.200	1.350	0.534	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.60	1.00	1.200	1.350	0.565	Zona 1	
11	03+080	Q20	0.55	0.60	0.720	1.050	0.866	Zona 3	Muy alta
		Q100	0.68	0.60	0.720	1.050	1.132	Zona 4	
12	03+240	Q20	0.61	1.00	1.200	1.350	0.643	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.75	1.00	1.200	1.350	0.680	Zona 1	
13	03+565	Q20	0.49	0.80	0.960	1.150	0.506	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.60	0.80	0.960	1.150	0.587	Zona 1	
14	03+590	Q20	0.42	0.80	0.960	1.150	0.454	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.52	0.80	0.960	1.150	0.527	Zona 1	
15	03+950	Q20	0.58	1.00	1.200	1.350	0.539	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.72	1.00	1.200	1.350	0.578	Zona 1	
16	04+475	Q20	0.22	0.60	0.720	1.050	0.432	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.28	0.60	0.720	1.050	0.501	Zona 1	
17	05+075	Q20	0.33	1.00	1.200	1.350	0.495	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.41	1.00	1.200	1.350	0.517	Zona 1	
18	05+265	Q20	0.37	0.55	0.660	1.000	0.667	Zona 3	Muy alta
		Q100	0.46	0.55	0.660	1.000	0.827	Zona 3	

Cuadro 4.10: Nivel de vulnerabilidad hidráulica de las alcantarillas del camino vecinal Muyurina – Niño Yucaes (Continuación).

Alcantarilla	Progresiva	QT	Q (m ³ /s)	Borde de alcantarilla (h)	1.2h	Cresta de terraplén	Hwi Max	Zona	Nivel de vulnerabilidad
19	05+410	Q20	0.38	1.00	1.200	1.350	0.500	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.47	1.00	1.200	1.350	0.524	Zona 1	
20	06+050	Q20	0.64	0.80	0.960	1.150	0.615	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.80	0.80	0.960	1.150	0.714	Zona 1	
21	06+290	Q20	0.83	0.60	0.720	1.050	1.558	Zona 4	Muy alta
		Q100	1.02	0.60	0.720	1.050	2.186	Zona 4	
22	07+100	Q20	0.28	0.80	0.960	1.150	0.394	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.35	0.80	0.960	1.150	0.421	Zona 1	
23	07+320	Q20	0.38	0.80	0.960	1.150	0.425	Zona 1	Muy baja
		Q100	0.47	0.80	0.960	1.150	0.494	Zona 1	
24	07+430	Q20	0.87	0.80	0.960	1.150	0.758	Zona 1	Baja
		Q100	1.08	0.80	0.960	1.150	0.880	Zona 2	
25	07+860	Q20	3.02	1.20	1.440	1.550	1.441	Zona 3	Muy alta
		Q100	3.74	1.20	1.440	1.550	1.696	Zona 4	
26	08+780	Q20	1.46	1.20	1.440	1.550	0.832	Zona 1	Muy baja
		Q100	1.81	1.20	1.440	1.550	0.963	Zona 1	

Fuente: Elaboración propia

4.4. Análisis de los resultados

Del Cuadro 4.10 se tiene que el 23.08 % de las alcantarillas tienen vulnerabilidad hidráulica muy alta; 3.84 % vulnerabilidad baja y el 73.08 % vulnerabilidad muy baja. De las cifras anteriores un grupo de las alcantarillas están sobredimensionadas y el otro grupo presenta problemas de capacidad hidráulica, a continuación en el Cuadro 4.11 se muestra el nivel de vulnerabilidad y su respectivo comentario para cada alcantarilla.

Cuadro 4.11: Comentario para cada alcantarilla de acuerdo al nivel de vulnerabilidad.

Nº	Progresiva	Nivel de vulnerabilidad	Comentario
1	01+380	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
2	01+910	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
3	02+040	Muy alta	Daños esperables en eventos moderados
4	02+265	Muy alta	Daños esperables en eventos moderados
5	02+390	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
6	02+435	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
7	02+470	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
8	02+500	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
9	02+540	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
10	03+000	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
11	03+080	Muy alta	Daños esperables en eventos moderados
12	03+240	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
13	03+565	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada

Cuadro 4.11: Comentario para cada alcantarilla de acuerdo al nivel de vulnerabilidad (Continuación).

Nº	Progresiva	Nivel de vulnerabilidad	Comentario
14	03+590	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
15	03+950	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
16	04+475	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
17	05+075	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
18	05+265	Muy alta	Daños esperables en eventos moderados
19	05+410	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
20	06+050	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
21	06+290	Muy alta	Daños esperables en eventos moderados
22	07+100	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
23	07+320	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada
24	07+430	Baja	Operacional en cualquier caso
25	07+860	Muy alta	Daños esperables en eventos moderados
26	08+780	Muy baja	Alcantarilla sobredimensionada

Fuente: Elaboración propia

Capítulo 5

Conclusiones y recomendaciones

5.1. Conclusiones

En correspondencia al objetivo principal se obtuvo:

- Los resultados presentados demuestran que la metodología aplicada cumplió con el objetivo de evaluar el nivel de vulnerabilidad hidráulica del sistema de drenaje menor (Alcantarillas), mediante el uso de datos de campo.
- Según la metodología usada, de las 26 alcantarillas evaluadas, 19 presentan nivel de vulnerabilidad hidráulica muy baja (correspondientes a las subcuencas 1, 2, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 19, 20, 22, 23 y 26), 1 presentan nivel de vulnerabilidad baja (correspondiente a la subcuenca 24) y 6 presentan nivel de vulnerabilidad muy alta (correspondientes a las subcuencas 3, 4, 11, 18, 21 y 25).
- Se pudo identificar 23.08 %, 3.84 % y 73.08 % de nivel de vulnerabilidad hidráulica muy alta, baja y muy baja respectivamente. De ello se desprende que el 73.08 % de las alcantarillas están sobredimensionadas y el 23.08 % de las alcantarillas presentan problemas de capacidad hidráulica es decir son insuficientes para evacuar el caudal calculado para los diferentes periodos de retorno (20 y 100 años).

- La vulnerabilidad hidráulica de las alcantarillas es función del área disponible para el flujo.
- Evaluar el nivel de vulnerabilidad hidráulica de las alcantarillas es importante para la seguridad vial, dado que la obstrucción de los conductos en la estación lluviosa tiene como consecuencias la saturación y falla del relleno, la posibilidad de escorrentía sobre la estructura de la calzada e incluso la inundación.

Teniendo en cuenta los alcances de los objetivos secundarios:

- Por medio de información histórica disponible de precipitaciones de la estación Tambillo e información levantada en campo, se constató que la principal amenaza que afecta el camino vecinal Muyurina – Niño Yucaes es la amenaza natural de origen meteorológico, la precipitación, que genera escorrentía y posteriormente caudales máximos.
- Considerando la precipitación como principal amenaza para las alcantarillas, el factor de vulnerabilidad más importante es la capacidad hidráulica del conducto y su mantenimiento adecuado. Esto implica que la vulnerabilidad hidráulica de las alcantarillas es función del área disponible para el flujo, dado que su velocidad, y por ende su capacidad, es función de esta variable.
- Las amenazas naturales no están sujetas a un posible control humano ni tecnológico, por ello la reducción de la vulnerabilidad es la mejor y, en algunos casos, la única forma de reducir el riesgo. La vulnerabilidad hidráulica se puede reducir con medidas estructurales y no estructurales; dentro de las estructurales tenemos reubicación y rediseño; dentro de las medidas no estructurales se tiene el mantenimiento adecuado y oportuno, que garantiza una eficiente evacuación de la escorrentía superficial.
- La identificación y cuantificación de los niveles de vulnerabilidad hidráulica es una herramienta útil para las autoridades competentes en la toma de decisiones.

5.2. Recomendaciones

- Para las alcantarillas que presentan nivel de vulnerabilidad alto y muy alto (23.08 %), alcantarillas con problemas de capacidad hidráulica, se recomienda modificar su sección transversal de acuerdo a las características particulares del análisis hidrológico e hidráulico de la cuenca.
- Las autoridades competentes deben promover la realización simultanea de estudios de evaluación de vulnerabilidad hidráulica y geotécnica de los caminos vecinales y departamentales, pues el colapso de los taludes afecta la capacidad de las alcantarillas que se encuentran en el sitio, provocando el desborde de la quebrada por encima de la calzada, afectando el tránsito fluido de los vehículos.
- Las entidades encargadas de la evaluación de los estudios definitivos de mantenimiento periódico y rehabilitación de caminos, tanto vecinales como departamentales, deben exigir un análisis hidrológico e hidráulico detallado que permita determinar el área y la sección geométrica óptima de la estructura requerida, según las características particulares de la cuenca a la que sirve. Y así evitar estructuras hidráulicas sobredimensionadas o de insuficiente área de drenaje.
- La autoridades competentes deben promover mayor monitoreo de los eventos hidrometeorológicos.

Bibliografía

Aparicio Mijares, FJ. 1992. *Fundamentos de hidrología de superficie*. Grupo noriega editores. México, editorial Limusa. 302 p

Arnoult, JD. 1986. *Culvert inspection manual: Supplement to the bridge inspector's training manual*. FHWA. Virginia, EE.UU. 215 p.

Ávila Parra, K. 2012. *Análisis del comportamiento de eventos extremos de precipitación en la zona centro y sur de Chile continental*. Tesis Mg. Barcelona, España, CONICYT. 78 p. Consultado 28 de ago. 2015.

Bertoni, JC. s.f. *Estimación de curvas intensidad-duración-frecuencia (I-D-F) (diapositivas)*. (en línea). Argentina. 15 diapositivas. Consultado 19 de ago. 2015. Disponible en https://www.google.com.pe/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0CBsQFjAAahUKEwjvoLbQgNnHAhWHGR4KHRiIDWU&url=http%3A%2F%2Fwww.aecidcf.org.uy%2Findex.php%2Fdocumentos%2Fdoc_download%2F111-estimacion-de-curvas-i-d-f&usg=AFQjCNGhsxJtzkAMkLVHIS5f4nuNUzhLNw&bvm=bv.101800829,d.dmo

Brice, JC. 1981. *Stability of relocated stream channels*. Washington, EE.UU. 184 p. Consultado 4 de mayo 2015. Disponible en <http://isddc.dot.gov/OLPFiles/FHWA/009476.pdf>

Carciente, J. 1985. *Carreteras: Estudio y proyecto*. Ediciones Vega s.r.l. Venezuela. 589 p.

Chow, VT; Maidment, DR; Mays, LW. 1994. *Hidrología Aplicada*. Saldarriaga, JG. 1 ed. Santafé de Bogotá, Colombia. McGraw-Hill. 584 p.

- Congreso nacional de hidráulica (XXII, 2012, Acapulco, México). 2012. *Métodos para el cálculo de tirantes normales y críticos*. Acapulco, México. 7 p.
- Ganancias Martínez, F. 2009. *Catedra de hidrología y Procesos hidráulicos: clase de estadística hidrológica*. Córdoba, España. 32 p. Consultado 24 de ago. 2015. Disponible en <http://es.scribd.com/doc/238666940/Apunte-de-Hidrologia-Estadistica#scribd>.
- Ibáñez Asensio, S; Moreno Ramón, H; Gisbert Blanquer, JM. Sf. *Métodos para la determinación del tiempo de concentración (tc) de una cuenca hidrográfica*. Valencia, España. 9 p.
- INDOT (Indiana Department of Transportation, EE.UU). 2011. Capitulo 203: *Hydraulics and Drainage Design*. Indiana, EE.UU. 165 p.
- INGEMMET (Instituto Geológico Minero y Metalúrgico, PE). 1995. *Geología del cuadrángulo de Ayacucho: Hojas 27-ñ*. Ministerio de Energía y Minas. Lima, Perú. 129 p.
- INVIAS (Instituto Nacional de Vías, CO). 2006. *Manual para la inspección visual de estructuras de drenaje*. Bogotá, Colombia. 62 p. Consultado 21 ago. 2015. Disponible en <http://www.invias.gov.co/index.php/documentos-tecnicos-izq>
- INVIAS (Instituto Nacional de Vías, CO). 2009. *Manual de drenaje para carreteras*. Colombia. 538 p. Consultado 21 ago. 2015. Disponible en <http://www.invias.gov.co/index.php/documentos-tecnicos-izq>
- LanammeUCR (Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica); PITRA (Programa de Infraestructura del Transporte, CR). 2009. *Informe de evaluación de la red vial nacional pavimentada de Costa Rica Año 2008*. 62 p.
- LanammeUCR (Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica). 2009. *Evaluación de la vulnerabilidad de obras de drenaje intermedias, Ruta Nacional 1, tramo Barranca - Liberia*. 55 p.

LanammeUCR (Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica). 2010. *Revisión hidrológica e hidráulica de cinco puntos de la carretera nacional 27*. San Pedro, Costa Rica. 36 p. Consultado 02 de feb. 2015. Disponible en <http://www.lanamme.ucr.ac.cr/index.php/asesor%C3%ADas/asesor%C3%ADas-a%C3%B1os-2010.html>

MEP (Ministerio De Educación Pública De Costa Rica); UNESCO (Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la cultura, FR). S.f. *Conceptos y herramientas sobre sistemas de alerta temprana y gestión del riesgo para la comunidad educativa*. (en línea). Consultado 18 jun. 2015. Disponible en <http://www.unesco.org/new/fileadmin/MULTIMEDIA/FIELD/San-Jose/pdf/Costa%20Rica.pdf>.

McCuen, RH; Johnson, PA; Ragan, RM. 2002. *Highway hydrology: Hydraulic design series number 2*. 2 ed. EE.UU. 224 p. Consultado 26 de ago. 2015. Disponible en http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/library_listing.cfm

MEF (Ministerio de Economía y Finanzas, PE). 2011. *Caminos Vecinales: Guía para la formulación de proyectos de inversión exitosos*. Lima, Perú. 57 p.

Menéndez, J.R. 2003. *Mantenimiento rutinario de caminos con microempresas: Manual técnico*. Oficina Internacional del Trabajo. Lima, Perú. Art Lautrec SRL. 82 p.

Monsalve Sáenz, G. 1995. *Hidrología en la ingeniería*. 1 ed. Santafé de Bogotá, Colombia. Grupo editorial 87. 359 p.

MOPC (Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, PY). 2011. *Manual de carreteras del Paraguay: Normas para obras de drenaje vial*. 1 ed. Paraguay. Tomo 3, V 1, 295 p. Consultado 01 de set. 2015. Disponible en <http://www.mopc.gov.py/manual-de-carreteras-paraguayas-s74>

MVCS (Ministerio de Vivienda, Construcciones y Saneamiento, PE). 2006. *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Perú.

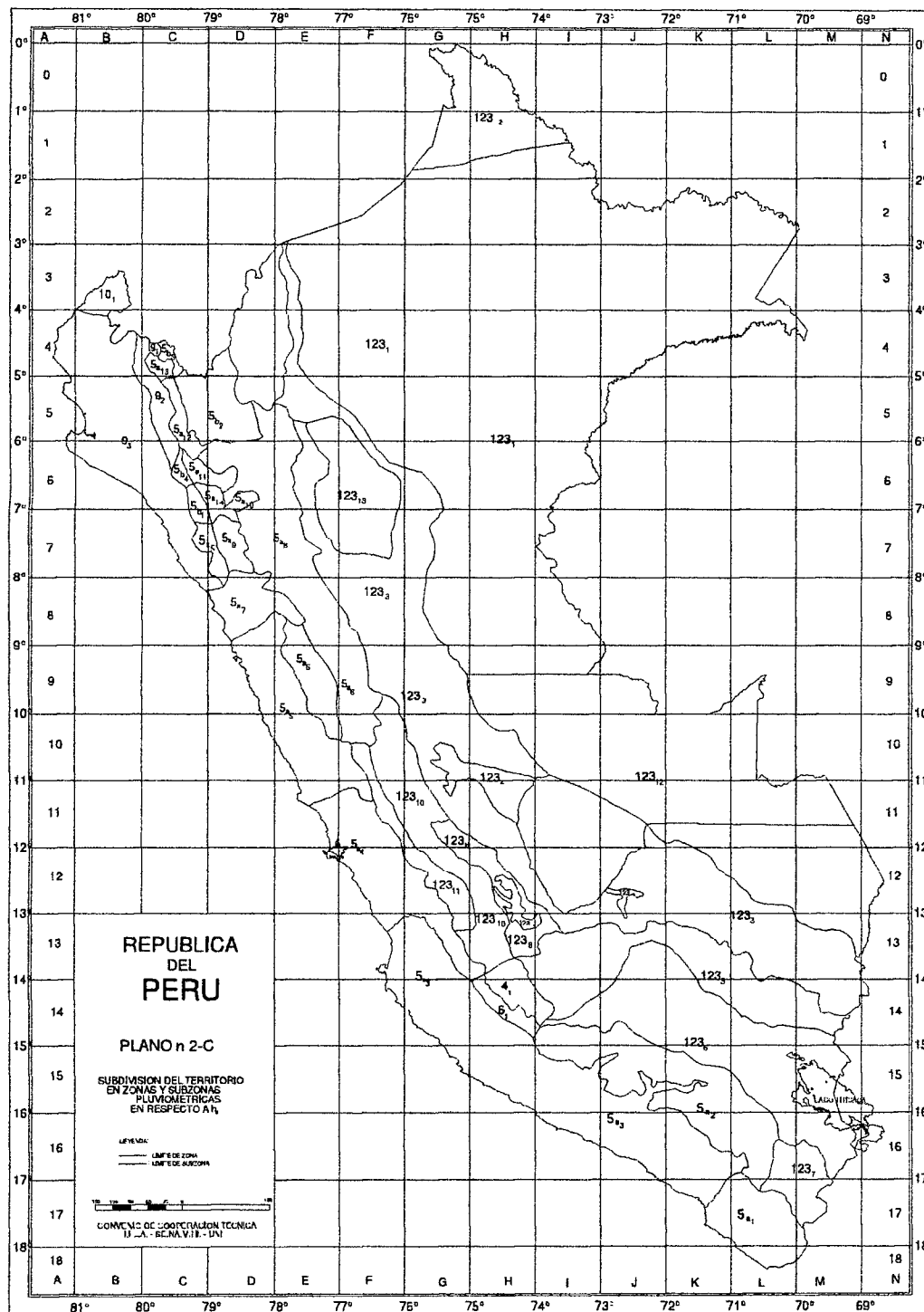
- Moya, R; Saravia, G. 2008. *Probabilidades e inferencia estadística*. 2 ed. Editorial San Marcos. Lima, Perú. 808 p.
- MTC (Ministerio de transportes y comunicaciones, PE). 2005. *Plan Intermodal de Transportes del Perú: Informe final - Parte 1*, Capítulo 10. Lima, Perú. 57 p.
- MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, PE). 2007. *Plan estratégico institucional 2007-2011*. Lima, Perú. 39 p.
- MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, PE). 2008. *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima, Perú. 222 p.
- Norman, JM; Houghtalen, RJ; Johnston, WJ. 2001. *Hydraulic design of highway culverts: Hydraulic Design Series Number 5*. 2 ed. EE.UU. 368 p. Consultado 31 de ago. 2015. Disponible en http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/library_listing.cfm?archived=true
- OMM (Organización Meteorológica Mundial, CH). 2011a. *Guía de prácticas hidrológicas: gestión de recursos hídricos y aplicación de prácticas hidrológicas*. 6 ed. Ginebra, Suiza. V 2, 330 p.
- OMM (Organización Meteorológica Mundial, CH). 2011b. *Guía de prácticas climatológicas*. Ginebra, Suiza. 128 p.
- Peralta Scrvin, JF. 2010. *Obras de drenaje en caminos y el impacto que éstas causan en el entorno*. Tesis Ing. México, Universidad Veracruzana. 85 p.
- Pereyra Díaz, D; Pérez Sesma, JAA; Gómez Romero, L. 2004. *Ecuaciones que estiman las curvas intensidad-duración-período de retorno de la lluvia*. GEOS 24(1): 46-56.
- Pizarro Tapia, R; Aravena Garrido, D; Macaya Pérez, K; Abarza Martínez, A; Cornejo Espinoza, M; Labra Lorca, M; Pavez Vidal, M; Román Arellano, L. s.f. *Curvas intensidad duración frecuencia para la zona centro sur de Chile*. Talca, Chile. 126 p. Consultado 11 de feb. 2015. Disponible en <http://unesdoc.unesco.org/images/0022/002281/228195S.pdf>.

- Pizarro Tapia, R; Abarza Martínez, A; Flores Villanelo, JP. 2001. *Análisis Comparativo de las curvas intensidad duración frecuencia (IDF) en 6 estaciones pluviográficas (VII región del Maule, Chile)*. Talca, Chile. 48 p. Consultado 12 de ago. 2015. Disponible en <http://www.unesco.org.uy/phi/biblioteca/archive/files/1a20a3f0085a90b79994acbcd6c68017.pdf>.
- Pizarro Tapia, R; Sangüesa Pool, C; Flores Villanelo, JP; Martínez Araya, E. 2005. *Elementos de ingeniería hidrológica para el mejoramiento de la productividad silvícola*. Talca, Chile. 186 p. Consultado 28 de ago. 2015. Disponible en http://eias.utralca.cl/Docs/pdf/Publicaciones/libros/elementos_de_ingenieria_hidrologica_para_el_mejoramiento_de_la_productividad_silvicola.pdf.
- ProDUS-UCR(Programa de Investigación en Desarrollo Urbano Sostenible de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica). 2014. *Evaluación de la vulnerabilidad y adaptación de infraestructura ante el cambio climático*. Costa Rica. 194 p.
- PROVIAS RURAL (Proyecto Especial de Infraestructura de Transporte Rural, PE). 2005. *Manual de operaciones del programa: Versión II*. Lima, Perú. 108 p.
- REAM (Road Engineering Association of Malaysia). s.f. *Guidelines for road drainage design: Hydraulics design of culverts*. Malasia. V 2, 67 p.
- Schall, JD; Richardson, SE; Morris, JL. 2008. *Introduction to highway hydraulics: Hydraulic design series No. 4*. 4 ed. Washington, EE.UU. 203 p. Consultado 30 de abr. 2015. Disponible en http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/library_listing.cfm
- SIECA (Secretaría de integración económica centroamericana). 2010. *Manual centroamericano de mantenimiento de carreteras*. Guatemala, El Salvador, Honduras, Nicaragua, Costa Rica y Panamá. 342 p. Consultado 03 set. 2015. Disponible en <http://www.info-gir.org/documentos/manualcarreteras/files/manual%20centroamericano%20de%20mantenimiento%20de%20carreteras.pdf>

- The COMET program. s.f. *Proceso de escorrentía*. Consultado 11 ago. 2015. Disponible en http://www.meted.ucar.edu/hydro/basic_int/runoff_es/navmenu.php?tab=1&page=1.4.0
- Thompson, PL; Kilgore, RT. 2006. *Hydraulic design of energy dissipators for culverts and channels: Hydraulic engineering circular No. 14*. 3 ed. EE.UU. 287 p. Consultado 15 de jul. 2015. Disponible en http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/library_listing.cfm?archived=false
- Vargas Monge, W; Garro Mora, JF. 2008. *Relación entre las características geométricas y la vulnerabilidad de algunas rutas de montaña de Costa Rica*. 22 p.
- Vélez Upegui, JJ; Botero Gutiérrez, A. 2010. *Estimación del tiempo de concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la quebrada San Luis, Manizales*. Dyna 78(165): 58-71
- Villón Béjar, M. 2002. *Hidrología*. Costa Rica.
- WMO (World Meteorological Organization, CH). 2007. *The role of climatological normals in a changing climate*. Ginebra, Suiza. 130 p.

Anexo A

Figura A.1: Subdivisión del territorio en zonas y subzonas pluviométricas



Fuente: MVCS (2006)

Cuadro A.1: Subdivisión del Territorio en zonas y subzonas pluviométricas y valores de los parámetros K'_g y ϵ_g que definen la distribución de probabilidades de h_g en cada punto

ZONA	K'_g	Subzona	ϵ_g
123	$K'_g = 0.553$	123 ₁	$\epsilon_g = 85.0$
		123 ₂	$\epsilon_g = 75.0$
		123 ₃	$\epsilon_g = 100 - 0.022 Y$
		123 ₄	$\epsilon_g = 70 - 0.019 Y$
		123 ₅	$\epsilon_g = 24.0$
		123 ₆	$\epsilon_g = 30.5$
		123 ₇	$\epsilon_g = -2 + 0.006 Y$
		123 ₈	$\epsilon_g = 26.6$
		123 ₉	$\epsilon_g = 23.3$
		123 ₁₀	$\epsilon_g = 6 + 0.005 Y$
		123 ₁₁	$\epsilon_g = 1 + 0.005 Y$
		123 ₁₂	$\epsilon_g = 75.0$
		123 ₁₃	$\epsilon_g = 70$
4	$K'_g = 0.861$	4 ₁	$\epsilon_g = 20$
5 a	$K'_g = 11. \epsilon_g^{-0.85}$	5 a ₁	$\epsilon_g = -7.6 + 0.006 Y$ (Y>2300)
		5 a ₂	$\epsilon_g = 32 - 0.177 D_c$
		5 a ₃	$\epsilon_g = -13 + 0.010 Y$ (Y>2300)
		5 a ₄	$\epsilon_g = 3.8 + 0.0053 Y$ (Y>1500)
		5 a ₅	$\epsilon_g = -6 + 0.007 Y$ (Y>2300)
		5 a ₆	$\epsilon_g = 1.4 + 0.0067$
		5 a ₇	$\epsilon_g = -2 + 0.007 Y$ (Y>2000)
		5 a ₈	$\epsilon_g = 24 + 0.0025 Y$
		5 a ₉	$\epsilon_g = 9.4 + 0.0067 Y$
		5 a ₁₀	$\epsilon_g = 18.8 + 0.0028 Y$
		5 a ₁₁	$\epsilon_g = 32.4 + 0.004 Y$
		5 a ₁₂	$\epsilon_g = 19.0 + 0.005 Y$
		5 a ₁₃	$\epsilon_g = 23.0 + 0.0143 Y$
		5 a ₁₄	$\epsilon_g = 4.0 + 0.010 Y$
5b	$K'_g = 130. \epsilon_g^{-1.4}$	5 b ₁	$\epsilon_g = 4 + 0.010$ (Y>1000)
		5 b ₂	$\epsilon_g = 41.0$
		5 b ₃	$\epsilon_g = 23.0 + 0.143 Y$
		5 b ₄	$\epsilon_g = 32.4 + 0.004 Y$
		5 b ₅	$\epsilon_g = 9.4 + 0.0067 Y$
6	$K'_g = 5.4. \epsilon_g^{-1.4}$	6 ₁	$\epsilon_g = 30 - 0.50 D_c$
9	$K'_g = 22.5. \epsilon_g^{-0.85}$	9 ₁	$\epsilon_g = 61.5$
		9 ₂	$\epsilon_g = -4.5 + 0.323 D_m$ (30≤D _m ≤110)
		9 ₃	$\epsilon_g = 31 + 0.475(D_m - 110)$ (D _m ≤110)
10	$K'_g = 1.45$	10 ₁	$\epsilon_g = 12.5 + 0.95 D_m$

Y : Altitud en msnm
D_c : Distancia a la cordillera en km
D_m : Distancia al mar en km

Fuente: MVCS (2006)

Cuadro A.2: Valores de los parámetros a y n que junto con K, definen las curvas de probabilidad pluviométrica en cada punto de las subzonas

Sub zona	Estación	Nº Total de Estaciones	Valor de n	Valor de a
123 ₁	321 385	2	0.357	32.2
123 ₃	384 787 805	3	0.405	37.92-0.0083 Y
123 ₁₃	244 193	2	0.432	
123 ₅	850 903	2	0.353	9.2
123 ₆	840 913 918 958	4	0.380	11.0
123 ₈	654 674 679 709 713 714 732 745 752	9	0.232	14.0
123 ₉	769	1	0.242	12.1
123 ₁₀	446 557 594 653 672 696 708 711 712 715 717 724 757 773	14	0.254	3.01+0.0025 Y
123 ₁₁	508 667 719 750 771	5	0.286	0.46+0.0023 Y
5a ₂	935 968	2	0.301	14.1 - 0.078 Dc
5a ₅	559	1	0.303	-2.6+0.0031 Y
5a ₁₀	248	1	0.434	5.80+0.00009 Y

Fuente: MVCS (2006)

Cuadro A.3: Constantes para las ecuaciones de diseño de control de entrada


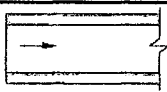



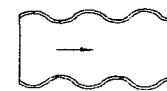
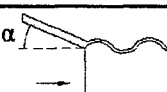

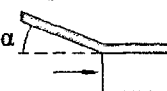

Chart No.	Shape and Material	Nomograph Scale	Inlet Edge Description	Equation Form	Unsubmerged		Submerged		References
					K	M	c	Y	
1	Circular Concrete	1	Square edge w/headwall	1	.0098	2.0	.0398	.67	56/57
		2	Groove end w/headwall		.0018	2.0	.0292	.74	
		3	Groove end projecting		.0045	2.0	.0317	.69	
2	Circular CMP	1	Headwall	1	.0078	2.0	.0379	.69	56/57)
		2	Mitered to slope		.0210	1.33	.0463	.75	
		3	Projecting		.0340	1.50	.0553	.54	
3	Circular	A	Beveled ring, 45° bevels	1	.0018	2.50	.0300	.74	57
		B	Beveled ring, 33.7° bevels*		.0018	2.50	.0243	.83	
8	Rectangular Box	1	30° to 75° wingwall flares	1	.469	.696	.033	.751	56
		2	90° and 15° wingwall flares		.061	.75	.0400	.80	
		3	0° wingwall flares		.061	.75	.0423	.82	
9	Rectangular Box	1	45° wingwall flare d = .043D	2	.510	.667	.0309	.80	8
		2	18° to 33.7° wingwall flare d = .083D		.486	.667	.0249	.83	
10	Rectangular Box	1	90° headwall w/3/4" chamfers	2	.515	.667	.0375	.79	8
		2	90° headwall w/45° bevels		.495	.667	.0314	.82	
		3	90° headwall w/33.7° bevels		.486	.667	.0252	.865	
11	Rectangular Box	1	3/4" chamfers; 45° skewed headwall	2	.545	.667	.04505	.73	8
		2	3/4" chamfers; 30° skewed headwall		.533	.667	.0425	.705	
		3	3/4" chamfers; 15° skewed headwall		.522	.667	.0402	.68	
		4	45° bevels; 10°-45° skewed headwall		.498	.667	.0327	.75	
12	Rectangular Box 3/4" chamfers	1	45° non-offset wingwall flares	2	.497	.667	.0339	.803	8
		2	18.4° non-offset wingwall flares		.493	.667	.0361	.806	
		3	18.4° non-offset wingwall flares 30° skewed barrel		.495	.667	.0386	.71	
13	Rectangular Box Top Bevels	1	45° wingwall flares - offset	2	.497	.667	.0302	.835	8
		2	33.7° wingwall flares - offset		.495	.667	.0252	.881	
		3	18.4° wingwall flares - offset		.493	.667	.0227	.887	
16-19	C M Boxes	2	90° headwall	1	.0083	2.0	.0379	.69	57
		3	Thick wall projecting		.0145	1.75	.0419	.64	
		5	Thin wall projecting		.0340	1.5	.0496	.57	

Cuadro A.3 (Continuación): Constantes para las ecuaciones de diseño de control de entrada

Chart No.	Shape and Material	Nomograph Scale	Inlet Edge Description	Equation Form	Unsubmerged		Submerged		References
					K	M	c	Y	
29	Horizontal	1	Square edge w/headwall	1	.0100	2.0	.0398	.67	57
	Ellipse	2	Groove end w/headwall		.0018	2.5	.0292	.74	
	Concrete	3	Groove end projecting		.0045	2.0	.0317	.69	
30	Vertical	1	Square edge w/headwall	1	.0100	2.0	.0398	.67	57
	Ellipse	2	Groove end w/headwall		.0018	2.5	.0292	.74	
	Concrete	3	Groove end projecting		.0095	2.0	.0317	.69	
34	Pipe Arch	1	90° headwall	1	.0083	2.0	.0379	.69	57
	18" Corner	2	Mitered to slope		.0300	1.0	.0463	.75	
	Radius CM	3	Projecting		.0340	1.5	.0496	.57	
35	Pipe Arch	1	Projecting	1	.0300	1.5	.0496	.57	56
	18" Corner	2	No Bevels		.0088	2.0	.0368	.68	
	Radius CM	3	33.7° Bevels		.0030	2.0	.0269	.77	
36	Pipe Arch	1	Projecting	1	.0300	1.5	.0496	.57	56
	31" Corner		No Bevels		.0088	2.0	.0368	.68	
	Radius CM		33.7° Bevels		.0030	2.0	.0269	.77	
41-43	Arch CM	1	90° headwall	1	.0083	2.0	.0379	.69	57
		2	Mitered to slope		.0300	1.0	.0463	.75	
		3	Thin wall projecting		.0340	1.5	.0496	.57	
55	Circular	1	Smooth tapered inlet throat	2	.534	.555	.0196	.90	3
		2	Rough tapered inlet throat		.519	.64	.0210	.90	
56	Elliptical Inlet Face	1	Tapered inlet-beveled edges	2	.536	.622	.0368	.83	3
		2	Tapered inlet-square edges		.5035	.719	.0478	.80	
		3	Tapered inlet-thin edge projecting		.547	.80	.0598	.75	
57	Rectangular	1	Tapered inlet throat	2	.475	.667	.0179	.97	3
58	Rectangular Concrete	1	Side tapered-less favorable edges	2	.56	.667	.0446	.85	3
		2	Side tapered-more favorable edges		.56	.667	.0378	.87	
59	Rectangular Concrete	1	Slope tapered-less favorable edges	2	.50	.667	.0446	.65	3
			Slope tapered-more favorable edges		.50	.667	.0378	.71	

Fuente: Norman et al. (2001)

Cuadro A.4: Coeficiente de pérdida de carga (K_e) a la entrada de las alcantarillas

		Descripción	K_e
Tubos de concreto		Campana saliente	0.2
		Espiga saliente (no se recomienda su uso)	0.5
		Con aletas ($\alpha=0^\circ$ a 90°) campana en el extremo	0.2
		Con aletas ($\alpha=0^\circ$ a 90°) espiga en el extremo (no se recomienda su uso)	0.5
		Con aletas ($\alpha=0^\circ$ a 90°) redondeada (Radio = $D/12$)	0.2
Tubos o arcos de metal corrugado		Extremo saliente	0.9
		Con aletas ($\alpha=0^\circ$ a 90°)	0.5
		Chaflanado de acuerdo con talud	0.7
Cajones de concreto armado		Aletas o muros de cabeceras $\alpha = 0^\circ$	0.7
		Aletas o muros de cabeceras $10^\circ < \alpha < 25^\circ$	0.5
		Aristas si redondear $10^\circ < \alpha < 26^\circ$	0.4
		Aletas o muros de cabeceras $\alpha = 90^\circ$	0.5
Cajones de concreto armado		Muro de cabecera Tres aristas redondeadas (Radio = $1/12$ dimension cajón)	0.2
		Aleta $\alpha = 30^\circ$ y 75° Arista superior redondeada (Radio = $1/12$ dimension cajón)	0.2

Fuente: Carciente (1985)

Anexo B

Figura B.1: Tipos de alcantarilla identificado en el camino vecinal

103

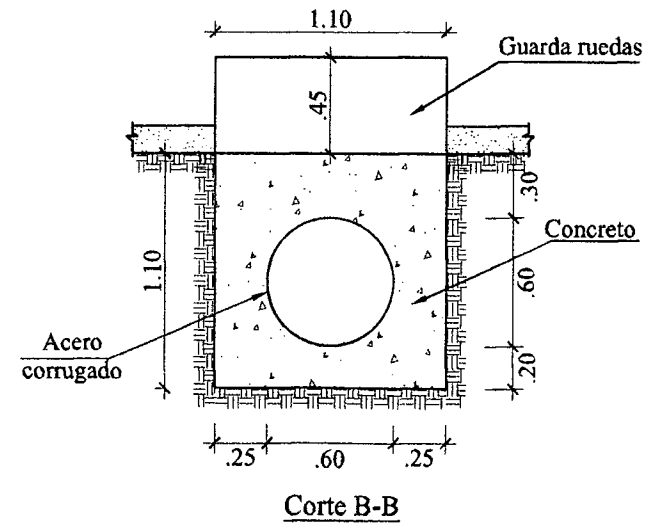
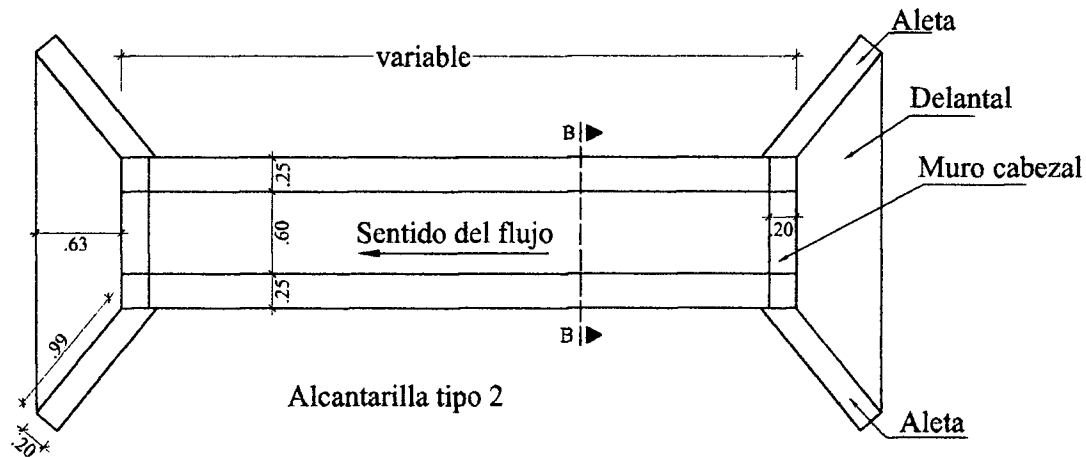
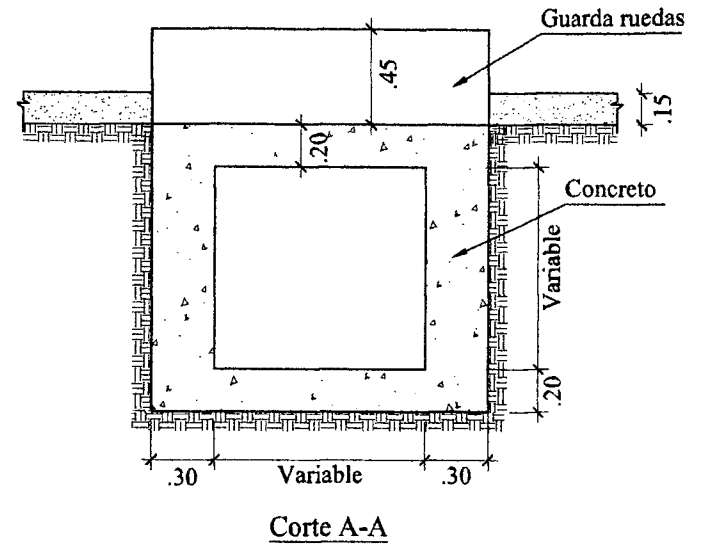
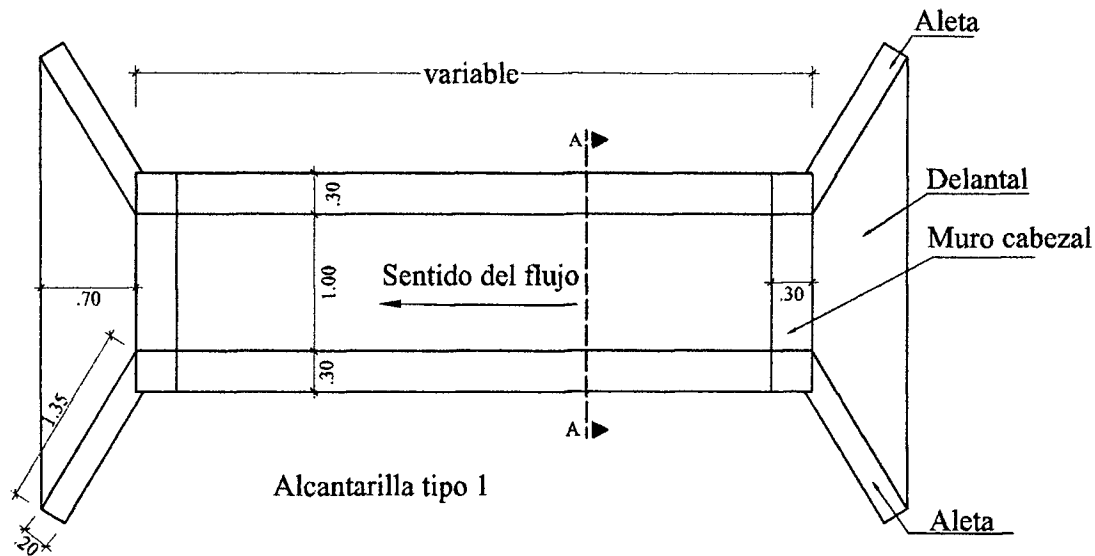
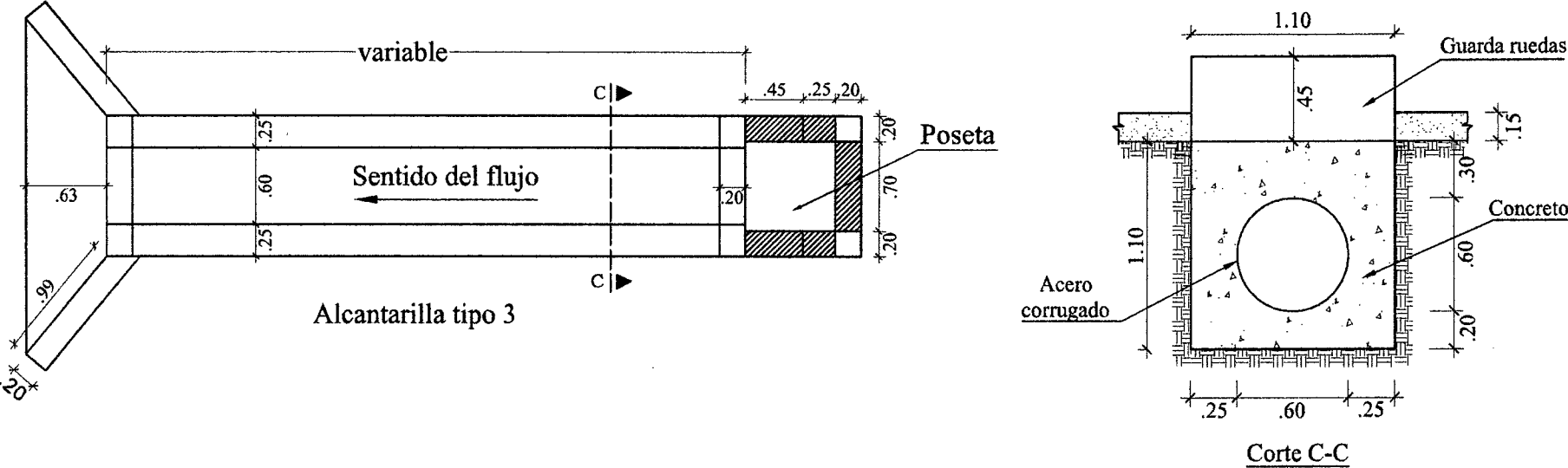


Figura B.1: Tipos de alcantarilla identificado en el camino vecinal (Continuación)



Cuadro B.1: Información básica del sistema de drenaje menor (Alcantarilla) del camino vecinal Muyurina - Niño Yucaes

Progresiva	Proyección UTM (coordenadas en metros), Huso 18, Zona L, Datum WGS84			Ancho (m)	Altura (m)	Diámetro (m)	Longitud (m)	pendiente (m)	Descripción	Tipo de alcantarilla
	X (Este)	Y (Sur)	Z							
01+380	588287	8549916	2512	1	1	-	5.4	0.025	Alcantarilla	1
01+415	588298	8549941	2515	-	-	0.6	5.32	0.025	Alcantarilla	3
01+910	588424	8549940	2526	1	1	-	5	0.025	Alcantarilla	1
02+040	588480	8550029	2528	-	-	0.6	5.12	0.025	Alcantarilla	2
02+265	588600	8550012	2527	-	-	0.6	6.8	0.025	Alcantarilla	2
02+390	588716	8549967	2524	1	1	-	5.5	0.025	Alcantarilla	1
02+435	588754	8549945	2521	1	1	-	5.5	0.025	Alcantarilla	1
02+470	588783	8549927	2523	1	1	-	5	0.025	Alcantarilla	1
02+500	588810	8549914	2524	1	1	-	5.4	0.025	Alcantarilla	1
02+540	588848	8549888	2519	1	1	-	5	0.025	Alcantarilla	1
03+000	589283	8549853	2526	1	1	-	5.1	0.025	Alcantarilla	1
03+080	589350	8549889	2534	-	-	0.6	5.3	0.025	Alcantarilla	2
03+240	589447	8549877	2544	1	1	-	5.1	0.025	Alcantarilla	1
03+565	589757	8549884	2566	0.8	0.8	-	6	0.025	Alcantarilla	1
03+590	589789	8549884	2570	0.8	0.8	-	6	0.025	Alcantarilla	1
03+950	590079	8549909	2556	1	1	-	6	0.025	Alcantarilla	1
04+160	590233	8549797	2537	-	-	0.6	7	0.025	Alcantarilla	3
04+475	590346	8549658	2528	-	-	0.6	7.8	0.025	Alcantarilla	2
04+760	590462	8549524	2530	-	-	0.6	5.2	0.025	Alcantarilla	3
05+075	590623	8549564	2549	1	1	-	5	0.025	Alcantarilla	1
05+265	590776	8549583	2560	-	-	0.55	5	0.025	Alcantarilla	2
05+320	590809	8549563	2555	-	-	0.6	5.35	0.025	Alcantarilla	3
05+410	590864	8549496	2551	1	1	-	5.32	0.025	Alcantarilla	1
05+470	590897	8549456	2547	-	-	0.6	5.9	0.025	Alcantarilla	3
05+780	591037	8549483	2539	-	-	0.6	5	0.025	Alcantarilla	3

Cuadro B.1: Información básica del sistema de drenaje menor (Alcantarilla) del camino vecinal Muyurina - Niño Yucaes (Continuación)

Progresiva	Proyección UTM (coordenadas en metros), Huso 18, Zona L, Datum WGS84			Ancho (m)	Altura (m)	Diámetro (m)	Longitud (m)	Pendiente (m)	Descripción	Tipo de alcantarilla
	X (Este)	Y (Sur)	Z							
06+050	591211	8549430	2540	0.8	0.8	-	7	0.025	Alcantarilla	1
06+150	591255	8549506	2533	-	-	0.6	5	0.025	Alcantarilla	3
06+220	591303	8549562	2534	-	-	0.6	5	0.025	Alcantarilla	3
06+290	591357	8549606	2532	-	-	0.6	7	0.025	Alcantarilla	2
06+405	591426	8549691	2529	-	-	0.6	7.2	0.025	Alcantarilla	3
06+550	591553	8549745	2530	-	-	0.6	6.05	0.025	Alcantarilla	3
06+680	591677	8549782	2534	-	-	0.6	7.3	0.025	Alcantarilla	3
06+810	591728	8549893	2532	-	-	0.6	5.5	0.025	Alcantarilla	3
07+100	591921	8549963	2547	0.8	0.8	-	5.5	0.025	Alcantarilla	1
07+320	591984	8549663	2541	0.8	0.8	-	10	0.025	Alcantarilla	1
07+430	592068	8549515	2546	0.8	0.8	-	6.1	0.025	Alcantarilla	1
07+620	592078	8549360	2558	-	-	0.6	6.1	0.025	Alcantarilla	3
07+860	592104	8549227	2545	1.15	1.2	-	6	0.025	Alcantarilla	1
08+070	592147	8549222	2542	-	-	0.6	5	0.025	Alcantarilla	3
08+510	592412	8548873	2552	-	-	0.6	5	0.025	Alcantarilla	3
08+630	592504	8548810	2553	-	-	0.6	5	0.025	Alcantarilla	3
08+780	592650	8548803	2556	1.15	1.2	-	5	0.025	Alcantarilla	1
08+875	592748	8548819	2555	-	-	0.6	5.17	0.025	Alcantarilla	3

Fuente: Elaboración propia

Cuadro B.2: Calculo del Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (Cg)

Sub cuenca	Progresiva	Perimetro (km)	Area (km ²)	Cg
1	01+380	0.66	0.025	1.18
2	01+910	0.65	0.024	1.20
3	02+040	0.61	0.015	1.41
4	02+265	0.75	0.023	1.39
5	02+390	0.59	0.015	1.38
6	02+435	0.49	0.008	1.59
7	02+470	0.44	0.007	1.51
8	02+500	0.38	0.005	1.58
9	02+540	0.32	0.005	1.28
10	03+000	0.47	0.013	1.16
11	03+080	0.59	0.018	1.27
12	03+240	0.63	0.021	1.23
13	03+565	0.50	0.013	1.23
14	03+590	0.47	0.010	1.32
15	03+950	0.62	0.020	1.23
16	04+475	0.30	0.004	1.27
17	05+075	0.39	0.008	1.23
18	05+265	0.44	0.010	1.28
19	05+410	0.41	0.010	1.15
20	06+050	0.79	0.025	1.42
21	06+290	0.86	0.033	1.33
22	07+100	0.34	0.006	1.21
23	07+320	0.34	0.008	1.12
24	07+430	0.85	0.035	1.28
25	07+860	2.77	0.321	1.38
26	08+780	1.69	0.074	1.75

Fuente: Elaboración propia

$$C_g = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot A}}$$

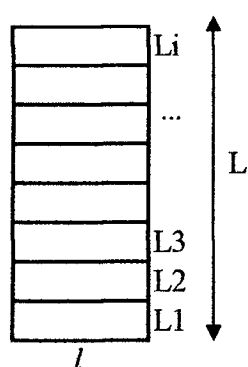
P = Perimetro de la cuenca, km

A = Area de la cuenca, km²

Cuadro B.3: Determinando lado mayor y lado menor del rectangulo equivalente

Sub cuenca	Progresiva	Area (km2)	Cg	L (km)	l (km)
1	01+380	0.0247	1.18	0.22	0.112
2	01+910	0.0235	1.20	0.22	0.106
3	02+040	0.0148	1.41	0.25	0.060
4	02+265	0.0232	1.39	0.30	0.077
5	02+390	0.0147	1.38	0.24	0.062
6	02+435	0.0076	1.59	0.21	0.036
7	02+470	0.0068	1.51	0.19	0.036
8	02+500	0.0047	1.58	0.16	0.028
9	02+540	0.0050	1.28	0.12	0.042
10	03+000	0.0132	1.16	0.15	0.089
11	03+080	0.0175	1.27	0.22	0.080
12	03+240	0.0208	1.23	0.22	0.094
13	03+565	0.0134	1.23	0.18	0.075
14	03+590	0.0100	1.32	0.18	0.055
15	03+950	0.0199	1.23	0.22	0.090
16	04+475	0.0043	1.27	0.11	0.040
17	05+075	0.0079	1.23	0.14	0.058
18	05+265	0.0095	1.28	0.16	0.058
19	05+410	0.0099	1.15	0.13	0.078
20	06+050	0.0248	1.42	0.32	0.077
21	06+290	0.0332	1.33	0.33	0.100
22	07+100	0.0061	1.21	0.12	0.052
23	07+320	0.0084	1.12	0.09	0.092
24	07+430	0.0353	1.28	0.32	0.111
25	07+860	0.3208	1.38	1.10	0.290
26	08+780	0.0737	1.75	0.75	0.098

Fuente: Elaboración propia



$$L = \frac{C_g \sqrt{A}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{C_g} \right)^2} \right)$$

$$l = \frac{C_g \sqrt{A}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{C_g} \right)^2} \right) \quad \boxed{L_i = \frac{A_i}{l}}$$

L=Lado mayor del rectangulo

l=Lado menor del rectangulo

A=Area de la subcuenca

Cg=Coeficiente de gravelius

Cuadro B.4: Calculo del desnivel total en cada sub cuenca

Sub cuenca	Progresiva	Cota parte mas alta (m.s.n.m)	Cota estacion de aforo (m.s.n.m)	Desnivel total H (m.s.n.m)	Desnivel total H (km.s.n.m)
1	01+380	2600.00	2503.00	97.00	0.097
2	01+910	2600.00	2518.00	82.00	0.082
3	02+040	2590.00	2500.00	90.00	0.09
4	02+265	2600.00	2515.00	85.00	0.085
5	02+390	2600.00	2530.00	70.00	0.07
6	02+435	2600.00	2530.00	70.00	0.07
7	02+470	2600.00	2535.00	65.00	0.065
8	02+500	2600.00	2540.00	60.00	0.06
9	02+540	2600.00	2550.00	50.00	0.05
10	03+000	2615.00	2532.00	83.00	0.083
11	03+080	2650.00	2533.00	117.00	0.117
12	03+240	2675.00	2550.00	125.00	0.125
13	03+565	2700.00	2555.00	145.00	0.145
14	03+590	2700.00	2557.00	143.00	0.143
15	03+950	2700.00	2558.00	142.00	0.142
16	04+475	2575.00	2547.00	28.00	0.028
17	05+075	2600.00	2548.00	52.00	0.052
18	05+265	2600.00	2548.00	52.00	0.052
19	05+410	2600.00	2568.00	32.00	0.032
20	06+050	2650.00	2550.00	100.00	0.1
21	06+290	2670.00	2548.00	122.00	0.122
22	07+100	2600.00	2547.00	53.00	0.053
23	07+320	2650.00	2602.00	48.00	0.048
24	07+430	2700.00	2587.00	113.00	0.113
25	07+860	2925.00	2550.00	375.00	0.375
26	08+780	2753.00	2560.00	193.00	0.193

Fuente: Elaboración propia

Cuadro B.5: calculo de la pendiente de las subcuencas

Sub cuenca	Progresiva	H (km.s.n.m)	L (km)	S	S (%)
1	01+380	0.10	0.22	0.44	44%
2	01+910	0.08	0.22	0.37	37%
3	02+040	0.09	0.25	0.37	37%
4	02+265	0.09	0.30	0.28	28%
5	02+390	0.07	0.24	0.29	29%
6	02+435	0.07	0.21	0.33	33%
7	02+470	0.07	0.19	0.35	35%
8	02+500	0.06	0.16	0.36	36%
9	02+540	0.05	0.12	0.42	42%
10	03+000	0.08	0.15	0.56	56%
11	03+080	0.12	0.22	0.53	53%
12	03+240	0.13	0.22	0.56	56%
13	03+565	0.15	0.18	0.81	81%
14	03+590	0.14	0.18	0.79	79%
15	03+950	0.14	0.22	0.65	65%
16	04+475	0.03	0.11	0.26	26%
17	05+075	0.05	0.14	0.38	38%
18	05+265	0.05	0.16	0.32	32%
19	05+410	0.03	0.13	0.25	25%
20	06+050	0.10	0.32	0.31	31%
21	06+290	0.12	0.33	0.37	37%
22	07+100	0.05	0.12	0.45	45%
23	07+320	0.05	0.09	0.52	52%
24	07+430	0.11	0.32	0.36	36%
25	07+860	0.38	1.10	0.34	34%
26	08+780	0.19	0.75	0.26	26%

Fuente: Elaboración propia

$$S = \frac{H}{L}$$

H =Desnivel total

L=Lado mayor del rectangulo equivalente

S=Pendiente de la subcuenca

Cuadro B.6: Cálculo de caudal para cada subcuenca y para diferentes periodos de retorno mediante la fórmula racional

$$Q = \frac{1}{\alpha} CiA$$

Donde: Q= caudal pico, m3/s (ft3/s); A= área de drenaje, ha (acres);

i= intensidad de precipitación para la tormenta de diseño, mm/h (in/h)

C= coeficiente de escorrentía adimensional, se asume como una función de la cobertura de la cuenca

α = constante de unidad de conversión igual a 360 en unidades del SI y 1 en unidades CU

Cuenca N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
A (ha)	2.47	2.35	1.48	2.32	1.47	0.76	0.68	0.47	0.50	1.32	1.75	
C	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.55	0.55	
tc (h)	0.060	0.060	0.047	0.060	0.047	0.031	0.029	0.025	0.026	0.043	0.053	
T=10	i(mm/h)	167.88	168.32	201.42	168.59	202.60	274.40	286.70	325.33	318.10	213.90	184.51
	Q(m3/s)	0.575	0.549	0.415	0.543	0.413	0.289	0.270	0.212	0.222	0.431	0.494
T=15	i(mm/h)	179.53	180.00	215.40	180.30	216.67	293.45	306.60	347.92	340.18	228.75	197.32
	Q(m3/s)	0.615	0.59	0.44	0.58	0.44	0.31	0.29	0.23	0.24	0.46	0.53
T=20	i(mm/h)	187.69	188.18	225.19	188.49	226.52	306.78	320.54	363.73	355.64	239.15	206.28
	Q(m3/s)	0.64	0.61	0.46	0.61	0.46	0.32	0.30	0.24	0.25	0.48	0.55
T=25	i(mm/h)	193.98	194.48	232.73	194.80	234.10	317.06	331.27	375.91	367.55	247.15	213.19
	Q(m3/s)	0.66	0.63	0.48	0.63	0.48	0.33	0.31	0.24	0.26	0.50	0.57
T=30	i(mm/h)	199.08	199.60	238.86	199.93	240.26	325.40	339.99	385.81	377.22	253.66	218.80
	Q(m3/s)	0.68	0.65	0.49	0.64	0.49	0.34	0.32	0.25	0.26	0.51	0.59
T=35	i(mm/h)	203.40	203.93	244.04	204.26	245.47	332.45	347.36	394.17	385.40	259.16	223.55
	Q(m3/s)	0.70	0.67	0.50	0.66	0.50	0.35	0.33	0.26	0.27	0.52	0.60
T=40	i(mm/h)	207.12	207.66	248.50	208.00	249.96	338.54	353.71	401.37	392.45	263.90	227.63
	Q(m3/s)	0.71	0.68	0.51	0.67	0.51	0.36	0.33	0.26	0.27	0.53	0.61
T=45	i(mm/h)	210.40	210.95	252.44	211.29	253.92	343.90	359.32	407.74	398.67	268.08	231.24
	Q(m3/s)	0.72	0.69	0.52	0.68	0.52	0.36	0.34	0.27	0.28	0.54	0.62
T=50	i(mm/h)	213.33	213.89	255.95	214.23	257.46	348.69	364.32	413.41	404.22	271.81	234.46
	Q(m3/s)	0.73	0.70	0.53	0.69	0.52	0.37	0.34	0.27	0.28	0.55	0.63
T=100	i(mm/h)	232.55	233.16	279.01	233.54	280.65	380.10	397.14	450.66	440.63	296.30	255.58
	Q(m3/s)	0.80	0.76	0.58	0.75	0.57	0.40	0.37	0.29	0.31	0.60	0.68

Cuadro B.6: Cálculo de caudal para cada subcuenca y para diferentes periodos de retorno mediante la fórmula racional (continuación)

$$Q = \frac{1}{\alpha} CiA$$

Donde: Q= caudal pico, m³/s (ft³/s); A= área de drenaje, ha (acres);

i= intensidad de precipitación para la tormenta de diseño, mm/h (in/h)

C= coeficiente de escorrentía adimensional, se asume como una función de la cobertura de la cuenca

α= constante de unidad de conversión igual a 360 en unidades del SI y 1 en unidades CU

Cuenca N°	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	
A (ha)	2.08	1.34	1.00	1.99	0.43	0.79	0.95	0.99	2.48	3.32	0.61	
C	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
tc (Hr)	0.059	0.044	0.036	0.058	0.024	0.032	0.035	0.036	0.060	0.064	0.028	
T=10	i(mm/h)	170.70	212.46	244.26	172.04	333.32	269.52	249.44	244.72	167.22	160.26	297.47
	Q(m ³ /s)	0.543	0.434	0.372	0.523	0.200	0.297	0.329	0.337	0.575	0.739	0.253
T=15	i(mm/h)	182.55	227.21	261.22	183.99	356.47	288.23	266.76	261.71	178.83	171.38	318.12
	Q(m ³ /s)	0.581	0.46	0.40	0.56	0.21	0.32	0.35	0.36	0.61	0.79	0.27
T=20	i(mm/h)	190.85	237.53	273.09	192.35	372.66	301.33	278.88	273.60	186.96	179.17	332.58
	Q(m ³ /s)	0.61	0.49	0.42	0.58	0.22	0.33	0.37	0.38	0.64	0.83	0.28
T=25	i(mm/h)	197.24	245.49	282.23	198.79	385.14	311.42	288.22	282.76	193.22	185.17	343.71
	Q(m ³ /s)	0.63	0.50	0.43	0.60	0.23	0.34	0.38	0.39	0.66	0.85	0.29
T=30	i(mm/h)	202.43	251.95	289.66	204.02	395.28	319.62	295.81	290.21	198.31	190.05	352.76
	Q(m ³ /s)	0.64	0.51	0.44	0.62	0.24	0.35	0.39	0.40	0.68	0.88	0.30
T=35	i(mm/h)	206.82	257.41	295.94	208.44	403.85	326.54	302.22	296.50	202.60	194.17	360.40
	Q(m ³ /s)	0.66	0.53	0.45	0.63	0.24	0.36	0.40	0.41	0.70	0.90	0.31
T=40	i(mm/h)	210.60	262.12	301.35	212.26	411.23	332.52	307.74	301.92	206.31	197.72	367.00
	Q(m ³ /s)	0.67	0.54	0.46	0.64	0.25	0.37	0.41	0.42	0.71	0.91	0.31
T=45	i(mm/h)	213.94	266.27	306.13	215.62	417.75	337.79	312.62	306.71	209.58	200.85	372.81
	Q(m ³ /s)	0.68	0.54	0.47	0.65	0.25	0.37	0.41	0.42	0.72	0.93	0.32
T=50	i(mm/h)	216.92	269.98	310.39	218.62	423.57	342.49	316.97	310.97	212.50	203.65	378.00
	Q(m ³ /s)	0.69	0.55	0.47	0.66	0.25	0.38	0.42	0.43	0.73	0.94	0.32
T=100	i(mm/h)	236.46	294.30	338.35	238.32	461.73	373.34	345.53	338.99	231.64	221.99	412.06
	Q(m ³ /s)	0.75	0.60	0.52	0.72	0.28	0.41	0.46	0.47	0.80	1.02	0.35

Cuadro B.6: Cálculo de caudal para cada subcuenca y para diferentes periodos de retorno mediante la fórmula racional (continuación)

$$Q = \frac{1}{\alpha} CiA$$

Donde: Q= caudal pico, m3/s (ft3/s); A= área de drenaje, ha (acres);

i= intensidad de precipitación para la tormenta de diseño, mm/h (in/h)

C= coeficiente de escorrentía adimensional, se asume como una función de la cobertura de la cuenca

α = constante de unidad de conversión igual a 360 en unidades del SI y 1 en unidades CU

Cuenca N°	23	24	25	26							
A (ha)	0.84	3.53	32.08	7.37							
C	0.55	0.50	0.50	0.50							
tc (Hr)	0.033	0.065	0.233	0.087							
T=10	i(mm/h)	262.70	158.66	60.62	127.39						
	Q(m3/s)	0.338	0.777	2.701	1.305						
T=15	i(mm/h)	280.94	169.68	64.83	136.23						
	Q(m3/s)	0.362	0.83	2.89	1.40						
T=20	i(mm/h)	293.71	177.39	67.78	142.42						
	Q(m3/s)	0.38	0.87	3.02	1.46						
T=25	i(mm/h)	303.54	183.33	70.05	147.19						
	Q(m3/s)	0.39	0.90	3.12	1.51						
T=30	i(mm/h)	311.53	188.16	71.89	151.06						
	Q(m3/s)	0.40	0.92	3.20	1.55						
T=35	i(mm/h)	318.28	192.23	73.45	154.34						
	Q(m3/s)	0.41	0.94	3.27	1.58						
T=40	i(mm/h)	324.10	195.75	74.79	157.16						
	Q(m3/s)	0.42	0.96	3.33	1.61						
T=45	i(mm/h)	329.24	198.85	75.98	159.65						
	Q(m3/s)	0.42	0.97	3.38	1.63						
T=50	i(mm/h)	333.82	201.62	77.03	161.87						
	Q(m3/s)	0.43	0.99	3.43	1.66						
T=100	i(mm/h)	363.90	219.78	83.97	176.46						
	Q(m3/s)	0.47	1.08	3.74	1.81						

Fuente: Elaboración propia

Cuadro B.7: Cálculo del tirante crítico en sección rectangular

Nº	1	2	5	6	7	8	9	10	12	13	14	15	
Progresiva	01+380	01+910	02+390	02+435	02+470	02+500	02+540	03+000	03+240	03+565	03+590	03+950	
b (m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	
T=10	Q(m3/s)	0.57	0.55	0.41	0.29	0.27	0.21	0.22	0.43	0.54	0.43	0.37	0.52
	yc (m)	0.32	0.31	0.26	0.20	0.19	0.17	0.17	0.27	0.31	0.31	0.28	0.30
T=15	Q(m3/s)	0.61	0.59	0.44	0.31	0.29	0.23	0.24	0.46	0.58	0.46	0.40	0.56
	yc (m)	0.34	0.33	0.27	0.21	0.20	0.17	0.18	0.28	0.33	0.32	0.29	0.32
T=20	Q(m3/s)	0.64	0.61	0.46	0.32	0.30	0.24	0.25	0.48	0.61	0.49	0.42	0.58
	yc (m)	0.35	0.34	0.28	0.22	0.21	0.18	0.18	0.29	0.34	0.33	0.30	0.33
T=25	Q(m3/s)	0.66	0.63	0.48	0.33	0.31	0.24	0.26	0.50	0.63	0.50	0.43	0.60
	yc (m)	0.36	0.35	0.29	0.22	0.21	0.18	0.19	0.29	0.34	0.34	0.31	0.33
T=30	Q(m3/s)	0.68	0.65	0.49	0.34	0.32	0.25	0.26	0.51	0.64	0.51	0.44	0.62
	yc (m)	0.36	0.35	0.29	0.23	0.22	0.19	0.19	0.30	0.35	0.35	0.31	0.34
T=35	Q(m3/s)	0.70	0.67	0.50	0.35	0.33	0.26	0.27	0.52	0.66	0.53	0.45	0.63
	yc (m)	0.37	0.36	0.29	0.23	0.22	0.19	0.19	0.30	0.35	0.35	0.32	0.34
T=40	Q(m3/s)	0.71	0.68	0.51	0.36	0.33	0.26	0.27	0.53	0.67	0.54	0.46	0.64
	yc (m)	0.37	0.36	0.30	0.23	0.22	0.19	0.20	0.31	0.36	0.36	0.32	0.35
T=45	Q(m3/s)	0.72	0.69	0.52	0.36	0.34	0.27	0.28	0.54	0.68	0.54	0.47	0.65
	yc (m)	0.38	0.36	0.30	0.24	0.23	0.19	0.20	0.31	0.36	0.36	0.33	0.35
T=50	Q(m3/s)	0.73	0.70	0.52	0.37	0.34	0.27	0.28	0.55	0.69	0.55	0.47	0.66
	yc (m)	0.38	0.37	0.30	0.24	0.23	0.19	0.20	0.31	0.36	0.36	0.33	0.36
T=100	Q(m3/s)	0.80	0.76	0.57	0.40	0.37	0.29	0.31	0.60	0.75	0.60	0.52	0.72
	yc (m)	0.40	0.39	0.32	0.25	0.24	0.21	0.21	0.33	0.39	0.39	0.35	0.38

114

Leyenda

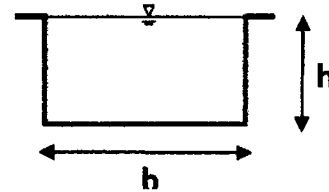
Q= Caudal (m3/s)

b= Ancho del canal (m)

yc= Tirante critico (m)

g= Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$



Cuadro B.7: Cálculo del tirante crítico en sección rectangular (Continuación)

N°	17	19	20	22	23	24	25	26				
Progresiva	05+075	05+410	06+050	07+100	07+320	07+430	07+860	08+780				
b (m)	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	1.15	1.15				
T=10	Q(m3/s)	0.30	0.34	0.57	0.25	0.34	0.78	2.70	1.30			
	yc (m)	0.21	0.23	0.37	0.22	0.26	0.46	0.83	0.51			
T=15	Q(m3/s)	0.317	0.36	0.61	0.27	0.36	0.83	2.89	1.40			
	yc (m)	0.22	0.24	0.39	0.23	0.28	0.48	0.86	0.53			
T=20	Q(m3/s)	0.33	0.38	0.64	0.28	0.38	0.87	3.02	1.46			
	yc (m)	0.22	0.24	0.40	0.23	0.28	0.49	0.89	0.55			
T=25	Q(m3/s)	0.34	0.39	0.66	0.292	0.39	0.90	3.12	1.51			
	yc (m)	0.23	0.25	0.41	0.24	0.29	0.50	0.91	0.56			
T=30	Q(m3/s)	0.35	0.40	0.68	0.30	0.40	0.92	3.20	1.55			
	yc (m)	0.23	0.25	0.42	0.24	0.29	0.51	0.92	0.57			
T=35	Q(m3/s)	0.36	0.41	0.70	0.31	0.41	0.94	3.27	1.58			
	yc (m)	0.24	0.26	0.43	0.25	0.30	0.52	0.94	0.58			
T=40	Q(m3/s)	0.37	0.42	0.71	0.31	0.42	0.96	3.33	1.61			
	yc (m)	0.24	0.26	0.43	0.25	0.30	0.53	0.95	0.58			
T=45	Q(m3/s)	0.37	0.42	0.72	0.32	0.42	0.97	3.38	1.63			
	yc (m)	0.24	0.26	0.44	0.25	0.31	0.53	0.96	0.59			
T=50	Q(m3/s)	0.38	0.43	0.73	0.32	0.43	0.99	3.43	1.66			
	yc (m)	0.24	0.27	0.44	0.25	0.31	0.54	0.97	0.60			
T=100	Q(m3/s)	0.41	0.47	0.80	0.35	0.47	1.08	3.74	1.81			
	yc (m)	0.26	0.28	0.47	0.27	0.33	0.57	1.03	0.63			

Fuente: Elaboración propia

Leyenda

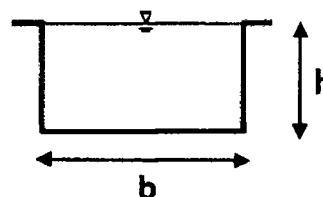
Q= Caudal (m3/s)

b= Ancho del canal (m)

yc= tirante critico (m)

g= Aceleración de la gravedad (9.81 m/s2)

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$



Cuadro B.8: Cálculo del tirante crítico en sección circular

Nº		3	4	11	16	18	21
Progresiva		02+040	02+265	03+080	04+475	05+265	06+290
D (m)		0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.60
T=10	Q(m3/s)	0.42	0.54	0.49	0.20	0.33	0.74
	yc (m)	0.42	0.48	0.46	0.29	0.38	0.54
T=15	Q(m3/s)	0.44	0.58	0.53	0.21	0.35	0.79
	yc (m)	0.44	0.50	0.48	0.30	0.40	0.55
T=20	Q(m3/s)	0.46	0.61	0.55	0.22	0.37	0.83
	yc (m)	0.45	0.51	0.49	0.31	0.41	0.56
T=25	Q(m3/s)	0.48	0.63	0.57	0.23	0.38	0.85
	yc (m)	0.45	0.51	0.49	0.31	0.41	0.57
T=30	Q(m3/s)	0.49	0.64	0.59	0.24	0.39	0.88
	yc (m)	0.46	0.52	0.50	0.32	0.42	0.57
T=35	Q(m3/s)	0.50	0.66	0.60	0.24	0.40	0.90
	yc (m)	0.46	0.52	0.50	0.32	0.42	0.57
T=40	Q(m3/s)	0.51	0.67	0.61	0.25	0.41	0.91
	yc (m)	0.47	0.53	0.51	0.32	0.43	0.57
T=45	Q(m3/s)	0.52	0.68	0.62	0.25	0.41	0.93
	yc (m)	0.47	0.53	0.51	0.32	0.43	0.57
T=50	Q(m3/s)	0.53	0.69	0.63	0.25	0.42	0.94
	yc (m)	0.48	0.53	0.51	0.33	0.43	0.58
T=100	Q(m3/s)	0.58	0.75	0.68	0.28	0.46	1.02
	yc (m)	0.49	0.55	0.53	0.34	0.45	0.58

Fuente: Elaboración propia

Leyenda

Q= Caudal (m3/s)

D= Diámetro (m)

yc= Tirante crítico (m)

g= Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

$$\frac{y_c}{D} = \left[1 + 13.6 \left(\frac{Q^2}{gD^5} \right)^{-2.1135} - 13 \left(\frac{Q^2}{gD^5} \right)^{-2.1} \right]^{-0.1156}$$

Vatankhah and Easa, 2011
citado por Congreso
nacional de hidráulica, 2012

Cuadro B.9: Cálculo del tirante normal en sección rectangular.

N°	1	2	5	6	7	8	9	10	12	13	14	15	
Progresiva	01+380	01+910	02+390	02+435	02+470	02+500	02+540	03+000	03+240	03+565	03+590	03+950	
b (m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	
So	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	
n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	
T=10	Q(m3/s)	0.57	0.55	0.41	0.29	0.27	0.21	0.22	0.43	0.54	0.43	0.37	0.52
	β_r	0.05	0.05	0.04	0.03	0.02	0.02	0.02	0.04	0.05	0.07	0.06	0.05
	η_n	0.19	0.18	0.15	0.12	0.12	0.10	0.10	0.16	0.18	0.24	0.21	0.18
	yn (m)	0.19	0.18	0.15	0.12	0.12	0.10	0.10	0.16	0.18	0.19	0.17	0.18
T=15	Q(m3/s)	0.61	0.59	0.44	0.31	0.29	0.23	0.24	0.46	0.58	0.46	0.40	0.56
	β_r	0.05	0.05	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.04	0.05	0.07	0.06	0.05
	η_n	0.20	0.19	0.16	0.13	0.12	0.10	0.11	0.16	0.19	0.25	0.22	0.19
	yn (m)	0.20	0.19	0.16	0.13	0.12	0.10	0.11	0.16	0.19	0.20	0.18	0.19
T=20	Q(m3/s)	0.64	0.61	0.46	0.32	0.30	0.24	0.25	0.48	0.61	0.49	0.42	0.58
	β_r	0.06	0.05	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.04	0.05	0.08	0.07	0.05
	η_n	0.21	0.20	0.16	0.13	0.12	0.11	0.11	0.17	0.20	0.26	0.23	0.19
	yn (m)	0.21	0.20	0.16	0.13	0.12	0.11	0.11	0.17	0.20	0.20	0.18	0.19
T=25	Q(m3/s)	0.66	0.63	0.48	0.33	0.31	0.24	0.26	0.50	0.63	0.50	0.43	0.60
	β_r	0.06	0.06	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.04	0.06	0.08	0.07	0.05
	η_n	0.21	0.20	0.17	0.13	0.13	0.11	0.11	0.17	0.20	0.26	0.23	0.20
	yn (m)	0.21	0.20	0.17	0.13	0.13	0.11	0.11	0.17	0.20	0.21	0.19	0.20
T=30	Q(m3/s)	0.68	0.65	0.49	0.34	0.32	0.25	0.26	0.51	0.64	0.51	0.44	0.62
	β_r	0.06	0.06	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.05	0.06	0.08	0.07	0.05
	η_n	0.21	0.21	0.17	0.14	0.13	0.11	0.11	0.18	0.21	0.27	0.24	0.20
	yn (m)	0.21	0.21	0.17	0.14	0.13	0.11	0.11	0.18	0.21	0.21	0.19	0.20
T=35	Q(m3/s)	0.70	0.67	0.50	0.35	0.33	0.26	0.27	0.52	0.66	0.53	0.45	0.63
	β_r	0.06	0.06	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.05	0.06	0.08	0.07	0.06
	η_n	0.22	0.21	0.17	0.14	0.13	0.11	0.12	0.18	0.21	0.27	0.24	0.20
	yn (m)	0.22	0.21	0.17	0.14	0.13	0.11	0.12	0.18	0.21	0.22	0.19	0.20

Cuadro B.9: Cálculo del tirante normal en sección rectangular (continuación)

N°	1	2	5	6	7	8	9	10	12	13	14	15	
Progresiva	01+380	01+910	02+390	02+435	02+470	02+500	02+540	03+000	03+240	03+565	03+590	03+950	
b (m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	
So	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	
n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	
T=40	Q(m ³ /s)	0.71	0.68	0.51	0.36	0.33	0.26	0.27	0.53	0.67	0.54	0.46	0.64
	β_r	0.06	0.06	0.05	0.03	0.03	0.02	0.02	0.05	0.06	0.09	0.07	0.06
	η_n	0.22	0.21	0.18	0.14	0.13	0.11	0.12	0.18	0.21	0.27	0.25	0.21
	yn (m)	0.22	0.21	0.18	0.14	0.13	0.11	0.12	0.18	0.21	0.22	0.20	0.21
T=45	Q(m ³ /s)	0.72	0.69	0.52	0.36	0.34	0.27	0.28	0.54	0.68	0.54	0.47	0.65
	β_r	0.06	0.06	0.05	0.03	0.03	0.02	0.02	0.05	0.06	0.09	0.07	0.06
	η_n	0.22	0.22	0.18	0.14	0.13	0.11	0.12	0.18	0.21	0.28	0.25	0.21
	yn (m)	0.22	0.22	0.18	0.14	0.13	0.11	0.12	0.18	0.21	0.22	0.20	0.21
T=50	Q(m ³ /s)	0.73	0.70	0.52	0.37	0.34	0.27	0.28	0.55	0.69	0.55	0.47	0.66
	β_r	0.06	0.06	0.05	0.03	0.03	0.02	0.03	0.05	0.06	0.09	0.08	0.06
	η_n	0.22	0.22	0.18	0.14	0.14	0.12	0.12	0.18	0.22	0.28	0.25	0.21
	yn (m)	0.22	0.22	0.18	0.14	0.14	0.12	0.12	0.18	0.22	0.22	0.20	0.21
T=100	Q(m ³ /s)	0.80	0.76	0.57	0.40	0.37	0.29	0.31	0.60	0.75	0.60	0.52	0.72
	β_r	0.07	0.07	0.05	0.04	0.03	0.03	0.03	0.05	0.07	0.10	0.08	0.06
	η_n	0.24	0.23	0.19	0.15	0.14	0.12	0.13	0.20	0.23	0.30	0.27	0.22
	yn (m)	0.24	0.23	0.19	0.15	0.14	0.12	0.13	0.20	0.23	0.24	0.21	0.22

Cuadro B.9: Cálculo del tirante normal en sección rectangular (continuación)

N°	17	19	20	22	23	24	25	26				
Progresiva	05+075	05+410	06+050	07+100	07+320	07+430	07+860	08+780				
b (m)	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	1.15	1.15				
So	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025				
n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014				
T=10	Q(m3/s)	0.30	0.34	0.57	0.25	0.34	0.78	2.70	1.30			
	β_r	0.03	0.03	0.09	0.04	0.05	0.12	0.16	0.08			
	η_n	0.12	0.13	0.29	0.16	0.20	0.36	0.44	0.26			
	yn (m)	0.12	0.13	0.23	0.13	0.16	0.28	0.50	0.30			
T=15	Q(m3/s)	0.317	0.361	0.615	0.271	0.362	0.831	2.888	1.395			
	β_r	0.03	0.03	0.10	0.04	0.06	0.13	0.18	0.09			
	η_n	0.13	0.14	0.30	0.17	0.21	0.37	0.46	0.27			
	yn (m)	0.13	0.14	0.24	0.14	0.17	0.30	0.53	0.31			
T=20	Q(m3/s)	0.33	0.38	0.64	0.28	0.38	0.87	3.02	1.46			
	β_r	0.03	0.03	0.10	0.05	0.06	0.14	0.18	0.09			
	η_n	0.13	0.14	0.31	0.18	0.21	0.39	0.47	0.28			
	yn (m)	0.13	0.14	0.25	0.14	0.17	0.31	0.54	0.32			
T=25	Q(m3/s)	0.34	0.39	0.66	0.29	0.39	0.90	3.12	1.51			
	β_r	0.03	0.03	0.11	0.05	0.06	0.14	0.19	0.09			
	η_n	0.14	0.15	0.32	0.18	0.22	0.40	0.49	0.29			
	yn (m)	0.14	0.15	0.25	0.14	0.18	0.32	0.56	0.33			
T=30	Q(m3/s)	0.35	0.40	0.68	0.30	0.40	0.92	3.20	1.55			
	β_r	0.03	0.04	0.11	0.05	0.06	0.15	0.20	0.09			
	η_n	0.14	0.15	0.32	0.18	0.22	0.40	0.49	0.29			
	yn (m)	0.14	0.15	0.26	0.15	0.18	0.32	0.57	0.34			
T=35	Q(m3/s)	0.36	0.41	0.70	0.31	0.41	0.94	3.27	1.58			
	β_r	0.03	0.04	0.11	0.05	0.07	0.15	0.20	0.10			
	η_n	0.14	0.15	0.33	0.19	0.23	0.41	0.50	0.30			
	yn (m)	0.14	0.15	0.26	0.15	0.18	0.33	0.58	0.34			

Cuadro B.9: Cálculo del tirante normal en sección rectangular (continuación)

N°	17	19	20	22	23	24	25	26				
Progresiva	05+075	05+410	06+050	07+100	07+320	07+430	07+860	08+780				
b (m)	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	1.15	1.15				
So	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025				
n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014				
T=40	Q(m3/s)	0.37	0.42	0.71	0.31	0.42	0.96	3.33	1.61			
	β_r	0.03	0.04	0.11	0.05	0.07	0.15	0.20	0.10			
	η_n	0.14	0.15	0.33	0.19	0.23	0.41	0.51	0.30			
	yn (m)	0.14	0.15	0.27	0.15	0.18	0.33	0.59	0.34			
T=45	Q(m3/s)	0.37	0.42	0.72	0.32	0.42	0.97	3.38	1.63			
	β_r	0.03	0.04	0.12	0.05	0.07	0.16	0.21	0.10			
	η_n	0.14	0.16	0.34	0.19	0.23	0.42	0.52	0.30			
	yn (m)	0.14	0.16	0.27	0.15	0.19	0.34	0.59	0.35			
T=50	Q(m3/s)	0.37	0.42	0.72	0.32	0.42	0.97	3.38	1.63			
	β_r	0.03	0.04	0.12	0.05	0.07	0.16	0.21	0.10			
	η_n	0.14	0.16	0.34	0.19	0.23	0.42	0.52	0.30			
	yn (m)	0.14	0.16	0.27	0.15	0.19	0.34	0.59	0.35			
T=100	Q(m3/s)	0.41	0.47	0.80	0.35	0.47	1.08	3.74	1.81			
	β_r	0.04	0.04	0.13	0.06	0.08	0.17	0.23	0.11			
	η_n	0.15	0.17	0.36	0.20	0.25	0.45	0.56	0.33			
	yn (m)	0.15	0.17	0.29	0.16	0.20	0.36	0.64	0.37			

Fuente: Elaboración propia

Leyenda

- So = Pendiente del canal
n = Coeficiente de rugosidad de Manning
Q = Caudal
b = Ancho de la alcantarilla

$$\beta_r = \frac{nQ}{b^{8/3} \sqrt{S_o}}$$

$$\eta_n = \beta_r^{3/5} (1 + 2\beta_r^{3/5} + 1.712\beta_r^{6/5})^{2/5}$$

$$y_n = \eta_n b$$

Vatankhah and Easa, 2011 citado por Congreso nacional de hidráulica, 2012

Cuadro B.10: Cálculo del tirante normal en seccion circular

N°	3	4	11	16	18	21	
Progresiva	02+040	02+265	03+080	04+475	05+265	06+290	
D (m)	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.60	
So	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	
n	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	
T=10	Q(m3/s)	0.42	0.54	0.49	0.20	0.33	0.74
	θ_c	0.14	0.19	0.17	0.07	0.14	0.26
	yn (m)	0.28	0.34	0.32	0.19	0.26	0.42
T=15	Q(m3/s)	0.44	0.58	0.53	0.21	0.35	0.79
	θ_c	0.15	0.20	0.18	0.07	0.15	0.27
	yn (m)	0.30	0.35	0.33	0.20	0.27	0.44
T=20	Q(m3/s)	0.46	0.61	0.55	0.22	0.37	0.83
	θ_c	0.16	0.21	0.19	0.08	0.16	0.29
	yn (m)	0.30	0.36	0.34	0.20	0.28	0.46
T=25	Q(m3/s)	0.48	0.63	0.57	0.23	0.38	0.85
	θ_c	0.17	0.22	0.20	0.08	0.17	0.30
	yn (m)	0.31	0.37	0.35	0.21	0.28	0.47
T=30	Q(m3/s)	0.49	0.64	0.59	0.24	0.39	0.88
	θ_c	0.17	0.22	0.20	0.08	0.17	0.30
	yn (m)	0.32	0.38	0.35	0.21	0.29	0.48
T=35	Q(m3/s)	0.50	0.66	0.60	0.24	0.40	0.90
	θ_c	0.17	0.23	0.21	0.08	0.17	0.31
	yn (m)	0.32	0.38	0.36	0.21	0.29	0.49
T=40	Q(m3/s)	0.51	0.67	0.61	0.25	0.41	0.91
	θ_c	0.18	0.23	0.21	0.09	0.18	0.32
	yn (m)	0.32	0.39	0.36	0.21	0.30	0.50
T=45	Q(m3/s)	0.52	0.68	0.62	0.25	0.41	0.93
	θ_c	0.18	0.24	0.21	0.09	0.18	0.32
	yn (m)	0.33	0.39	0.37	0.21	0.30	0.51
T=50	Q(m3/s)	0.53	0.69	0.63	0.25	0.42	0.94
	θ_c	0.18	0.24	0.22	0.09	0.18	0.32
	yn (m)	0.33	0.39	0.37	0.22	0.30	0.52
T=100	Q(m3/s)	0.58	0.75	0.68	0.28	0.46	1.02
	θ_c	0.20	0.26	0.24	0.10	0.20	0.33
	yn (m)	0.35	0.42	0.39	0.23	0.32	0.54

Fuente: Elaboración propia

Leyenda

So = Pendiente del canal

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

Q = Caudal

D = Diámetro de la alcantarilla

$$\theta_c = \left[\frac{Qn}{D^{8/3} \sqrt{S_0}} \right]$$

$$\frac{y_n}{D} = 1.56\theta_c^{0.4666} [1 - 0.565(0.3353 - \theta_c)^{0.4971}]$$

Srivastava, 2008 citado por Congreso nacional de hidráulica, 2012

Cuadro B.11: Cálculo de pérdida "HL =He+Hf+Ho" en alcantarillas rectangulares, asumiendo flujo lleno

N°	1	2	5	6	7	8	9	10	12	13	14	15	
Progresiva	01+380	01+910	02+390	02+435	02+470	02+500	02+540	03+000	03+240	03+565	03+590	03+950	
b (m)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.800	0.800	1.000	
h (m)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.800	0.800	1.000	
L (m)	5.400	5.000	5.500	5.500	5.000	5.400	5.000	5.100	5.100	6.000	6.000	6.000	
Ke	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	
n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	
A (m ²)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.640	0.640	1.000	
P (m)	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	2.400	2.400	3.000	
R (m)	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.267	0.267	0.333	
T=10	Q(m ³ /s)	0.575	0.549	0.413	0.289	0.270	0.212	0.222	0.431	0.543	0.434	0.372	0.523
	v (m/s)	0.575	0.549	0.413	0.289	0.270	0.212	0.222	0.431	0.543	0.678	0.581	0.523
	He	0.007	0.006	0.003	0.002	0.001	0.001	0.001	0.004	0.006	0.009	0.007	0.006
	Hf	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.002	0.001
	Ho	0.017	0.015	0.009	0.004	0.004	0.002	0.003	0.009	0.015	0.023	0.017	0.014
	HL	0.025	0.023	0.013	0.006	0.005	0.003	0.004	0.014	0.022	0.036	0.026	0.021
T=15	Q(m ³ /s)	0.615	0.588	0.442	0.309	0.288	0.226	0.238	0.461	0.581	0.464	0.398	0.559
	v (m/s)	0.615	0.588	0.442	0.309	0.288	0.226	0.238	0.461	0.581	0.725	0.622	0.559
	He	0.008	0.007	0.004	0.002	0.002	0.001	0.001	0.004	0.007	0.011	0.008	0.006
	Hf	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.004	0.003	0.002
	Ho	0.019	0.018	0.010	0.005	0.004	0.003	0.003	0.011	0.017	0.027	0.020	0.016
	HL	0.029	0.026	0.015	0.007	0.006	0.004	0.004	0.016	0.026	0.041	0.030	0.024
T=20	Q(m ³ /s)	0.643	0.614	0.462	0.323	0.301	0.237	0.249	0.482	0.607	0.485	0.416	0.584
	v (m/s)	0.643	0.614	0.462	0.323	0.301	0.237	0.249	0.482	0.607	0.758	0.650	0.584
	He	0.008	0.008	0.004	0.002	0.002	0.001	0.001	0.005	0.008	0.012	0.009	0.007
	Hf	0.002	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.004	0.003	0.002
	Ho	0.021	0.019	0.011	0.005	0.005	0.003	0.003	0.012	0.019	0.029	0.022	0.017
	HL	0.031	0.029	0.016	0.008	0.007	0.004	0.005	0.018	0.028	0.045	0.033	0.026

Cuadro B.11: Cálculo de pérdida "HL =He+Hf+Ho" en alcantarillas rectangulares, asumiendo flujo lleno (continuación)

Nº	1	2	5	6	7	8	9	10	12	13	14	15
Progresiva	01+380	01+910	02+390	02+435	02+470	02+500	02+540	03+000	03+240	03+565	03+590	03+950
b (m)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.800	0.800	1.000
h (m)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.800	0.800	1.000
L (m)	5.400	5.000	5.500	5.500	5.000	5.400	5.000	5.100	5.100	6.000	6.000	6.000
Ke	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400
n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014
A (m ²)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.640	0.640	1.000
P (m)	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	2.400	2.400	3.000
R (m)	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.267	0.267	0.333
T=25	Q(m ³ /s)	0.664	0.635	0.477	0.334	0.311	0.245	0.257	0.498	0.628	0.501	0.604
	v (m/s)	0.664	0.635	0.477	0.334	0.311	0.245	0.257	0.498	0.628	0.784	0.672
	He	0.009	0.008	0.005	0.002	0.002	0.001	0.001	0.005	0.008	0.013	0.009
	Hf	0.002	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.004	0.003
	Ho	0.022	0.021	0.012	0.006	0.005	0.003	0.003	0.013	0.020	0.031	0.023
	HL	0.033	0.030	0.017	0.008	0.007	0.005	0.005	0.019	0.030	0.048	0.035
T=30	Q(m ³ /s)	0.682	0.651	0.490	0.343	0.320	0.251	0.264	0.511	0.644	0.515	0.620
	v (m/s)	0.682	0.651	0.490	0.343	0.320	0.251	0.264	0.511	0.644	0.804	0.689
	He	0.009	0.009	0.005	0.002	0.002	0.001	0.001	0.005	0.008	0.013	0.010
	Hf	0.002	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.004	0.003
	Ho	0.024	0.022	0.012	0.006	0.005	0.003	0.004	0.013	0.021	0.033	0.024
	HL	0.035	0.032	0.018	0.009	0.008	0.005	0.005	0.020	0.031	0.051	0.037
T=35	Q(m ³ /s)	0.697	0.666	0.500	0.350	0.327	0.257	0.269	0.522	0.658	0.526	0.633
	v (m/s)	0.697	0.666	0.500	0.350	0.327	0.257	0.269	0.522	0.658	0.822	0.704
	He	0.010	0.009	0.005	0.002	0.002	0.001	0.001	0.006	0.009	0.014	0.010
	Hf	0.002	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.005	0.003
	Ho	0.025	0.023	0.013	0.006	0.005	0.003	0.004	0.014	0.022	0.034	0.025
	HL	0.037	0.033	0.019	0.009	0.008	0.005	0.005	0.021	0.033	0.053	0.039

Cuadro B.11: Cálculo de pérdida "HL =He+Hf+Ho" en alcantarillas rectangulares, asumiendo flujo lleno (continuación)

N°	1	2	5	6	7	8	9	10	12	13	14	15	
Progresiva	01+380	01+910	02+390	02+435	02+470	02+500	02+540	03+000	03+240	03+565	03+590	03+950	
b (m)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.800	0.800	1.000	
h (m)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.800	0.800	1.000	
L (m)	5.400	5.000	5.500	5.500	5.000	5.400	5.000	5.100	5.100	6.000	6.000	6.000	
Ke	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	
n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	
A (m ²)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.640	0.640	1.000	
P (m)	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	2.400	2.400	3.000	
R (m)	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.267	0.267	0.333	
T=40	Q(m ³ /s)	0.709	0.678	0.510	0.356	0.333	0.261	0.274	0.532	0.670	0.535	0.459	0.645
	v (m/s)	0.709	0.678	0.510	0.356	0.333	0.261	0.274	0.532	0.670	0.837	0.717	0.645
	He	0.010	0.009	0.005	0.003	0.002	0.001	0.002	0.006	0.009	0.014	0.010	0.008
	Hf	0.002	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.005	0.004	0.002
	Ho	0.026	0.023	0.013	0.006	0.006	0.003	0.004	0.014	0.023	0.036	0.026	0.021
	HL	0.038	0.035	0.020	0.010	0.008	0.005	0.006	0.021	0.034	0.055	0.040	0.032
T=45	Q(m ³ /s)	0.720	0.689	0.518	0.362	0.338	0.265	0.279	0.540	0.681	0.544	0.466	0.655
	v (m/s)	0.720	0.689	0.518	0.362	0.338	0.265	0.279	0.540	0.681	0.850	0.729	0.655
	He	0.011	0.010	0.005	0.003	0.002	0.001	0.002	0.006	0.009	0.015	0.011	0.009
	Hf	0.002	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.005	0.004	0.002
	Ho	0.026	0.024	0.014	0.007	0.006	0.004	0.004	0.015	0.024	0.037	0.027	0.022
	HL	0.039	0.036	0.020	0.010	0.009	0.005	0.006	0.022	0.035	0.056	0.041	0.033
T=50	Q(m ³ /s)	0.731	0.698	0.525	0.367	0.343	0.269	0.282	0.548	0.690	0.551	0.473	0.664
	v (m/s)	0.731	0.698	0.525	0.367	0.343	0.269	0.282	0.548	0.690	0.862	0.739	0.664
	He	0.011	0.010	0.006	0.003	0.002	0.001	0.002	0.006	0.010	0.015	0.011	0.009
	Hf	0.002	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.005	0.004	0.002
	Ho	0.027	0.025	0.014	0.007	0.006	0.004	0.004	0.015	0.024	0.038	0.028	0.022
	HL	0.041	0.037	0.021	0.010	0.009	0.005	0.006	0.023	0.036	0.058	0.043	0.034

Cuadro B.11: Cálculo de pérdida "HL =He+Hf+Ho" en alcantarillas rectangulares, asumiendo flujo lleno (continuación)

Nº	1	2	5	6	7	8	9	10	12	13	14	15	
Progresiva	01+380	01+910	02+390	02+435	02+470	02+500	02+540	03+000	03+240	03+565	03+590	03+950	
b (m)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.800	0.800	1.000	
h (m)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.800	0.800	1.000	
L (m)	5.400	5.000	5.500	5.500	5.000	5.400	5.000	5.100	5.100	6.000	6.000	6.000	
Ke	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	
n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	
A (m ²)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.640	0.640	1.000	
P (m)	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	2.400	2.400	3.000	
R (m)	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.267	0.267	0.333	
T=100	Q(m ³ /s)	0.796	0.761	0.572	0.400	0.373	0.293	0.308	0.597	0.753	0.601	0.515	0.724
	v (m/s)	0.796	0.761	0.572	0.400	0.373	0.293	0.308	0.597	0.753	0.939	0.805	0.724
	He	0.013	0.012	0.007	0.003	0.003	0.002	0.002	0.007	0.012	0.018	0.013	0.011
	Hf	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.002	0.002	0.006	0.004	0.003
	Ho	0.032	0.030	0.017	0.008	0.007	0.004	0.005	0.018	0.029	0.045	0.033	0.027
	HL	0.048	0.044	0.025	0.012	0.011	0.007	0.007	0.027	0.043	0.069	0.051	0.040

Cuadro B.11: Cálculo de pérdida "HL =He+Hf+Ho" en alcantarillas rectangulares, asumiendo flujo lleno (continuación)

N°	17	19	20	22	23	24	25	26				
Progresiva	05+075	05+410	06+050	07+100	07+320	07+430	07+860	08+780				
b (m)	1.000	1.000	0.800	0.800	0.800	0.800	1.150	1.150				
h (m)	1.000	1.000	0.800	0.800	0.800	0.800	1.200	1.200				
L (m)	5.000	5.320	7.000	5.500	10.000	6.100	6.000	5.000				
Ke	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400				
n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014				
A (m ²)	1.000	1.000	0.640	0.640	0.640	0.640	1.380	1.380				
P (m)	3.000	3.000	2.400	2.400	2.400	2.400	3.550	3.550				
R (m)	0.333	0.333	0.267	0.267	0.267	0.267	0.389	0.389				
T=10	Q(m ³ /s)	0.297	0.337	0.575	0.253	0.338	0.777	2.701	1.305			
	v (m/s)	0.297	0.337	0.898	0.395	0.529	1.214	1.957	0.945			
	He	0.002	0.002	0.016	0.003	0.006	0.030	0.078	0.018			
	Hf	0.000	0.001	0.006	0.001	0.003	0.010	0.016	0.003			
	Ho	0.004	0.006	0.041	0.008	0.014	0.075	0.195	0.046			
	HL	0.007	0.009	0.064	0.012	0.023	0.115	0.289	0.067			
T=15	Q(m ³ /s)	0.317	0.361	0.615	0.271	0.362	0.831	2.888	1.395			
	v (m/s)	0.317	0.361	0.961	0.423	0.565	1.298	2.093	1.011			
	He	0.002	0.003	0.019	0.004	0.007	0.034	0.089	0.021			
	Hf	0.000	0.001	0.007	0.001	0.004	0.012	0.018	0.004			
	Ho	0.005	0.007	0.047	0.009	0.016	0.086	0.223	0.052			
	HL	0.008	0.010	0.073	0.014	0.026	0.132	0.331	0.076			
T=20	Q(m ³ /s)	0.332	0.377	0.643	0.283	0.378	0.869	3.019	1.459			
	v (m/s)	0.332	0.377	1.004	0.442	0.591	1.357	2.188	1.057			
	He	0.002	0.003	0.021	0.004	0.007	0.038	0.098	0.023			
	Hf	0.000	0.001	0.008	0.001	0.004	0.013	0.020	0.004			
	Ho	0.006	0.007	0.051	0.010	0.018	0.094	0.244	0.057			
	HL	0.008	0.011	0.080	0.015	0.029	0.144	0.361	0.084			

Cuadro B.11: Cálculo de pérdida "HL =He+Hf+Ho" en alcantarillas rectangulares, asumiendo flujo lleno (continuación)

N°	17	19	20	22	23	24	25	26				
Progresiva	05+075	05+410	06+050	07+100	07+320	07+430	07+860	08+780				
b (m)	1.000	1.000	0.800	0.800	0.800	0.800	1.150	1.150				
h (m)	1.000	1.000	0.800	0.800	0.800	0.800	1.200	1.200				
L (m)	5.000	5.320	7.000	5.500	10.000	6.100	6.000	5.000				
Ke	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400				
n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014				
A (m ²)	1.000	1.000	0.640	0.640	0.640	0.640	1.380	1.380				
P (m)	3.000	3.000	2.400	2.400	2.400	2.400	3.550	3.550				
R (m)	0.333	0.333	0.267	0.267	0.267	0.267	0.389	0.389				
T=25	Q(m ³ /s)	0.343	0.390	0.664	0.292	0.391	0.898	3.121	1.507			
	v (m/s)	0.343	0.390	1.038	0.457	0.611	1.403	2.261	1.092			
	He	0.002	0.003	0.022	0.004	0.008	0.040	0.104	0.024			
	Hf	0.000	0.001	0.009	0.001	0.004	0.014	0.021	0.004			
	Ho	0.006	0.008	0.055	0.011	0.019	0.100	0.261	0.061			
	HL	0.009	0.012	0.085	0.016	0.031	0.154	0.386	0.089			
T=30	Q(m ³ /s)	0.352	0.400	0.682	0.300	0.401	0.921	3.203	1.547			
	v (m/s)	0.352	0.400	1.065	0.469	0.627	1.440	2.321	1.121			
	He	0.003	0.003	0.023	0.004	0.008	0.042	0.110	0.026			
	Hf	0.001	0.001	0.009	0.001	0.004	0.014	0.022	0.004			
	Ho	0.006	0.008	0.058	0.011	0.020	0.106	0.275	0.064			
	HL	0.009	0.012	0.090	0.017	0.033	0.162	0.407	0.094			
T=35	Q(m ³ /s)	0.359	0.409	0.697	0.307	0.410	0.941	3.272	1.581			
	v (m/s)	0.359	0.409	1.088	0.479	0.641	1.471	2.371	1.145			
	He	0.003	0.003	0.024	0.005	0.008	0.044	0.115	0.027			
	Hf	0.001	0.001	0.009	0.001	0.005	0.015	0.023	0.005			
	Ho	0.007	0.009	0.060	0.012	0.021	0.110	0.287	0.067			
	HL	0.010	0.013	0.094	0.018	0.034	0.169	0.424	0.098			

Cuadro B.11: Cálculo de pérdida "HL =He+Hf+Ho" en alcantarillas rectangulares, asumiendo flujo lleno (continuación)

N°	17	19	20	22	23	24	25	26				
Progresiva	05+075	05+410	06+050	07+100	07+320	07+430	07+860	08+780				
b (m)	1.000	1.000	0.800	0.800	0.800	0.800	1.150	1.150				
h (m)	1.000	1.000	0.800	0.800	0.800	0.800	1.200	1.200				
L (m)	5.000	5.320	7.000	5.500	10.000	6.100	6.000	5.000				
Ke	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400				
n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014				
A (m ²)	1.000	1.000	0.640	0.640	0.640	0.640	1.380	1.380				
P (m)	3.000	3.000	2.400	2.400	2.400	2.400	3.550	3.550				
R (m)	0.333	0.333	0.267	0.267	0.267	0.267	0.389	0.389				
T=40	Q(m ³ /s)	0.366	0.416	0.709	0.312	0.417	0.959	3.332	1.609			
	v (m/s)	0.366	0.416	1.108	0.488	0.652	1.498	2.414	1.166			
	He	0.003	0.004	0.025	0.005	0.009	0.046	0.119	0.028			
	Hf	0.001	0.001	0.010	0.001	0.005	0.016	0.024	0.005			
	Ho	0.007	0.009	0.063	0.012	0.022	0.114	0.297	0.069			
	HL	0.010	0.013	0.097	0.018	0.035	0.176	0.440	0.102			
T=45	Q(m ³ /s)	0.372	0.423	0.721	0.317	0.424	0.974	3.385	1.635			
	v (m/s)	0.372	0.423	1.126	0.496	0.663	1.521	2.453	1.185			
	He	0.003	0.004	0.026	0.005	0.009	0.047	0.123	0.029			
	Hf	0.001	0.001	0.010	0.002	0.005	0.016	0.025	0.005			
	Ho	0.007	0.009	0.065	0.013	0.022	0.118	0.307	0.072			
	HL	0.010	0.014	0.101	0.019	0.036	0.181	0.454	0.105			
T=50	Q(m ³ /s)	0.377	0.429	0.731	0.322	0.430	0.987	3.432	1.658			
	v (m/s)	0.377	0.429	1.141	0.502	0.672	1.543	2.487	1.201			
	He	0.003	0.004	0.027	0.005	0.009	0.049	0.126	0.029			
	Hf	0.001	0.001	0.010	0.002	0.005	0.017	0.026	0.005			
	Ho	0.007	0.009	0.066	0.013	0.023	0.121	0.315	0.074			
	HL	0.011	0.014	0.103	0.020	0.037	0.186	0.467	0.108			

Cuadro B.11: Cálculo de pérdida "HL =He+Hf+Ho" en alcantarillas rectangulares, asumiendo flujo lleno (continuación)

N°	17	19	20	22	23	24	25	26				
Progresiva	05+075	05+410	06+050	07+100	07+320	07+430	07+860	08+780				
b (m)	1.000	1.000	0.800	0.800	0.800	0.800	1.150	1.150				
h (m)	1.000	1.000	0.800	0.800	0.800	0.800	1.200	1.200				
L (m)	5.000	5.320	7.000	5.500	10.000	6.100	6.000	5.000				
Ke	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400				
n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014				
A (m ²)	1.000	1.000	0.640	0.640	0.640	0.640	1.380	1.380				
P (m)	3.000	3.000	2.400	2.400	2.400	2.400	3.550	3.550				
R (m)	0.333	0.333	0.267	0.267	0.267	0.267	0.389	0.389				
T=100	Q(m ³ /s)	0.411	0.467	0.796	0.351	0.469	1.076	3.741	1.807			
	v (m/s)	0.411	0.467	1.244	0.548	0.732	1.682	2.711	1.309			
	He	0.003	0.004	0.032	0.006	0.011	0.058	0.150	0.035			
	Hf	0.001	0.001	0.012	0.002	0.006	0.020	0.030	0.006			
	Ho	0.009	0.011	0.079	0.015	0.027	0.144	0.375	0.087			
	HL	0.013	0.017	0.123	0.023	0.044	0.221	0.555	0.128			

Fuente: Elaboración propia

Cuadro B.12: Cálculo de pérdida "HL =He+Hf+Ho" en alcantarillas rectangulares, asumiendo flujo lleno.

Nº	3	4	11	16	18	21	
Progresiva	02+040	02+265	03+080	04+475	05+265	06+290	
D (m)	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.60	
L (m)	5.12	6.80	5.30	7.80	5.00	7.00	
Ke	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	
n	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027	
A (m ²)	0.28	0.28	0.28	0.28	0.24	0.28	
P (m)	1.88	1.88	1.88	1.88	1.73	1.88	
R (m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.14	0.15	
T=10	Q(m ³ /s)	0.42	0.54	0.49	0.20	0.33	0.74
	v (m/s)	1.47	1.92	1.75	0.71	1.39	2.61
	He	0.04	0.08	0.06	0.01	0.04	0.14
	Hf	0.10	0.23	0.15	0.04	0.10	0.43
	Ho	0.11	0.19	0.16	0.03	0.10	0.35
	HL	0.25	0.49	0.36	0.07	0.24	0.92
T=15	Q(m ³ /s)	0.44	0.58	0.53	0.21	0.35	0.79
	v (m/s)	1.57	2.05	1.87	0.76	1.48	2.80
	He	0.05	0.09	0.07	0.01	0.04	0.16
	Hf	0.11	0.26	0.17	0.04	0.11	0.50
	Ho	0.13	0.21	0.18	0.03	0.11	0.40
	HL	0.29	0.56	0.42	0.08	0.27	1.05
T=20	Q(m ³ /s)	0.46	0.61	0.55	0.22	0.37	0.83
	v (m/s)	1.64	2.15	1.95	0.79	1.55	2.92
	He	0.05	0.09	0.08	0.01	0.05	0.17
	Hf	0.13	0.29	0.18	0.04	0.12	0.54
	Ho	0.14	0.23	0.19	0.03	0.12	0.44
	HL	0.32	0.61	0.46	0.09	0.29	1.15
T=25	Q(m ³ /s)	0.48	0.63	0.57	0.23	0.38	0.85
	v (m/s)	1.70	2.22	2.02	0.82	1.60	3.02
	He	0.06	0.10	0.08	0.01	0.05	0.19
	Hf	0.13	0.30	0.20	0.05	0.13	0.58
	Ho	0.15	0.25	0.21	0.03	0.13	0.46
	HL	0.34	0.66	0.49	0.10	0.31	1.23
T=30	Q(m ³ /s)	0.49	0.64	0.59	0.24	0.39	0.88
	v (m/s)	1.74	2.28	2.07	0.84	1.64	3.10
	He	0.06	0.11	0.09	0.01	0.06	0.20
	Hf	0.14	0.32	0.21	0.05	0.14	0.61
	Ho	0.15	0.26	0.22	0.04	0.14	0.49
	HL	0.36	0.69	0.51	0.10	0.33	1.30
T=35	Q(m ³ /s)	0.50	0.66	0.60	0.24	0.40	0.90
	v (m/s)	1.78	2.33	2.12	0.86	1.68	3.17
	He	0.06	0.11	0.09	0.02	0.06	0.20
	Hf	0.15	0.33	0.22	0.05	0.14	0.64
	Ho	0.16	0.28	0.23	0.04	0.14	0.51
	HL	0.37	0.72	0.54	0.10	0.35	1.35

Cuadro B.12: Cálculo de pérdida "HL =He+Hf+Ho" en alcantarillas rectangulares, asumiendo flujo lleno (continuación)

N°	3	4	11	16	18	21	
Progresiva	02+040	02+265	03+080	04+475	05+265	06+290	
D (m)	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.60	
L (m)	5.12	6.80	5.30	7.80	5.00	7.00	
Ke	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	
n	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027	
A (m ²)	0.28	0.28	0.28	0.28	0.24	0.28	
P (m)	1.88	1.88	1.88	1.88	1.73	1.88	
R (m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.14	0.15	
T=40	Q(m ³ /s)	0.51	0.67	0.61	0.25	0.41	0.91
	v (m/s)	1.81	2.37	2.15	0.87	1.71	3.22
	He	0.07	0.11	0.09	0.02	0.06	0.21
	Hf	0.15	0.35	0.22	0.05	0.15	0.66
	Ho	0.17	0.29	0.24	0.04	0.15	0.53
	HL	0.39	0.75	0.55	0.11	0.36	1.40
T=45	Q(m ³ /s)	0.52	0.68	0.62	0.25	0.41	0.93
	v (m/s)	1.84	2.41	2.19	0.89	1.74	3.28
	He	0.07	0.12	0.10	0.02	0.06	0.22
	Hf	0.16	0.36	0.23	0.06	0.15	0.68
	Ho	0.17	0.30	0.24	0.04	0.15	0.55
	HL	0.40	0.77	0.57	0.11	0.37	1.45
T=50	Q(m ³ /s)	0.53	0.69	0.63	0.25	0.42	0.94
	v (m/s)	1.87	2.44	2.22	0.90	1.76	3.32
	He	0.07	0.12	0.10	0.02	0.06	0.22
	Hf	0.16	0.37	0.24	0.06	0.16	0.70
	Ho	0.18	0.30	0.25	0.04	0.16	0.56
	HL	0.41	0.79	0.59	0.12	0.38	1.49
T=100	Q(m ³ /s)	0.58	0.75	0.68	0.28	0.46	1.02
	v (m/s)	2.03	2.66	2.42	0.98	1.92	3.62
	He	0.08	0.14	0.12	0.02	0.08	0.27
	Hf	0.19	0.44	0.28	0.07	0.19	0.83
	Ho	0.21	0.36	0.30	0.05	0.19	0.67
	HL	0.49	0.94	0.70	0.14	0.45	1.77

Fuente: Elaboración propia

Cuadro B.13: Cálculo de la altura de flujo en la entrada de cada alcantarilla

Alcantarilla N° 1

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m3/s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.57	0.57	No sumergido	k 0.469	0.48	0.19	0.32	0.66	0.66	0.0251	0.55	0.55
forma = Rectangular	15	0.61	0.61	No sumergido	M 0.696	0.51	0.20	0.34	0.67	0.67	0.0287	0.56	0.56
Long (m) = 5.40	20	0.64	0.64	No sumergido	c 0.033	0.52	0.21	0.35	0.67	0.67	0.0314	0.57	0.57
S = 0.025	25	0.66	0.66	No sumergido	Y 0.751	0.53	0.21	0.36	0.68	0.68	0.0335	0.58	0.58
Base (b) = 1.00	30	0.68	0.68	No sumergido		0.54	0.21	0.36	0.68	0.68	0.0353	0.58	0.58
Altura (h)=D = 1.00	35	0.70	0.70	No sumergido		0.55	0.22	0.37	0.68	0.68	0.0368	0.59	0.59
	40	0.71	0.71	No sumergido		0.56	0.22	0.37	0.69	0.69	0.0382	0.59	0.59
	45	0.72	0.72	No sumergido		0.56	0.22	0.38	0.69	0.69	0.0394	0.59	0.59
	50	0.73	0.73	No sumergido		0.57	0.22	0.38	0.69	0.69	0.0405	0.59	0.59
	100	0.80	0.80	No sumergido		0.61	0.24	0.40	0.70	0.70	0.0481	0.61	0.61

Alcantarilla N° 2

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m3/s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.55	0.55	No sumergido	k 0.469	0.47	0.18	0.31	0.66	0.66	0.0228	0.55	0.55
forma = Rectangular	15	0.59	0.59	No sumergido	M 0.696	0.49	0.19	0.33	0.66	0.66	0.0261	0.56	0.56
Long (m) = 5.00	20	0.61	0.61	No sumergido	c 0.033	0.51	0.20	0.34	0.67	0.67	0.0285	0.57	0.57
S = 0.025	25	0.63	0.63	No sumergido	Y 0.751	0.52	0.20	0.35	0.67	0.67	0.0305	0.58	0.58
Base (b) = 1.00	30	0.65	0.65	No sumergido		0.53	0.21	0.35	0.68	0.68	0.0321	0.58	0.58
Altura (h)=D = 1.00	35	0.67	0.67	No sumergido		0.53	0.21	0.36	0.68	0.68	0.0335	0.59	0.59
	40	0.68	0.68	No sumergido		0.54	0.21	0.36	0.68	0.68	0.0347	0.59	0.59
	45	0.69	0.69	No sumergido		0.55	0.22	0.36	0.68	0.68	0.0358	0.59	0.59
	50	0.70	0.70	No sumergido		0.55	0.22	0.37	0.68	0.68	0.0368	0.60	0.60
	100	0.76	0.76	No sumergido		0.59	0.23	0.39	0.69	0.69	0.0438	0.61	0.61

Cuadro B.13: Cálculo de la altura de flujo en la entrada de cada alcantarilla (continuación)

Alcantarilla N° 3

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m3/s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Acero corrugado	10	0.42	1.90	No sumergido	k 0.469	0.66	0.28	0.42	0.51	0.51	0.2545	0.64	0.66
forma = Circular	15	0.44	2.03	Transición	M 0.696	0.71	0.30	0.44	0.52	0.52	0.0261	0.42	0.71
Long (m) = 5.12	20	0.46	2.12	Transición	c 0.033	0.74	0.30	0.45	0.52	0.52	0.0285	0.42	0.74
S = 0.025	25	0.48	2.19	Transición	Y 0.751	0.76	0.31	0.45	0.53	0.53	0.0305	0.43	0.76
Diametro (D) = 0.60	30	0.49	2.25	Sumergido		0.78	0.32	0.46	0.53	0.53	0.0321	0.43	0.78
	35	0.50	2.30	Sumergido		0.79	0.32	0.46	0.53	0.53	0.0335	0.44	0.79
	40	0.51	2.34	Sumergido		0.81	0.32	0.47	0.53	0.53	0.0347	0.44	0.81
	45	0.52	2.38	Sumergido		0.82	0.33	0.47	0.54	0.54	0.0358	0.44	0.82
	50	0.53	2.41	Sumergido		0.83	0.33	0.48	0.54	0.54	0.0368	0.45	0.83
	100	0.58	2.63	Sumergido		0.90	0.35	0.49	0.55	0.55	0.0438	0.46	0.90

133

Alcantarilla N° 4

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m3/s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Acero corrugado	10	0.54	2.48	Sumergido	k 0.469	0.85	0.34	0.48	0.54	0.54	0.4912	0.86	0.86
forma = Circular	15	0.58	2.65	Sumergido	M 0.696	0.91	0.35	0.50	0.55	0.55	0.5618	0.94	0.94
Long (m) = 6.80	20	0.61	2.77	Sumergido	c 0.033	0.95	0.36	0.51	0.55	0.55	0.6140	1.00	1.00
S = 0.025	25	0.63	2.86	Sumergido	Y 0.751	0.98	0.37	0.51	0.56	0.56	0.6558	1.04	1.04
Diametro (D) = 0.60	30	0.64	2.94	Sumergido		1.01	0.38	0.52	0.56	0.56	0.6908	1.08	1.08
	35	0.66	3.00	Sumergido		1.04	0.38	0.52	0.56	0.56	0.7210	1.11	1.11
	40	0.67	3.06	Sumergido		1.06	0.39	0.53	0.56	0.56	0.7477	1.14	1.14
	45	0.68	3.11	Sumergido		1.08	0.39	0.53	0.56	0.56	0.7715	1.17	1.17
	50	0.69	3.15	Sumergido		1.09	0.39	0.53	0.57	0.57	0.7932	1.19	1.19
	100	0.75	3.43	Sumergido		1.22	0.42	0.55	0.57	0.57	0.9425	1.35	1.35

Cuadro B.13: Cálculo de la altura de flujo en la entrada de cada alcantarilla (continuación)

Alcantarilla N° 5

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m3/s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.41	0.41	No sumergido	k 0.469	0.38	0.15	0.26	0.63	0.63	0.0130	0.51	0.51
forma = Rectangular	15	0.44	0.44	No sumergido	M 0.696	0.40	0.16	0.27	0.64	0.64	0.0148	0.51	0.51
Long (m) = 5.50	20	0.46	0.46	No sumergido	c 0.033	0.41	0.16	0.28	0.64	0.64	0.0162	0.52	0.52
S = 0.025	25	0.48	0.48	No sumergido	Y 0.751	0.42	0.17	0.29	0.64	0.64	0.0173	0.52	0.52
Base (b) = 1.00	30	0.49	0.49	No sumergido		0.43	0.17	0.29	0.65	0.65	0.0182	0.53	0.53
Altura (h)=D = 1.00	35	0.50	0.50	No sumergido		0.44	0.17	0.29	0.65	0.65	0.0190	0.53	0.53
	40	0.51	0.51	No sumergido		0.44	0.18	0.30	0.65	0.65	0.0197	0.53	0.53
	45	0.52	0.52	No sumergido		0.45	0.18	0.30	0.65	0.65	0.0204	0.53	0.53
	50	0.52	0.52	No sumergido		0.45	0.18	0.30	0.65	0.65	0.0209	0.54	0.54
	100	0.57	0.57	No sumergido		0.48	0.19	0.32	0.66	0.66	0.0249	0.55	0.55

Alcantarilla N° 6

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m3/s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.29	0.29	No sumergido	k 0.469	0.30	0.12	0.20	0.60	0.60	0.0063	0.47	0.47
forma = Rectangular	15	0.31	0.31	No sumergido	M 0.696	0.31	0.13	0.21	0.61	0.61	0.0073	0.48	0.48
Long (m) = 5.50	20	0.32	0.32	No sumergido	c 0.033	0.32	0.13	0.22	0.61	0.61	0.0079	0.48	0.48
S = 0.025	25	0.33	0.33	No sumergido	Y 0.751	0.33	0.13	0.22	0.61	0.61	0.0085	0.48	0.48
Base (b) = 1.00	30	0.34	0.34	No sumergido		0.34	0.14	0.23	0.61	0.61	0.0089	0.49	0.49
Altura (h)=D = 1.00	35	0.33	0.33	No sumergido		0.33	0.14	0.23	0.62	0.62	0.0093	0.49	0.49
	40	0.36	0.36	No sumergido		0.35	0.14	0.23	0.62	0.62	0.0097	0.49	0.49
	45	0.36	0.36	No sumergido		0.35	0.14	0.24	0.62	0.62	0.0100	0.49	0.49
	50	0.37	0.37	No sumergido		0.35	0.14	0.24	0.62	0.62	0.0102	0.49	0.49
	100	0.40	0.40	No sumergido		0.37	0.15	0.25	0.63	0.63	0.0122	0.50	0.50

Cuadro B.13: Cálculo de la altura de flujo en la entrada de cada alcantarilla (continuación)

Alcantarilla N° 7

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m ³ /s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.27	0.27	No sumergido	k 0.469	0.28	0.12	0.19	0.60	0.60	0.0055	0.48	0.48
forma = Rectangular	15	0.29	0.29	No sumergido	M 0.696	0.30	0.12	0.20	0.60	0.60	0.0063	0.48	0.48
Long (m) = 5.00	20	0.30	0.30	No sumergido	c 0.033	0.31	0.12	0.21	0.60	0.60	0.0069	0.49	0.49
S = 0.025	25	0.31	0.31	No sumergido	Y 0.751	0.31	0.13	0.21	0.61	0.61	0.0073	0.49	0.49
Base (b) = 1.00	30	0.32	0.32	No sumergido		0.32	0.13	0.22	0.61	0.61	0.0077	0.49	0.49
Altura (h)=D = 1.00	35	0.33	0.33	No sumergido		0.33	0.13	0.22	0.61	0.61	0.0081	0.49	0.49
	40	0.33	0.33	No sumergido		0.33	0.13	0.22	0.61	0.61	0.0084	0.50	0.50
	45	0.34	0.34	No sumergido		0.33	0.13	0.23	0.61	0.61	0.0086	0.50	0.50
	50	0.34	0.34	No sumergido		0.34	0.14	0.23	0.61	0.61	0.0089	0.50	0.50
	100	0.37	0.37	No sumergido		0.36	0.14	0.24	0.62	0.62	0.0105	0.51	0.51

Alcantarilla N° 8

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m ³ /s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.21	0.21	No sumergido	k 0.469	0.24	0.10	0.17	0.58	0.58	0.0034	0.45	0.45
forma = Rectangular	15	0.23	0.23	No sumergido	M 0.696	0.25	0.10	0.17	0.59	0.59	0.0039	0.46	0.46
Long (m) = 5.40	20	0.24	0.24	No sumergido	c 0.033	0.26	0.11	0.18	0.59	0.59	0.0043	0.46	0.46
S = 0.025	25	0.24	0.24	No sumergido	Y 0.751	0.27	0.11	0.18	0.59	0.59	0.0045	0.46	0.46
Base (b) = 1.00	30	0.25	0.25	No sumergido		0.27	0.11	0.19	0.59	0.59	0.0048	0.46	0.46
Altura (h)=D = 1.00	35	0.26	0.26	No sumergido		0.28	0.11	0.19	0.59	0.59	0.0050	0.46	0.46
	40	0.26	0.26	No sumergido		0.28	0.11	0.19	0.60	0.60	0.0052	0.47	0.47
	45	0.27	0.27	No sumergido		0.28	0.11	0.19	0.60	0.60	0.0053	0.47	0.47
	50	0.27	0.27	No sumergido		0.28	0.12	0.19	0.60	0.60	0.0055	0.47	0.47
	100	0.29	0.29	No sumergido		0.30	0.12	0.21	0.60	0.60	0.0065	0.47	0.47

Cuadro B.13: Cálculo de la altura de flujo en la entrada de cada alcantarilla (continuación)

Alcantarilla N° 9

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m ³ /s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.22	0.22	No sumergido	k 0.469	0.25	0.10	0.17	0.59	0.59	0.0037	0.46	0.46
forma = Rectangular	15	0.24	0.24	No sumergido	M 0.696	0.26	0.11	0.18	0.59	0.59	0.0043	0.47	0.47
Long (m) = 5.00	20	0.25	0.25	No sumergido	c 0.033	0.27	0.11	0.18	0.59	0.59	0.0047	0.47	0.47
S = 0.025	25	0.26	0.26	No sumergido	Y 0.751	0.28	0.11	0.19	0.59	0.59	0.0050	0.47	0.47
Base (b) = 1.00	30	0.26	0.26	No sumergido		0.28	0.11	0.19	0.60	0.60	0.0053	0.48	0.48
Altura (h)=D = 1.00	35	0.27	0.27	No sumergido		0.28	0.12	0.19	0.60	0.60	0.0055	0.48	0.48
	40	0.27	0.27	No sumergido		0.29	0.12	0.20	0.60	0.60	0.0057	0.48	0.48
	45	0.28	0.28	No sumergido		0.29	0.12	0.20	0.60	0.60	0.0059	0.48	0.48
	50	0.28	0.28	No sumergido		0.29	0.12	0.20	0.60	0.60	0.0060	0.48	0.48
	100	0.31	0.31	No sumergido		0.31	0.13	0.21	0.61	0.61	0.0072	0.49	0.49

136

Alcantarilla N° 10

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m ³ /s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.43	0.43	No sumergido	k 0.469	0.39	0.16	0.27	0.63	0.63	0.0141	0.52	0.52
forma = Rectangular	15	0.46	0.46	No sumergido	M 0.696	0.41	0.16	0.28	0.64	0.64	0.0161	0.53	0.53
Long (m) = 5.10	20	0.48	0.48	No sumergido	c 0.033	0.43	0.17	0.29	0.64	0.64	0.0176	0.53	0.53
S = 0.025	25	0.50	0.50	No sumergido	Y 0.751	0.44	0.17	0.29	0.65	0.65	0.0188	0.54	0.54
Base (b) = 1.00	30	0.51	0.51	No sumergido		0.44	0.18	0.30	0.65	0.65	0.0198	0.54	0.54
Altura (h)=D = 1.00	35	0.52	0.52	No sumergido		0.45	0.18	0.30	0.65	0.65	0.0206	0.54	0.54
	40	0.53	0.53	No sumergido		0.46	0.18	0.31	0.65	0.65	0.0214	0.55	0.55
	45	0.54	0.54	No sumergido		0.46	0.18	0.31	0.65	0.65	0.0221	0.55	0.55
	50	0.55	0.55	No sumergido		0.47	0.18	0.31	0.66	0.66	0.0227	0.55	0.55
	100	0.60	0.60	No sumergido		0.50	0.20	0.33	0.67	0.67	0.0270	0.57	0.57

Cuadro B.13: Cálculo de la altura de flujo en la entrada de cada alcantarilla (continuación)

Alcantarilla N° 11

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m3/s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Acero corrugado	10	0.49	2.25	Sumergido	k 0.469	0.78	0.32	0.46	0.53	0.53	0.3646	0.76	0.78
forma = Circular	15	0.53	2.41	Sumergido	M 0.696	0.83	0.33	0.48	0.54	0.54	0.4170	0.82	0.83
Long (m) = 5.30	20	0.55	2.52	Sumergido	c 0.033	0.86	0.34	0.49	0.54	0.54	0.4557	0.87	0.87
S = 0.025	25	0.57	2.60	Sumergido	Y 0.751	0.89	0.35	0.49	0.55	0.55	0.4868	0.90	0.90
Diametro (D) = 0.60	30	0.59	2.67	Sumergido		0.91	0.35	0.50	0.55	0.55	0.5127	0.93	0.93
	35	0.60	2.73	Sumergido		0.93	0.36	0.50	0.55	0.55	0.5352	0.95	0.95
	40	0.61	2.78	Sumergido		0.95	0.36	0.51	0.55	0.55	0.5549	0.98	0.98
	45	0.62	2.83	Sumergido		0.97	0.37	0.51	0.55	0.55	0.5727	1.00	1.00
	50	0.63	2.86	Sumergido		0.98	0.37	0.51	0.56	0.56	0.5887	1.01	1.01
	100	0.68	3.12	Sumergido		1.08	0.39	0.53	0.56	0.56	0.6996	1.13	1.13

137

Alcantarilla N° 12

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m3/s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.54	0.54	No sumergido	k 0.469	0.46	0.18	0.31	0.66	0.66	0.0223	0.55	0.55
forma = Rectangular	15	0.58	0.58	No sumergido	M 0.696	0.49	0.19	0.48	0.74	0.74	0.0255	0.64	0.64
Long (m) = 5.10	20	0.61	0.61	No sumergido	c 0.033	0.50	0.20	0.49	0.74	0.74	0.0279	0.64	0.64
S = 0.025	25	0.63	0.63	No sumergido	Y 0.751	0.51	0.20	0.49	0.75	0.75	0.0298	0.65	0.65
Base (b) = 1.00	30	0.64	0.64	No sumergido		0.52	0.21	0.50	0.75	0.75	0.0314	0.65	0.65
Altura (h)=D = 1.00	35	0.66	0.66	No sumergido		0.53	0.21	0.50	0.75	0.75	0.0328	0.66	0.66
	40	0.67	0.67	No sumergido		0.54	0.21	0.51	0.75	0.75	0.0340	0.66	0.66
	45	0.68	0.68	No sumergido		0.54	0.21	0.51	0.75	0.75	0.0351	0.66	0.66
	50	0.69	0.69	No sumergido		0.55	0.22	0.51	0.76	0.76	0.0361	0.66	0.66
	100	0.75	0.75	No sumergido		0.58	0.23	0.53	0.76	0.76	0.0429	0.68	0.68

Cuadro B.13: Cálculo de la altura de flujo en la entrada de cada alcantarilla (continuación)

Alcantarilla N° 13

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m ³ /s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.43	0.76	No sumergido	k 0.469	0.47	0.19	0.31	0.56	0.56	0.0359	0.44	0.47
forma = Rectangular	15	0.46	0.81	No sumergido	M 0.696	0.49	0.20	0.32	0.56	0.56	0.0411	0.45	0.49
Long (m) = 6.00	20	0.49	0.85	No sumergido	c 0.033	0.51	0.20	0.33	0.57	0.57	0.0449	0.46	0.51
S = 0.025	25	0.50	0.88	No sumergido	Y 0.751	0.52	0.21	0.34	0.57	0.57	0.0480	0.47	0.52
Base (b) = 0.80	30	0.51	0.90	No sumergido		0.53	0.21	0.35	0.57	0.57	0.0506	0.47	0.53
Altura (h)=D = 0.80	35	0.53	0.92	No sumergido		0.53	0.22	0.35	0.58	0.58	0.0528	0.48	0.53
	40	0.54	0.94	No sumergido		0.54	0.22	0.36	0.58	0.58	0.0547	0.48	0.54
	45	0.54	0.95	No sumergido		0.55	0.22	0.36	0.58	0.58	0.0565	0.49	0.55
	50	0.55	0.96	No sumergido		0.55	0.22	0.36	0.58	0.58	0.0580	0.49	0.55
	100	0.60	1.05	No sumergido		0.59	0.24	0.39	0.59	0.59	0.0690	0.51	0.59

Alcantarilla N° 14

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m ³ /s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.37	0.65	No sumergido	k 0.469	0.42	0.17	0.28	0.54	0.54	0.0264	0.42	0.42
forma = Rectangular	15	0.40	0.70	No sumergido	M 0.696	0.44	0.18	0.29	0.55	0.55	0.0302	0.43	0.44
Long (m) = 6.00	20	0.42	0.73	No sumergido	c 0.033	0.45	0.18	0.30	0.55	0.55	0.0330	0.43	0.45
S = 0.025	25	0.43	0.75	No sumergido	Y 0.751	0.46	0.19	0.31	0.55	0.55	0.0353	0.44	0.46
Base (b) = 0.80	30	0.44	0.77	No sumergido		0.47	0.19	0.31	0.56	0.56	0.0372	0.44	0.47
Altura (h)=D = 0.80	35	0.45	0.79	No sumergido		0.48	0.19	0.32	0.56	0.56	0.0388	0.45	0.48
	40	0.46	0.80	No sumergido		0.49	0.20	0.32	0.56	0.56	0.0402	0.45	0.49
	45	0.47	0.81	No sumergido		0.49	0.20	0.33	0.56	0.56	0.0415	0.45	0.49
	50	0.47	0.83	No sumergido		0.50	0.20	0.33	0.56	0.56	0.0427	0.46	0.50
	100	0.52	0.90	No sumergido		0.53	0.21	0.35	0.57	0.57	0.0507	0.47	0.53

Cuadro B.13: Cálculo de la altura de flujo en la entrada de cada alcantarilla (continuación)

Alcantarilla N° 15

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m ³ /s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.52	0.52	No sumergido	k 0.469	0.45	0.18	0.30	0.65	0.65	0.0209	0.52	0.52
forma = Rectangular	15	0.56	0.56	No sumergido	M 0.696	0.47	0.19	0.32	0.66	0.66	0.0239	0.53	0.53
Long (m) = 6.00	20	0.58	0.58	No sumergido	c 0.033	0.49	0.19	0.33	0.66	0.66	0.0261	0.54	0.54
S = 0.025	25	0.60	0.60	No sumergido	Y 0.751	0.50	0.20	0.33	0.67	0.67	0.0279	0.54	0.54
Base (b) = 1.00	30	0.62	0.62	No sumergido		0.51	0.20	0.34	0.67	0.67	0.0293	0.55	0.55
Altura (h)=D = 1.00	35	0.63	0.63	No sumergido		0.52	0.20	0.34	0.67	0.67	0.0306	0.55	0.55
	40	0.64	0.64	No sumergido		0.52	0.21	0.35	0.67	0.67	0.0318	0.56	0.56
	45	0.65	0.65	No sumergido		0.53	0.21	0.35	0.68	0.68	0.0328	0.56	0.56
	50	0.66	0.66	No sumergido		0.53	0.21	0.36	0.68	0.68	0.0337	0.56	0.56
	100	0.72	0.72	No sumergido		0.57	0.22	0.38	0.69	0.69	0.0400	0.58	0.58

139

Alcantarilla N° 16

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m ³ /s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Acero corrugado	10	0.20	0.91	No sumergido	k 0.469	0.40	0.19	0.29	0.44	0.44	0.0713	0.32	0.40
forma = Circular	15	0.21	0.98	No sumergido	M 0.696	0.42	0.20	0.30	0.45	0.45	0.0816	0.34	0.42
Long (m) = 7.80	20	0.22	1.02	No sumergido	c 0.033	0.43	0.20	0.31	0.45	0.45	0.0892	0.35	0.43
S = 0.025	25	0.23	1.06	No sumergido	Y 0.751	0.44	0.21	0.31	0.46	0.46	0.0952	0.36	0.44
Diametro (D) = 0.60	30	0.24	1.08	No sumergido		0.45	0.21	0.32	0.46	0.46	0.1003	0.36	0.45
	35	0.24	1.11	No sumergido		0.46	0.21	0.32	0.46	0.46	0.1047	0.37	0.46
	40	0.25	1.13	No sumergido		0.46	0.21	0.32	0.46	0.46	0.1086	0.37	0.46
	45	0.25	1.15	No sumergido		0.47	0.21	0.32	0.46	0.46	0.1120	0.38	0.47
	50	0.25	1.16	No sumergido		0.47	0.22	0.33	0.46	0.46	0.1152	0.38	0.47
	100	0.28	1.27	No sumergido		0.50	0.23	0.34	0.47	0.47	0.1369	0.41	0.50

Cuadro B.13: Cálculo de la altura de flujo en la entrada de cada alcantarilla (continuación)

Alcantarilla N° 17

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m3/s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.30	0.30	No sumergido	k 0.469	0.30	0.12	0.21	0.60	0.60	0.0067	0.49	0.49
forma = Rectangular	15	0.32	0.32	No sumergido	M 0.696	0.32	0.13	0.22	0.61	0.61	0.0076	0.49	0.49
Long (m) = 5.00	20	0.33	0.33	No sumergido	c 0.033	0.33	0.13	0.22	0.61	0.61	0.0083	0.50	0.50
S = 0.025	25	0.34	0.34	No sumergido	Y 0.751	0.34	0.14	0.23	0.61	0.61	0.0089	0.50	0.50
Base (b) = 1.00	30	0.35	0.35	No sumergido		0.34	0.14	0.23	0.62	0.62	0.0094	0.50	0.50
Altura (h)=D = 1.00	35	0.36	0.36	No sumergido		0.35	0.14	0.24	0.62	0.62	0.0098	0.50	0.50
	40	0.37	0.37	No sumergido		0.35	0.14	0.24	0.62	0.62	0.0101	0.50	0.50
	45	0.37	0.37	No sumergido		0.36	0.14	0.24	0.62	0.62	0.0104	0.51	0.51
	50	0.38	0.38	No sumergido		0.36	0.14	0.24	0.62	0.62	0.0107	0.51	0.51
	100	0.41	0.41	No sumergido		0.38	0.15	0.26	0.63	0.63	0.0128	0.52	0.52

140

Alcantarilla N° 18

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m3/s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Acero corrugado	10	0.33	1.87	No sumergido	k 0.469	0.60	0.26	0.38	0.47	0.47	0.2354	0.58	0.60
forma = Circular	15	0.35	2.00	Transición	M 0.696	0.64	0.27	0.40	0.47	0.47	0.2692	0.62	0.64
Long (m) = 5.00	20	0.37	2.09	Transición	c 0.033	0.67	0.28	0.41	0.48	0.48	0.2943	0.65	0.67
S = 0.025	25	0.38	2.16	Transición	Y 0.751	0.69	0.28	0.41	0.48	0.48	0.3143	0.67	0.69
Diametro (D) = 0.55	30	0.39	2.22	Sumergido		0.71	0.29	0.42	0.48	0.48	0.3311	0.69	0.71
	35	0.40	2.27	Sumergido		0.72	0.29	0.42	0.49	0.49	0.3456	0.71	0.72
	40	0.41	2.31	Sumergido		0.73	0.30	0.43	0.49	0.49	0.3583	0.72	0.73
	45	0.41	2.34	Sumergido		0.74	0.30	0.43	0.49	0.49	0.3698	0.73	0.74
	50	0.42	2.38	Sumergido		0.75	0.30	0.43	0.49	0.49	0.3802	0.75	0.75
	100	0.46	2.59	Sumergido		0.81	0.32	0.45	0.50	0.50	0.4517	0.83	0.83

Cuadro B.13: Cálculo de la altura de flujo en la entrada de cada alcantarilla (continuación)

Alcantarilla N° 19

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m3/s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.34	0.34	No sumergido	k 0.469	0.33	0.13	0.23	0.61	0.61	0.0086	0.49	0.49
forma = Rectangular	15	0.36	0.36	No sumergido	M 0.696	0.35	0.14	0.24	0.62	0.62	0.0099	0.50	0.50
Long (m) = 5.32	20	0.38	0.38	No sumergido	c 0.033	0.36	0.14	0.24	0.62	0.62	0.0108	0.50	0.50
S = 0.025	25	0.39	0.39	No sumergido	Y 0.751	0.37	0.15	0.25	0.62	0.62	0.0115	0.50	0.50
Base (b) = 1.00	30	0.40	0.40	No sumergido		0.37	0.15	0.25	0.63	0.63	0.0121	0.51	0.51
Altura (h)=D = 1.00	35	0.41	0.41	No sumergido		0.38	0.15	0.26	0.63	0.63	0.0127	0.51	0.51
	40	0.42	0.42	No sumergido		0.39	0.15	0.26	0.63	0.63	0.0131	0.51	0.51
	45	0.42	0.42	No sumergido		0.39	0.16	0.26	0.63	0.63	0.0136	0.51	0.51
	50	0.43	0.43	No sumergido		0.39	0.16	0.27	0.63	0.63	0.0139	0.51	0.51
	100	0.47	0.47	No sumergido		0.42	0.17	0.28	0.64	0.64	0.0166	0.52	0.52

Alcantarilla N° 20

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m3/s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.57	1.00	No sumergido	k 0.469	0.57	0.23	0.37	0.59	0.59	0.0640	0.48	0.57
forma = Rectangular	15	0.61	1.07	No sumergido	M 0.696	0.60	0.24	0.39	0.60	0.60	0.0732	0.49	0.60
Long (m) = 7.00	20	0.64	1.12	No sumergido	c 0.033	0.61	0.25	0.40	0.60	0.60	0.0800	0.51	0.61
S = 0.025	25	0.66	1.16	No sumergido	Y 0.751	0.63	0.25	0.41	0.61	0.61	0.0854	0.52	0.63
Base (b) = 0.80	30	0.68	1.19	No sumergido		0.64	0.26	0.42	0.61	0.61	0.0900	0.52	0.64
Altura (h)=D = 0.80	35	0.70	1.22	No sumergido		0.65	0.26	0.43	0.61	0.61	0.0939	0.53	0.65
	40	0.71	1.24	No sumergido		0.66	0.27	0.43	0.62	0.62	0.0974	0.54	0.66
	45	0.72	1.26	No sumergido		0.67	0.27	0.44	0.62	0.62	0.1005	0.54	0.67
	50	0.73	1.28	No sumergido		0.67	0.27	0.44	0.62	0.62	0.1033	0.55	0.67
	100	0.80	1.39	No sumergido		0.71	0.29	0.47	0.63	0.63	0.1228	0.58	0.71

Cuadro B.13: Cálculo de la altura de flujo en la entrada de cada alcantarilla (continuación)

Alcantarilla N° 21

Información general de la alcantarilla		T (años)	Caudal Q(m ³ /s)	Control a la entrada			Control a la salida						Hwi Max	
				$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL		Hwi
(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material	= Acero corrugado	10	0.74	3.37	Sumergido	k 0.469	1.19	0.42	0.54	0.57	0.57	0.9223	1.32	1.32
forma	= Circular	15	0.79	3.61	Sumergido	M 0.696	1.30	0.44	0.55	0.58	0.58	1.0548	1.46	1.46
Long (m)	= 7.00	20	0.83	3.77	Sumergido	c 0.033	1.37	0.46	0.56	0.58	0.58	1.1528	1.56	1.56
S	= 0.025	25	0.85	3.90	Sumergido	Y 0.751	1.44	0.47	0.57	0.58	0.58	1.2313	1.64	1.64
Diametro (D)	= 0.60	30	0.88	4.00	Sumergido		1.49	0.48	0.57	0.58	0.58	1.2970	1.71	1.71
		35	0.90	4.09	Sumergido		1.54	0.49	0.57	0.59	0.59	1.3538	1.76	1.76
		40	0.91	4.16	Sumergido		1.58	0.50	0.57	0.59	0.59	1.4038	1.82	1.82
		45	0.93	4.23	Sumergido		1.61	0.51	0.57	0.59	0.59	1.4486	1.86	1.86
		50	0.94	4.29	Sumergido		1.64	0.52	0.58	0.59	0.59	1.4892	1.90	1.90
		100	1.02	4.67	Sumergido		1.87	0.54	0.58	0.59	0.59	1.7696	2.19	2.19

Alcantarilla N° 22

Información general de la alcantarilla		T (años)	Caudal Q(m ³ /s)	Control a la entrada			Control a la salida						Hwi Max	
				$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL		Hwi
(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material	= Concreto	10	0.25	0.44	No sumergido	k 0.469	0.32	0.13	0.22	0.51	0.51	0.0121	0.38	0.38
forma	= Rectangular	15	0.27	0.47	No sumergido	M 0.696	0.34	0.14	0.23	0.51	0.51	0.0139	0.39	0.39
Long (m)	= 5.50	20	0.28	0.49	No sumergido	c 0.033	0.35	0.14	0.23	0.52	0.52	0.0152	0.39	0.39
S	= 0.025	25	0.29	0.51	No sumergido	Y 0.751	0.36	0.14	0.24	0.52	0.52	0.0162	0.40	0.40
Base (b)	= 0.80	30	0.30	0.52	No sumergido		0.36	0.15	0.24	0.52	0.52	0.0171	0.40	0.40
Altura (h)=D	= 0.80	35	0.31	0.54	No sumergido		0.37	0.15	0.25	0.52	0.52	0.0178	0.40	0.40
		40	0.31	0.55	No sumergido		0.37	0.15	0.25	0.52	0.52	0.0185	0.41	0.41
		45	0.32	0.55	No sumergido		0.38	0.15	0.25	0.53	0.53	0.0191	0.41	0.41
		50	0.32	0.56	No sumergido		0.38	0.15	0.25	0.53	0.53	0.0196	0.41	0.41
		100	0.35	0.61	No sumergido		0.40	0.16	0.27	0.53	0.53	0.0233	0.42	0.42

Cuadro B.13: Cálculo de la altura de flujo en la entrada de cada alcantarilla (continuación)

Alcantarilla N° 23

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m ³ /s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.34	0.59	No sumergido	k 0.469	0.39	0.16	0.26	0.53	0.53	0.0231	0.30	0.39
forma = Rectangular	15	0.36	0.63	No sumergido	M 0.696	0.41	0.17	0.28	0.54	0.54	0.0264	0.31	0.41
Long (m) = 10.00	20	0.38	0.66	No sumergido	c 0.033	0.43	0.17	0.28	0.54	0.54	0.0289	0.32	0.43
S = 0.025	25	0.39	0.68	No sumergido	Y 0.751	0.44	0.18	0.29	0.54	0.54	0.0309	0.33	0.44
Base (b) = 0.80	30	0.40	0.70	No sumergido		0.44	0.18	0.29	0.55	0.55	0.0325	0.33	0.44
Altura (h)=D = 0.80	35	0.41	0.72	No sumergido		0.45	0.18	0.30	0.55	0.55	0.0339	0.33	0.45
	40	0.42	0.73	No sumergido		0.46	0.18	0.30	0.55	0.55	0.0352	0.34	0.46
	45	0.42	0.74	No sumergido		0.46	0.19	0.31	0.55	0.55	0.0363	0.34	0.46
	50	0.43	0.75	No sumergido		0.46	0.19	0.31	0.55	0.55	0.0373	0.34	0.46
	100	0.47	0.82	No sumergido		0.49	0.20	0.33	0.56	0.56	0.0444	0.36	0.49

Alcantarilla N° 24

Información general de la alcantarilla	T (años)	Caudal Q(m ³ /s)	Control a la entrada				Control a la salida						Hwi Max
			$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL	Hwi	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material = Concreto	10	0.78	1.36	No sumergido	k 0.469	0.70	0.28	0.46	0.63	0.63	0.1154	0.59	0.70
forma = Rectangular	15	0.83	1.45	No sumergido	M 0.696	0.74	0.30	0.48	0.64	0.64	0.1320	0.62	0.74
Long (m) = 6.10	20	0.87	1.52	No sumergido	c 0.033	0.76	0.31	0.49	0.65	0.65	0.1442	0.64	0.76
S = 0.025	25	0.90	1.57	No sumergido	Y 0.751	0.78	0.32	0.50	0.65	0.65	0.1540	0.65	0.78
Base (b) = 0.80	30	0.92	1.61	No sumergido		0.79	0.32	0.51	0.66	0.66	0.1623	0.67	0.79
Altura (h)=D = 0.80	35	0.94	1.64	No sumergido		0.80	0.33	0.52	0.66	0.66	0.1694	0.68	0.80
	40	0.96	1.67	No sumergido		0.81	0.33	0.53	0.66	0.66	0.1756	0.69	0.81
	45	0.97	1.70	No sumergido		0.82	0.34	0.53	0.67	0.67	0.1812	0.70	0.82
	50	0.99	1.72	No sumergido		0.83	0.34	0.54	0.67	0.67	0.1863	0.70	0.83
	100	1.08	1.88	No sumergido		0.88	0.36	0.57	0.68	0.68	0.2214	0.75	0.88

Cuadro B.13: Cálculo de la altura de flujo en la entrada de cada alcantarilla (continuación)

Alcantarilla N° 25

Información general de la alcantarilla		T (años)	Caudal Q(m ³ /s)	Control a la entrada				Control a la salida					Hwi Max	
				$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL		Hwi
(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material	= Concreto	10	2.70	1.79	No sumergido	k 0.469	1.27	0.50	0.83	1.01	1.01	0.2891	1.15	1.27
forma	= Rectangular	15	2.89	1.91	No sumergido	M 0.696	1.34	0.53	0.86	1.03	1.03	0.3307	1.21	1.34
Long (m)	= 6.00	20	3.02	2.00	Transición	c 0.033	1.44	0.54	0.89	1.04	1.04	0.3614	1.26	1.44
S	= 0.025	25	3.12	2.06	Transición	Y 0.751	1.44	0.56	0.91	1.05	1.05	0.3860	1.29	1.44
Base (b)	= 1.15	30	3.20	2.12	Transición		1.47	0.57	0.92	1.06	1.06	0.4066	1.32	1.47
Altura (h)=D	= 1.20	35	3.27	2.16	Transición		1.50	0.58	0.94	1.07	1.07	0.4244	1.34	1.50
		40	3.33	2.20	Transición		1.53	0.59	0.95	1.07	1.07	0.4401	1.36	1.53
		45	3.38	2.24	Sumergido		1.55	0.59	0.96	1.08	1.08	0.4542	1.38	1.55
		50	3.43	2.27	Sumergido		1.57	0.59	0.97	1.08	1.08	0.4669	1.40	1.57
		100	3.74	2.47	Sumergido		1.70	0.64	1.03	1.11	1.11	0.5548	1.52	1.70

144

Alcantarilla N° 26

Información general de la alcantarilla		T (años)	Caudal Q(m ³ /s)	Control a la entrada				Control a la salida					Hwi Max	
				$\frac{Q}{AD^{0.5}}$	Condición	Parámetros	Hwi	TW	dc=yc	(dc+D)/2	ho	HL		Hwi
(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Material	= Concreto	10	1.30	0.86	No sumergido	k 0.469	0.77	0.30	0.51	0.85	0.85	0.0668	0.80	0.80
forma	= Rectangular	15	1.40	0.92	No sumergido	M 0.696	0.80	0.31	0.53	0.87	0.87	0.0765	0.82	0.82
Long (m)	= 5.00	20	1.46	0.96	No sumergido	c 0.033	0.83	0.32	0.55	0.87	0.87	0.0836	0.83	0.83
S	= 0.025	25	1.51	1.00	No sumergido	Y 0.751	0.85	0.33	0.56	0.88	0.88	0.0892	0.84	0.85
Base (b)	= 1.15	30	1.55	1.02	No sumergido		0.86	0.34	0.57	0.88	0.88	0.0940	0.85	0.86
Altura (h)=D	= 1.20	35	1.58	1.05	No sumergido		0.88	0.34	0.58	0.89	0.89	0.0981	0.86	0.88
		40	1.61	1.06	No sumergido		0.89	0.34	0.58	0.89	0.89	0.1017	0.87	0.89
		45	1.63	1.08	No sumergido		0.90	0.35	0.59	0.90	0.90	0.1050	0.88	0.90
		50	1.66	1.10	No sumergido		0.91	0.35	0.60	0.90	0.90	0.1079	0.88	0.91
		100	1.81	1.20	No sumergido		0.96	0.37	0.63	0.92	0.92	0.1283	0.92	0.96

Fuente: Elaboración propia

Cuadro B.14: Precipitación máxima en 24 horas (mm)

Estacion : TAMBILLO Distrito : TAMBILLO Altitud : 3250.0 msnm
 Codigo : 002 Provincia : HUAMANGA Latitud : 13°12'54"S
 Departamento : AYACUCHO Longitud : 74°06'19"W

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Max
1992	21.2	35.3	24.4	17.5	3.1	11.1	10.0	15.5	12.7	12.8	14.0	14.0	35.3
1993	30.0	37.9	15.3	16.5	5.6	7.0	5.9	9.1	21.0	10.8	19.6	25.9	37.9
1994	21.4	27.4	52.2	25.2	2.1	4.5	10.0	6.0	5.3	7.8	16.1	18.2	52.2
1995	16.2	16.5	17.4	24.5	5.3	1.0	7.8	4.5	7.3	16.1	16.0	22.4	24.5
1996	21.7	15.4	28.3	14.1	7.0	1.4	0.3	8.1	12.2	17.9	8.5	14.4	28.3
1997	21.3	41.7	19.9	14.8	2.8	0.0	3.1	12.2	15.1	23.5	27.7	27.0	41.7
1998	31.2	24.9	21.4	18.5	2.1	8.4	0.0	0.6	16.8	13.4	7.6	15.1	31.2
1999	28.6	20.9	16.5	5.3	0.3	1.6	1.8	0.0	12.1	8.5	14.4	26.9	28.6
2000	15.1	41.5	16.4	5.2	20.8	9.8	16.6	1.3	3.4	16.0	7.3	14.8	41.5
2001	22.1	13.3	28.0	11.3	16.0	5.3	11.3	7.2	5.2	11.1	48.5	9.1	48.5
2002	17.2	28.1	41.1	12.5	6.6	1.8	13.3	5.5	13.9	8.5	12.0	23.8	41.1
2003	21.5	38.4	17.0	19.5	5.4	0.0	0.0	14.3	4.0	1.9	4.6	25.5	38.4
2004	12.2	27.9	14.5	6.3	5.6	2.4	15.8	5.5	14.2	15.3	22.4	25.2	27.9
2005	29.2	18.0	47.0	8.3	0.2	0.0	3.5	1.5	8.2	12.5	14.2	26.4	47.0
2006	21.5	13.5	20.2	18.2	1.5	1.5	0.0	6.7	3.8	20.5	8.0	10.2	21.5
2007	17.2	17.7	20.4	27.0	2.5	0.0	14.7	1.0	8.2	19.5	10.1	24.4	27.0
2008	14.7	17.7	17.6	3.5	4.6	2.0	0.0	0.9	8.1	6.8	9.6	18.3	18.3
2009	25.4	21.1	15.6	19.1	12.9	0.0	4.2	0.2	6.6	8.2	17.2	17.6	25.4
2010	25.5	13.0	19.9	7.1	5.2	0.0	0.0	7.5	6.3	14.2	7.8	21.1	25.5
2011	28.1	41.6	25.7	18.7	11.2	4.0	6.6	2.2	14.3	8.3	25.8	28.6	41.6
2012	28.4	26.4	25.1	17.9	1.7	10.1	0.6	2.9	13.2	0.0	27.1	25.2	28.4

Fuente: Gobierno Regional de Ayacucho

Anexo C

Foto N°01: Alcantarilla tipo 1 (Progresiva 8+780)



A) Entrada



B) Salida

Foto N°02: Alcantarilla tipo 3 (Progresiva 8+510)



A) Entrada

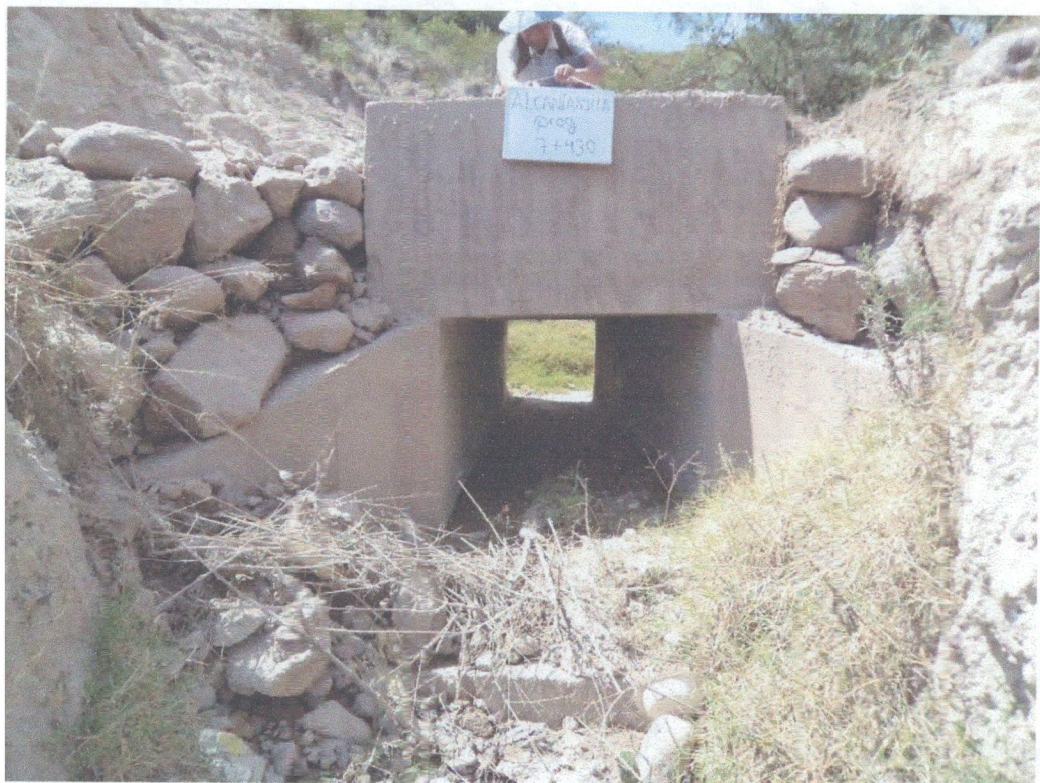


B) Salida

Foto N°03: Alcantarilla tipo 1 (Progresiva 7+430)



A) Entrada



B) Salida

Foto N°4: Alcantarilla tipo 3 (Progresiva 6+405)



A) Entrada



B) Salida

Foto N°5: Alcantarilla tipo 3 (Progresiva 6+290)



A) Entrada



B) Salida

Foto N°6: Alcantarilla tipo 2 (Progresiva 4+475)



A) Entrada



B) Salida

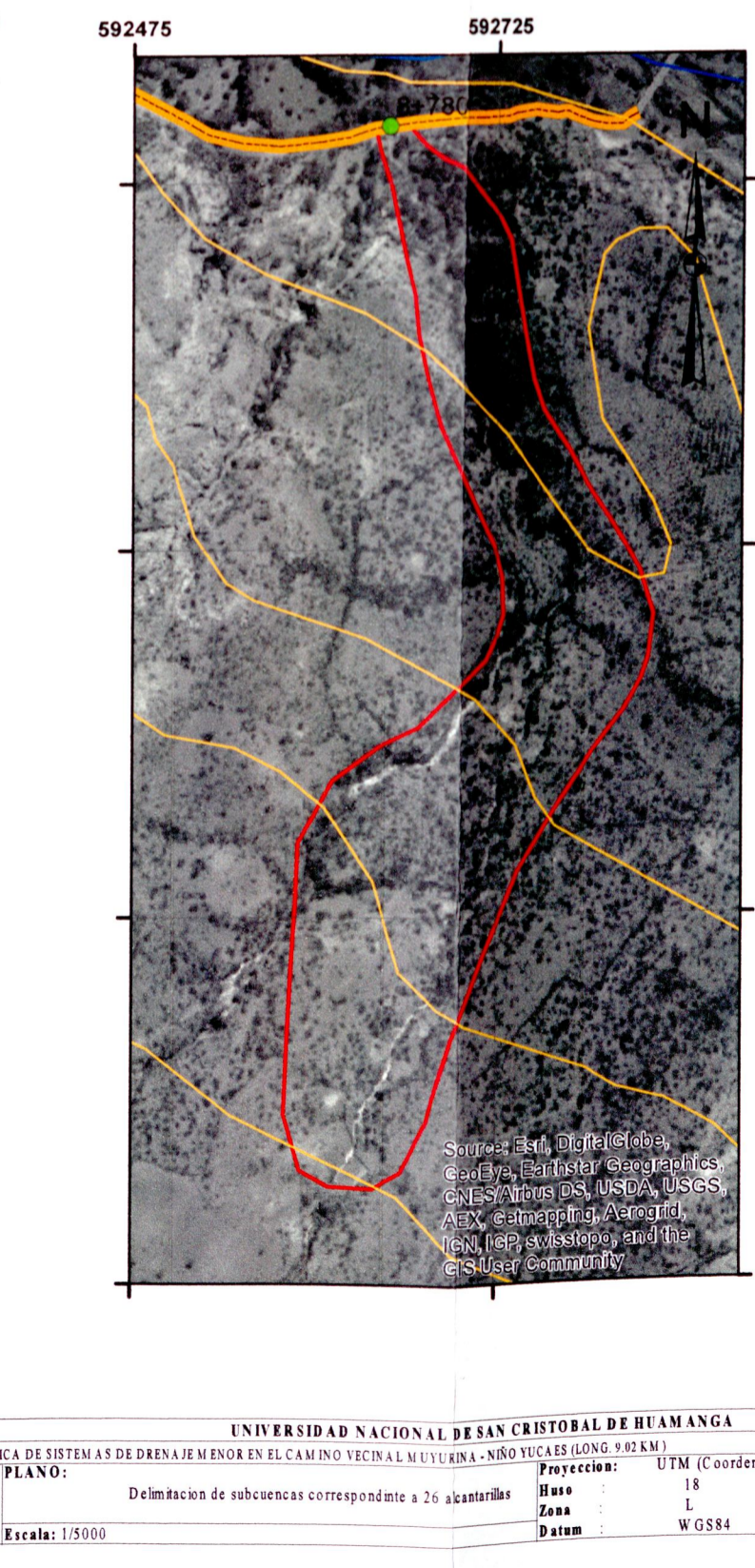
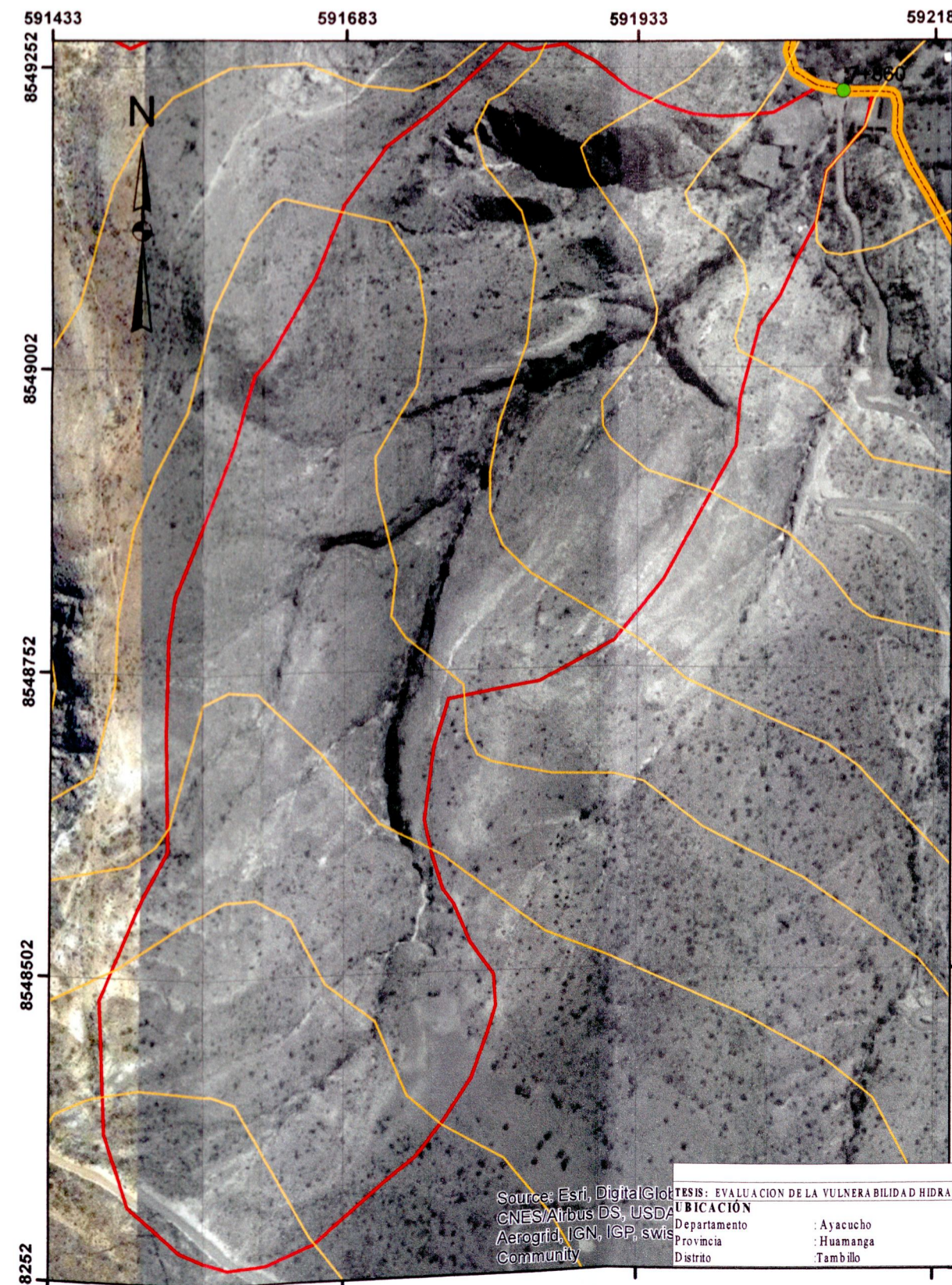
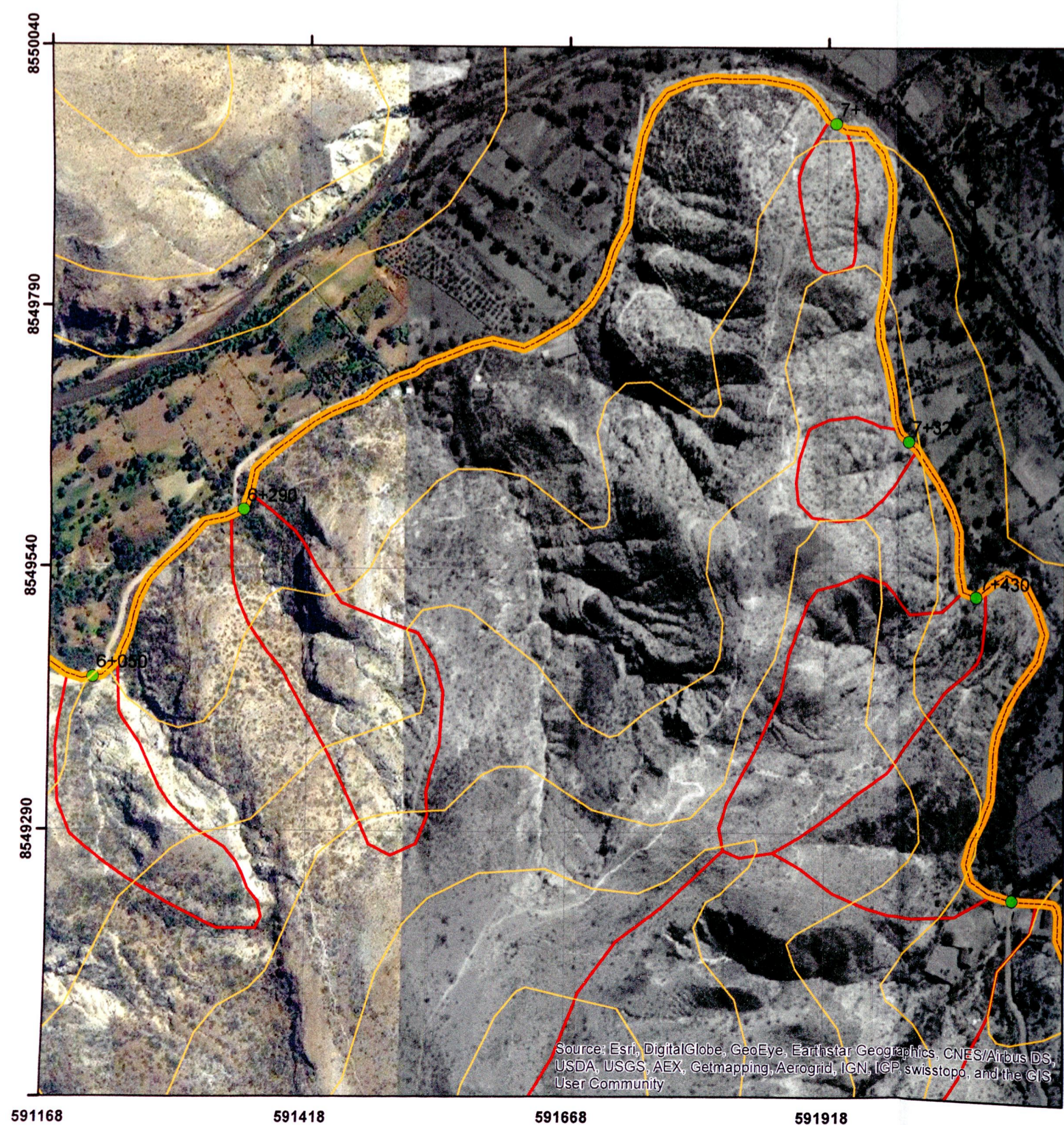
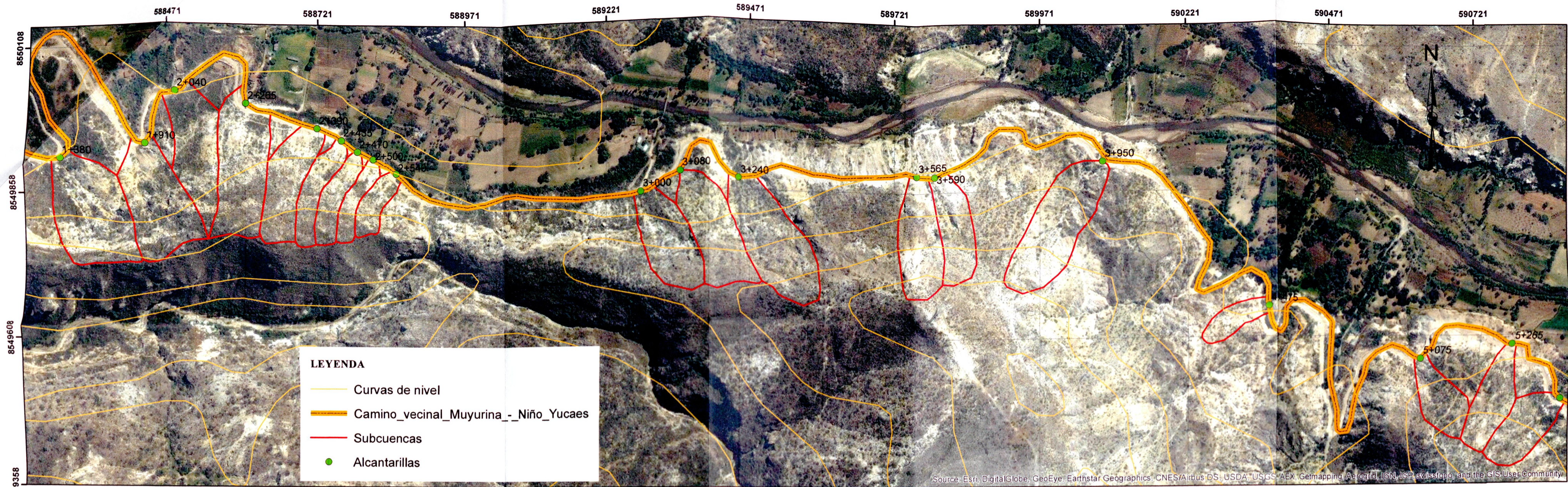
Foto N°7: Alcantarilla tipo 2 (Progresiva 3+080)



A) Entrada



B) salida



Progresiva	Descripción
01+380	Alc. 1
01+910	Alc. 2
02+040	Alc. 3
02+265	Alc. 4
02+390	Alc. 5
02+435	Alc. 6
02+470	Alc. 7
02+500	Alc. 8
02+540	Alc. 9
03+000	Alc. 10
03+080	Alc. 11
03+240	Alc. 12
03+565	Alc. 13
03+590	Alc. 14
03+950	Alc. 15
04+475	Alc. 16
05+075	Alc. 17
05+265	Alc. 18
05+410	Alc. 19
06+050	Alc. 20
06+290	Alc. 21
07+100	Alc. 22
07+320	Alc. 23
07+430	Alc. 24
07+860	Alc. 25
08+780	Alc. 26

BIBLIOTECA E INFORMACION CULTURAL U.N.S.C.H.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

UBICACION: Ayacucho, Huamanga, Tumbillo

PLANO: Delimitación de subcuencas correspondiente a 26 alcantarillas

Proyección: UTM (Coordenadas en metros)

Huso: 18

Zona: L

Datum: WGS84

Escala: 1/5000

LAMINA B.1