

Facultad de Tecnología de la Construcción

**“DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL
PARA EL SECTOR UBICADO EN EL
KILOMETRO 233+700 DEL MUNICIPIO DE
TELPANECA DEPARTAMENTO DE MADRIZ”**

Protocolo Monográfico para optar al título de Ingeniero civil

Elaborado por:

Br. Kelvin Manolo
Arce González
Carnet: 2017-0212N

Br. Anderson Ramón
Marín Flores
Carnet: 2017-0025N

Br. Maycol José
Rivas Benavides
Carnet: 2017-0373N

Tutor:

Ing. Ana Lisseth Reyes Pérez

17 de junio del 2023
Managua, Nicaragua

Dedicatoria

Dedicamos esta monografía principalmente a Dios nuestro creador, que nos ha concebido la gracia para poder realizar este documento. A nuestros padres que siempre nos han brindado su apoyo incondicional desde nuestros primeros días hasta poder llegar a concluir esta etapa, como lo es culminar la universidad.

Agradecimientos

Agradecemos principalmente a Dios, por habernos dado la vida y permitirnos el haber llegado hasta este momento tan importante de nuestra formación profesional.

A nuestros padres, por ser el pilar más importante y por demostrarnos siempre su cariño y apoyo incondicional sin importar nuestras diferencias de opiniones.

De igual forma, agradecemos a mi maestro y tutor de tesis Ing. Ana Lisbeth Reyes Pérez, que gracias a sus consejos y correcciones hoy podemos culminar este trabajo. A los profesores que nos han visto crecer como persona y nos han transmitido sus conocimientos a lo largo de esta carrera universitaria.

Br. Anderson Ramon Marin Flores

Br. Maycol José Rivas Benavides

Br. Kelvin Manolo Arce Gonzales

Contenido

1. Generalidades.....	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes.....	2
1.3 Justificación	3
1.4 Objetivos.....	4
1.4.1 Objetivo general	4
1.4.2 Objetivos específicos.....	4
2. Marco teórico	5
2.1 Aspectos hidrológicos.....	5
2.1.1 Hidrología	5
2.1.2 Determinación del área de drenaje de la cuenca	5
2.1.3 Intensidad de la lluvia (I)	6
2.1.4 Frecuencia de la lluvia	6
2.2 Evaluación del caudal de diseño	7
2.2.1 Descripción del sistema de alcantarillado pluvial	7
2.2.2 Reconocimiento de campo	7
2.2.3 Alcantarillado pluvial particular	8
2.2.4 Componentes del Sistema de Alcantarillado Pluvial	8
2.3 Topografía	9
2.4 Diseño hidráulico.....	10
2.4.1 Continuidad	10
2.4.2 Energía.....	10
2.4.3 Pérdidas de carga	11

2.4.4	Diámetro mínimo de diseño de las tuberías	11
2.4.5	Velocidades permisibles de escurrimiento	11
2.4.6	Pendientes de diseño	12
2.4.7	Dimensionamiento simulación hidráulica de alcantarillas.....	13
2.4.8	Zanjas para la instalación de tuberías	13
2.4.9	Anchos de zanjas	14
2.4.10	Profundidad mínima de la zanja	15
2.5	Conexiones de tuberías	16
2.6	Take-off	16
3.	Diseño metodológico.....	17
3.1	Estimación del caudal de diseño	17
3.1.1	Duración de la lluvia.....	17
3.1.2	Intensidad de precipitación	18
3.1.3	Coeficiente de escorrentía (C)	18
3.1.4	Caudal de diseño.....	19
3.2	Levantamiento topográfico.....	19
3.3	Diseño de alcantarillas pluviales	19
3.3.1	Criterios de diseño	19
3.3.2	Simulación con Hydraflow Express Autodesk® Civil 3D® de Autodesk, Inc.....	21
3.4	Presupuesto	22
4.	Resultados	23
4.1	Determinación del caudal de diseño	23
4.1.1	Tiempo de concentración	26
4.1.2	Intensidad de la precipitación con diferentes períodos de retorno	26

4.1.3	Uso de suelos y coeficientes de escurrimiento.....	29
4.1.4	Caudales máximos	31
4.2	Diagnóstico de la físico-estructura del drenaje pluvial existente	32
4.2.1	Capacidad de las alcantarillas en la estación 233 + 500	33
4.2.2	Capacidad de las alcantarillas en la estación 233 + 700	36
4.3	Diseño hidráulico del sistema de drenaje con alcantarillas	38
4.3.1	Simulación de la alcantarilla 233+500.....	38
4.3.2	Simulación de la alcantarilla 233+700.....	40
4.3.3	Simulación de la alcantarilla 233+500 con caudales máximos de los huracanes ETA, IOTA.....	42
4.3.4	Simulación de la alcantarilla 233+700 con caudales máximos de los huracanes ETA, IOTA.....	44
4.4	Estimación del costo de la inversión y tiempo de duración de proyecto	46
4.4.1	Elaboración del presupuesto	46
4.4.2	Diagrama de Gantt.....	47
4.5	Conclusiones y recomendaciones	48
4.6	Bibliografía	49
4.7	Anexos	51
4.7.1	Anexo 1: Alcantarilla 60" existente antes del proyecto 233+500	51
4.7.2	Anexo 2: Alcantarilla 30" existente antes del proyecto 233+700	52
4.7.3	Anexo 3: Intensidades máximas del año 2020	53
4.7.4	Anexo 4: Altura de carga y capacidad de tubos de concreto de 60" y 36" con control de entrada.....	54
4.7.5	Anexo 5: Presupuesto de la obra.....	55
4.7.6	Anexo 6: Diagrama de Gantt	58

4.7.7 Anexo 7: División política de Madriz	59
4.7.8 Anexo 8: Micro localización	60
4.7.9 Anexo 9: Coeficientes de escorrentía (C) para el método racional.....	61
4.7.10 Anexo 10: Índice de planos.....	62
4.7.10.1 Anexo 11: Planos de drenaje mayor (ED-01, 1-CCR-2.50X3.00 M)	63
4.7.10.2 Anexo 12: Plano planta perfil ED-01 est. 233+502.07	64
4.7.10.3 Anexo 13: Detalles de bajantes y canal trapezoidal para ED-01	65
4.7.10.4 Anexo 14: Planta perfil de canal trapezoidal est. 0+092-est.0+139.48	66
4.7.10.5 Anexo 15: Secciones transversales de canal trapezoidal est. 0+092- est.0+139.48	67
4.7.10.6 Anexo 16: Planos de drenaje menor (ED-02, 1-TCR-60" Ø	68
4.7.10.7 Anexo 17: Planta perfil ED-02 est .233+712.75	69
4.7.10.8 Anexo 18: Detalle de bajante y canal trapezoidal para ED-02	70
4.7.10.9 Anexo 19: Planta perfil de canal trapezoidal est. 0+074.31- est. 0+128 ...	71
4.7.10.10 Anexo 20: Secciones trasversales de canal trapezoidal est. 0+074.31-est. 0+125	72

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Frecuencia de diseño en función del tipo de zona	6
Tabla 2: Velocidad máxima permisible	12
Tabla 3: Ancho de las zanjas	14
Tabla 4: Colchón mínimo para tuberías.....	15
Tabla 5: Velocidad máxima y mínima según el tipo de material	20
Tabla 6: Características morfométricas principales de las microcuencas	23
Tabla 7: Tiempo de concentración en la MC1 y MC2	26

Tabla 8: Constantes empíricas para calcular la intensidad de precipitación estación 45050 Condega	27
Tabla 9: Intensidad máxima (mm/h) de las precipitaciones estación 45050 Condega.....	27
Tabla 10: Áreas de uso de suelo en la MC1 y MC2 con coeficientes de escurrimiento	29
Tabla 11: Resultados de la simulación hidráulica alcantarilla 60"	34
Tabla 12: Resultados de la simulación hidráulica alcantarilla 30"	37
Tabla 13: Resultados de la simulación hidráulica caja alcantarilla 2.5 m x 3 m	39
Tabla 14: Resultados de la simulación hidráulica alcantarilla 60" diámetro.....	41
Tabla 15: Resultados de la simulación hidráulica con caudal máximo de 27.28 m ³ /s.....	42
Tabla 16: Resultados de la simulación hidráulica con caudal máximo de 1.070 m ³ /s.....	44
Tabla 17: Resumen del presupuesto de la obra.....	46

INDICE DE FIGURAS

Mapa 1: Mapa topográfico y límites de las dos microcuencas.....	24
Mapa 2: Ortofoto de las microcuencas MC1 y MC2	25
Mapa 3: Mapa de uso de suelos en la MC1 y MC2	30
Mapa 4: Ubicación de las alcantarillas	32
Ilustración 1: Alcantarillas 60" existente antes del proyecto 233+500.....	33
Ilustración 2: Flujo de alcantarilla con caudal de 13.8 m ³ /s	35
Ilustración 3: Alcantarilla de 30" existente antes del proyecto 233+700.....	36
Ilustración 4: Flujo en alcantarilla con caudal de 1 m ³ /s	37
Ilustración 5: Flujo en alcantarilla con caudal de 7.4500 m ³ /s.....	39
Ilustración 6: Flujo en alcantarilla de 60" con caudal máximo 1.81 m ³ /s.....	41

Ilustración 7: MC1 caja 2.5 m x 3 m.....	43
Ilustración 8: MC2 alcantarilla 60".....	45

1. Generalidades

1.1 Introducción

En el sector de la carretera entre Telpaneca y Wiwilí, aproximadamente en el km 233+500 ver anexo 4.7.1 con coordenadas geodésicas 13°30'42.7" N 86°12'40.8" W, sector en el cual se detecta la existencia de una estructura de una línea de tres alcantarillas de 60". En el km 233+700 ver anexo 4.7.2 con coordenadas geodésicas 13°30'44.6" N 86°12'37.5" W, en el cual se ubica una línea de alcantarilla de 30".

Se considera como resultado de las observaciones in situ, que dichas alcantarilla son insuficiente hidráulicamente y las aguas se desbordaron sobre la superficie del pavimento, generando dicho flujo en su caída desde el pavimento hasta el nivel del lecho del cauce, causando efectos de socavación, tanto en la superficie de rodamiento como en el cauce en su caída libre de aproximadamente 2 a 3 metros de desnivel, por lo que será necesario establecer una estructura de drenaje suficiente, al igual que la implementación de obras de Subdrenes por la presencia de flujos de agua en las cunetas que alimentan dicha alcantarilla, conjuntamente con obras de revestimiento del cauce aguas abajo.

Debido a esta situación es necesario promover y realizar la temporal retención superficial o subterránea y la infiltración para no incrementar el volumen y la velocidad de circulación del agua hacia las partes más bajas de las cuencas.

Para dar solución a lo antes mencionado se propone realizar el diseño de un sistema de drenaje pluvial que tendrá como su principal función el manejo, control y conducción adecuada de la escorrentía de las aguas de lluvia en forma separada de las residuales. Y llevarla o dejarla en sitios donde no provoquen daños e inconvenientes a los habitantes de la zona.

1.2 Antecedentes

Según el Documento “Cambio Climático en Centro América. Impactos Potenciales y Opciones de Política Pública, la cantidad de huracanes en el Atlántico Norte en 9 de los 10 años comprendidos entre 1995 y 2005 aumentó por encima de la tendencia histórica del periodo 1981 – 2000. El mismo documento menciona también que la cantidad de inundaciones y tormentas ha sido sustancialmente mayor durante el periodo 1991 – 2015 que durante el periodo 1966 – 1990”. (CEPAL, 2019, p.32).

Los huracanes Eta e Iota, de categoría 4 y 5 respectivamente, impactaron Nicaragua en noviembre de 2020, afectando el 60% del territorio, en particular la Región Autónoma de la Costa Caribe Norte (RACCN) y parte de la zona norte del país. (SINAPRED, 2021, parrafo primero).

Con ayuda de las intensidades maximas del año 2020, ver anexo 4.7.3 brindadas por el Intituto Nicaraguense de Estudios Territoriales (INETER) del año 2020 pudimos calcular los caudales maximos de estos dos huracanes obteniendo para la MC1 un caudal de 27.28 m³/s y para el MC2 un caudal de 1.017 m³/s.

Con vientos de más de 230 km/h, los eventos provocaron inundaciones y deslizamientos de tierra, causando la destrucción de viviendas y de medios de vida para la producción agrícola y pesquera, la pérdida de enseres domésticos además de un impacto negativo en el medio ambiente y los recursos naturales. Tres millones de personas se vieron expuestas a los efectos de estos eventos y se estima que 1,8 millones de personas han sido afectadas.

Estimaciones del gobierno indican que las zonas más afectadas después del paso de Eta e Iota fueron Jinotega, Matagalpa, Nueva Segovia, Rivas, Chinandega, la RACCN (con especial atención al Triángulo Minero) y la Región Autónoma de la Costa Caribe Sur (RACCS).

En el sector de la carretera entre Telpaneca y Wiwilí los huracanes Eta y Iota azotaron con fuertes lluvias a la localidad, causando graves daños en la infraestructura.

1.3 Justificación

Según la información brindada por autoridades municipales del municipio de Telpaneca en el Kilómetro 233+500 y 233+700 de la carretera que va del municipio de Telpaneca hacia Wiwilí se encuentran dos estructuras de drenaje pluvial, que están en mal estado y no cuentan con las normas de diseño correspondientes y que por lo tanto no cumplen satisfactoriamente con su función, provocando que las aguas se desborden sobre la carretera, causando daños en la vía y afectando las distintas actividades de las personas que transitan por dicho lugar.

Por lo tanto, ante la problemática se propone realizar el proyecto “Diseño del sistema de drenaje pluvial para el sector ubicado en el kilómetro 233+700 del municipio de Telpaneca, departamento de Madriz”. Con este proyecto se pretende diseñar dos nuevas estructuras de drenaje pluvial tipo alcantarilla que sea capaz de captar el agua de la lluvia que se precipita sobre la vía, la cual será drenada por medio de un cauce hacia aguas abajo.

Con el sistema de drenaje pluvial se solucionará la erosión continua que sufren la carretera debida principalmente a las lluvias, durante la estación lluviosa, también se evitará las charcas y los riesgos de inundaciones durante lluvias de gran intensidad.

Los resultados del proyecto permitirán beneficiar de forma integral a los habitantes del municipio de Telpaneca que cuenta con una población estimada para el año 2022 de 24,953 habitantes y una densidad poblacional de 71 habitantes por km². El 51.5% de la población es masculino y el 42.0 % es menor de 20 años (Ministerio de salud, s.f. parrafo primero). Ya sean niños, adolescentes, jóvenes y adultos del sector de las comunidades aledañas al mejorar su nivel de vida, y además el sistema de drenaje pluvial es un factor de mucha importancia dentro de las comunidades como indicador de desarrollo socioeconómico y de condiciones higiénicas aptas para la vida humana.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

- Diseñar el sistema de drenaje pluvial para el sector ubicado en el kilómetro 233+700 del municipio de Telpaneca, departamento de Madriz.

1.4.2 Objetivos específicos

- Determinar el caudal de diseño del sistema de drenaje pluvial.
- Diagnosticar el estado actual del drenaje pluvial existente.
- Diseñar hidráulicamente el sistema de drenaje pluvial.
- Estimar el costo total de la inversión y el tiempo de duración del proyecto.
- Presentar especificaciones técnicas y planos constructivos del sistema de drenaje pluvial.

2. Marco teórico

2.1 Aspectos hidrológicos

De acuerdo a los estudios hidrológicos permiten determinar el caudal de diseño de la estructura, el cual está en correspondencia con el tamaño y características de la cuenca, su cubierta de suelo y la tormenta de diseño. (Hernández, 2013, p.26).

2.1.1 Hidrología

La hidrología es una rama de las ciencias de la Tierra que estudia el agua, su ocurrencia, distribución, circulación, y propiedades físicas, químicas y mecánicas en los océanos, atmósfera y superficie terrestre. Esto incluye las precipitaciones, la escorrentía, la humedad del suelo, la evapotranspiración y el equilibrio de las masas glaciares. Por otra parte, el estudio de las aguas subterráneas corresponde a la hidrogeología.

2.1.2 Determinación del área de drenaje de la cuenca

El trazado del área de drenaje de una cuenca debe partir del sitio de localización de la estructura propuesta. Lo primero que debe hacerse es el trazado de la red de drenaje, en un papel o lámina transparente, repintar los diferentes cursos de agua que pertenecen al cauce en estudio. Los cursos del agua se trazan siguiendo la parte cóncava de las curvas de nivel hacia arriba. La red hidráulica definirá los límites de la cuenca. El trazado del parte agua se inicia a partir de la estructura propuesta, el procedimiento del dibujo es opuesto al de la red hídrica, la línea de parte agua se traza siguiendo el medio de la forma convexa de las curvas de nivel cuando se aumenta de elevación y en el medio de las formas cóncavas de las curvas, cuando se baja de altura.

2.1.3 Intensidad de la lluvia (I)

Este valor es obtenido a través de un estudio hidrológico de la zona, del cual se obtienen las curvas de intensidad, duración y frecuencia. Es importante recordar que, de acuerdo con estas curvas, la intensidad es inversamente proporcional a la duración y directamente proporcional a la frecuencia de la lluvia. Para poder, entonces, obtener un valor de intensidad de la lluvia en la aplicación del método racional, es necesario definir la frecuencia de la lluvia y su duración.

2.1.4 Frecuencia de la lluvia

En general, las frecuencias utilizadas varían entre 3 años, como mínimo, hasta valores del orden de 100 años. La escogencia de un valor dependerá de varios criterios tales como importancia relativa de la zona y el área que está drenando. De esta manera, se indican algunos valores que pueden ser utilizados como guías para esta determinación en los tramos o tuberías del alcantarillado. (RIVERA, 2009, p.56).

Tabla 1: Frecuencia de diseño en función del tipo de zona

Descripción de la zona	Frecuencia (años)
Zona residencial	3-10
Zona comercial e industrial	10-50
Coletores principales	10-100

Fuente: (Hernández, 2013, p.29).

Para el diseño de alcantarillas pluviales en las carreteras rurales se recomienda período de retorno de 25 años (Mendoza & Palacios, 2011, p.1).

2.2 Evaluación del caudal de diseño

Método racional, es un método que presupone la caída de la precipitación de manera uniforme en toda el área de la cuenca. Aquí juegan un papel muy importante las intensidades máximas de precipitación. Se ha demostrado que la efectividad de este método es aplicarlo a cuencas con áreas inferiores a 200 ha (Campos Cedeño & Sinichenko, 2016, p. 215).

2.2.1 Descripción del sistema de alcantarillado pluvial

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 atendiendo también criterios de arrastre de sedimentos y de facilidad de mantenimiento (Ministerio de hacienda y credito publico direccion general de inversiones publicas , 2017, p. 52).

2.2.2 Reconocimiento de campo

Es indispensable para el diseñador realizar el recorrido del trazado del camino, poniendo atención en todos los elementos que identifican los cruces de los cursos de agua por la vía propuesta. Lo más adecuado es hacerlos durante el período de lluvia en donde las evidencias son mayores, sin embargo, en el período seco también se pueden observar señales de los cruces de agua como son socavación, erosión, deposición de sedimentos y materiales de arrastre, etc.

2.2.3 Alcantarillado pluvial particular

A este tipo de alcantarillado se le considera como la red de instalaciones pluviales que se encuentran dentro de un predio, finca o edificio, que capta y conduce los escurrimientos pluviales que se generan dentro del mismo hasta disponerles en UN SISTEMA DE INFILTRACIÓN, RETENCION Y/O DETENCION, así como de algún canal o tubería dentro de los límites de la propiedad, de acuerdo a las condiciones particulares del proyecto. (Dep. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia, España., 2014, p.4).

2.2.4 Componentes del Sistema de Alcantarillado Pluvial

- **Estructuras de captación:** Recolectan las aguas a transportar; en los sistemas de alcantarillado pluvial se utilizan sumideros o coladeras pluviales (también llamados comúnmente bocas de tormenta), como estructuras de captación, aunque también pueden existir conexiones domiciliarias donde se vierta el agua de lluvia que cae en techos y patios. En general se considera que los escurrimientos pluviales también son captados por las vialidades, vados, cunetas, contra cunetas además de las coladeras pluviales o bocas de tormenta, para ser encauzados hacia las instalaciones de drenaje pluvial. (Dep. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia, España., 2014, p.5).
- **Estructuras de conexión y mantenimiento:** Facilitan la conexión y mantenimiento de los conductos que forman la red de alcantarillado, pues además de permitir la conexión de varias tuberías, incluso de diferente diámetro o material, también disponen del espacio suficiente para que un hombre baje hasta el nivel de las tuberías y maniobre para llevar a cabo la limpieza e inspección de los conductos; tales estructuras son conocidas como pozos de visita.
- **Estructuras de descarga:** Son estructuras terminales que protegen y mantienen libre de obstáculos la descarga final del sistema de alcantarillado, pues evitan posibles daños al último tramo de tubería que pueden ser causados por la corriente a donde descarga el sistema o por el propio flujo de salida de la tubería.

- **Estructuras complementarias:** Se consideran dentro de este grupo a todas aquellas estructuras que en casos específicos forman parte de un sistema de alcantarillado pluvial, para resolver un problema determinado, y que resultan importantes para el correcto funcionamiento del sistema. Tales como:
 - 1) Estructuras de retención
 - 2) Estructuras de detención
 - 3) Estructuras de infiltración
 - 4) Estructuras de filtración
 - 5) Estructuras de limpieza, remoción y medición
- **Disposición final:** La disposición final de las aguas captadas por un sistema de alcantarillado no es una estructura que forme parte del mismo, sin embargo, representa una parte fundamental del proyecto de alcantarillado. Su importancia radica en que, si no se define con anterioridad a la construcción del proyecto el destino de las aguas residuales o pluviales, entonces se pueden provocar graves daños al medio ambiente e incluso a la población servida o a aquella que se encuentra cerca de la zona de vertido.

2.3 Topografía

Según (Ministerio de Hacienda y Crédito Público Dirección General de Inversiones Públicas, 2017, p.62). Para efectos de contar con datos de planimetría y altimetría del sitio de drenaje, se deberá de realizar un levantamiento topográfico que cubra los siguientes aspectos:

- Establecimientos de dos puntos de control de ser posible georrefenciados con un geoposicionador manual (GPS) con el objetivo de vincular a estos puntos todo el levantamiento de planimetría y altimetría a realizar.
- A estos dos puntos se les asignará una elevación mediante una nivelación diferencial ida y regreso de la elevación tomada de la lectura del equipo geoposicionador para efectos de tener una referencia altimétrica.

- Se procederá a levantar una poligonal del eje del camino en una longitud de 100 m a la entrada y salida del sitio de cruce. Este levantamiento de la poligonal se realizará a cada 10 m. Sobre el eje del cauce se levantará una poligonal con una longitud de 100 m aguas abajo y 100 m aguas arriba, tomando en consideración todos los puntos de inflexión del eje del cauce a cada 10 m o menos, en los casos que sea necesario contar con más detalle del eje.
- Sobre estos puntos de la poligonal se deberán levantar las secciones transversales del camino, las cuales se extenderán hasta dos vistas más del cerco existente en el camino y hasta dos vistas más después del borde superior en el caso del cauce.
- Se deberá de referenciar físicamente en el sitio de todos los puntos importantes que deban ser protegidos en el proceso de construcción, tales como los BM, inicio sobre el camino, fin sobre el camino, etc.
- El topógrafo deberá de plasmar en su cuaderno de campo, mediante un esquema, todos los detalles del levantamiento con el fin de hacer más comprensible el levantamiento realizado.

2.4 Diseño hidráulico

2.4.1 Continuidad

El principio de conservación de masa o de continuidad establece que “La diferencia entre la cantidad de masa que ingresa a un volumen de control y aquella que se extrae del mismo es igual al cambio en el almacenamiento dentro del propio volumen”.

2.4.2 Energía

La energía total contenida en un fluido en movimiento es la suma de las energías correspondientes a la posición o elevación del fluido con respecto a un nivel de referencia (energía potencial), la presión estática (energía de presión) y la presión dinámica (energía cinética); lo cual expresando en términos matemáticos para un flujo con superficie libre.

2.4.3 Pérdidas de carga

Las pérdidas de carga o de energía indicadas se deben a los obstáculos que enfrenta el fluido en su movimiento (por cambios de dirección, área, accesorios de cierre, etc.) y a los esfuerzos cortantes desarrollados sobre las paredes de la conducción. Las pérdidas debidas a esfuerzos cortantes en la pared de la conducción son conocidas como pérdidas de fricción y a las otras (por cambios de dirección, de área de la sección, entradas, salidas, obstrucciones y dispositivos de control) se les llama locales. Tales pérdidas de carga ocurren en cortas distancias y son representadas como una caída en la línea de gradiente de energía.

En conducciones de gran longitud, la magnitud de las pérdidas locales puede ser pequeñas en comparación con las pérdidas por fricción, por lo que a las pérdidas locales también se les llama pérdidas menores.

2.4.4 Diámetro mínimo de diseño de las tuberías

El diámetro mínimo que se recomienda para atarjeas en alcantarillado pluvial es de 25 cm (10”), previo análisis respectivo para la determinación del diámetro requerido según gasto de diseño, con objeto de evitar frecuentes obstrucciones en las tuberías abatiendo por consiguiente los costos de conservación y operación del sistema.

2.4.5 Velocidades permisibles de escurrimiento

Las velocidades límite del escurrimiento son aquellas para las cuales por una parte se evita la sedimentación y azolvamiento de la tubería, y por otra, se evita la erosión de las paredes del conducto. (Dep. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia, España., 2014, p.41).

A estas velocidades se les llama mínima y máxima, respectivamente. A tubo parcialmente lleno la velocidad mínima permisible es de 60 cm/s y cuando el flujo es a tubo lleno es de 90 cm/s. La velocidad máxima permisible varía de 3 a 5 m/s e incluso más, dependiendo de la resistencia del material de la tubería.

Tabla 2: Velocidad máxima permisible

Tipo de tubería	Velocidad máxima (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 61 cm de diámetro o mayores	3.5
Poli cloruro de vinilo (PVC)	5.0
Polietileno de alta densidad (PEAD)	5.0

Fuente: (Dep. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia, España., 2014, p.41).

2.4.6 Pendientes de diseño

La pendiente de las tuberías debe ser lo más semejante como sea posible a las del terreno natural, con objeto de tener excavaciones mínimas, tomando en cuenta lo siguiente:

- **Pendientes mínimas**

Casos normales; Son en las que se dispone del desnivel topográfico necesario, se acepta como pendiente mínima la que produce una velocidad de 90 cm/s a tubo lleno. Casos excepcionales; Se consideran aquellas pendientes en que, debido a un desnivel pequeño, con el objeto de evitar la construcción de una planta de bombeo es preciso sacrificar la eficiencia de la atarjea. Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 60 cm/s, con un tirante igual o mayor de 3 cm.

- **Pendientes máximas**

Son aquellas pendientes que producen velocidades máximas de 3 a 5 m/s, trabajando normalmente. Debido a que la topografía en ocasiones es muy abrupta, el Instituto de Ingeniería de la UNAM ha efectuado estudios en tuberías de concreto reforzado, concluyendo que en casos excepcionales para este material la velocidad máxima puede ser hasta de 8 m/s.

2.4.7 Dimensionamiento simulación hidráulica de alcantarillas

Hydraflow Express Extension, aplicación para realizar tareas hidráulicas e hidrológicas cotidianas, como el diseño de alcantarillas, canales abiertos, embocaduras, y aliviaderos. Permite generar de forma rápida gráficos informativos, curvas de clasificación e informes en pantalla, así como informes impresos.

Disponible como una instalación opcional en el instalador de AutoCAD Civil 3D, Hydraflow Extension, con la licencia de usuario: versión del estudiante, maycolrivasbenavides@gmail.com es una aplicación autónoma que se ejecuta independientemente de AutoCAD Civil 3D (AUTODESK, 2013).

2.4.8 Zanjas para la instalación de tuberías

Las tuberías se instalan superficialmente, enterradas o una combinación de ambas, dependiendo de la topografía, tipo de tubería y características del terreno. Normalmente las tuberías para drenaje pluvial se instalan enterradas. Para obtener la máxima protección de las tuberías se recomienda que se coloquen en zanjas, de acuerdo a lo señalado en las especificaciones de construcción del fabricante o a lo que se menciona en los párrafos siguientes. (Dep. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia, España., 2014, p.42).

2.4.9 Anchos de zanjas

En la Tabla 3 se indica el ancho recomendable de la zanja para diferentes diámetros de tuberías. Es indispensable, que, a la altura del lomo del tubo, la zanja tenga realmente el ancho indicado; a partir de éste, puede dársele a las paredes el talud necesario para evitar el empleo del ademe, sí es indispensable el empleo de éste, el ancho debe ser igual al indicado en la Tabla 3 más el ancho que ocupe el ademe. (Dep. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia, España., 2014, p.42).

Tabla 3: Ancho de las Zanjas

Diámetro del tubo en cm	Ancho de zanja en cm
30	85
38	100
45	110
61	130
75	150
90	170
107	195

Fuente: (Dep. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia, España., 2014, p.42).

- Profundidad mínima o colchón mínimo: Depende de la resistencia de la tubería a las cargas exteriores.
- Topografía y trazo: Influyen en la profundidad máxima que se le da a la tubería.
- Velocidades máximas y mínimas: Están relacionadas con las pendientes del proyecto.
- Existencia de conductos de otros servicios.
- Economía en las excavaciones.

2.4.10 Profundidad mínima de la zanja

La profundidad mínima la determina el colchón mínimo (desde el lomo del tubo) necesario para la tubería, con el fin de evitar rupturas ocasionadas por las cargas vivas. En el capítulo correspondiente a los aspectos constructivos se detalla el procedimiento del cálculo de cargas sobre tuberías. En la práctica se recomiendan los valores siguientes para establecer el colchón mínimo, de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 4: Colchón mínimo para tubería

Diámetro del tubo	Colchón mínimo (cm)
Tuberías con diámetro de 0.30 y hasta 1.22 cm	120
Tuberías con diámetros mayores a 122 cm	150

Fuente: (Dep. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia, España., 2014, p.43).

Los colchones mínimos indicados anteriormente podrán modificarse en casos especiales mediante un previo análisis justificado para cada caso. Los principales factores que intervienen para modificar la profundidad son el tipo de tubería a utilizar, el tipo de terreno en la zona de estudio y las cargas vivas que puedan presentarse.

- **Profundidad máxima**

La profundidad es en función de la topografía del lugar evitando excavar demasiado; si la topografía tiene pendientes fuertes se debe hacer un estudio económico comparativo entre el costo de excavación contra el número de pozos de visita, y en función de las especificaciones de la tubería por utilizar, en este caso se deberá consultar las recomendaciones y las especificaciones del producto (tubería y accesorios). (Dep. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia, España., 2014, p.44).

- **Plantilla o cama**

Con el fin de satisfacer las condiciones de estabilidad y asiento de la tubería, es necesario la construcción de un encamado en toda la longitud de la misma, en la cual deberá excavarse cuidadosamente las cavidades o conchas para alojar la campana o cople de las juntas de los tubos, con el fin de permitir que la tubería se apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja o la plantilla apisonada. (Dep. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia, España., 2014, p.44).

El espesor de la plantilla o cama será de 10 cm, siendo el espesor mínimo sobre el eje vertical de la tubería de 5 cm a partir de la base del tubo.

2.5 Conexiones de tuberías

Debido a los cambios de diámetro que existen en la red de tuberías, resulta conveniente definir la forma correcta de conectar las tuberías en los pozos de visita. De acuerdo a las características del proyecto, se pueden efectuar las conexiones de las tuberías haciendo coincidir las claves, los ejes o las plantillas de los tramos de diámetro diferente. (Dep. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia, España., 2014, p.44).

2.6 Take-off

Son todas aquellas cantidades de materiales que involucran los costos de una obra determinada, dichas cantidades están medidas en unidades como: metros cúbicos, metros lineales, metros cuadrados, quintales, libras, kilogramos etc.

3. Diseño metodológico

3.1 Estimación del caudal de diseño

3.1.1 Duración de la lluvia

El tiempo de concentración es el tiempo que tarda el agua en llegar desde el punto más alejado de la cuenca hasta el colector o, en otros términos, es el tiempo requerido desde el comienzo de la lluvia para que toda el área esté contribuyendo al colector en cuestión.

Debido a que es una microcuenca con relieve irregular y montañoso, se adoptó para el cálculo la ecuación 1, de California Colverts Practice, que es una variante la ecuación de Kirpich desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California. La pendiente de calculó con le ecuación 2.

$$t_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.75} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración mínimo de la cuenca, h.

L: Longitud del cauce, Km.

S: Pendiente del cauce principal

$$S_{cuenca} = \frac{H_1 - H_2}{L} \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde:

H1: Cota más alta de la cuenca, m

H2: Cota más baja de la cuenca, m

L: Longitud de la cuenca, m

Se estima que en términos generales el tiempo de concentración mínimo para cuencas urbanas no debe ser inferior a 15 minutos y en ningún caso menor que 10 minutos.

3.1.2 Intensidad de precipitación

Se tomará de la curva IDF de la estación meteorológica de Condega ubicada a 13° 22' 06" N y 86° 23' 48" W. Usando un tiempo de concentración mínimo de 10 minutos y un período de retorno de 25 años. El cálculo de la intensidad se hará con la ecuación 3 de Aparicio (1997).

$$I = \frac{K T^m}{d^n} \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde:

I: Intensidad, mm

T: Periodo de retorno, años

d: Duración, min

K,m,n: Constantes empíricas

3.1.3 Coeficiente de escorrentía (C)

No toda el agua lluvia precipitada llega al sistema del alcantarillado; parte se pierde por factores tales como evaporación, intercepción vegetal, detención superficial en cunetas, zanjas o depresiones, y por infiltración. De todos los factores anteriores, el de mayor importancia es el de infiltración, el cual es función de la impermeabilidad del terreno y es por esto que en algunos casos se le llama coeficiente de impermeabilidad. Uno de los métodos para encontrar el coeficiente se presenta en la ecuación 4:

$$C = U_s \times T_s \times P_t \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde:

U_s: Uso de suelos

T_s: Tipo de suelo

P_t: Pendiente de terreno

3.1.4 Caudal de diseño

Para el cálculo del caudal de diseño se usará el método racional, se presenta en la ecuación 5, para lo cual debe cumplirse que el área de captación sea menor a 200 ha (MTI-PAST-DANIDA, 2004, p.5).

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360} \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde:

Q: Caudal superficial, m³/s

C: Coeficiente de escorrentía (adimensional)

I: Intensidad promedio de la lluvia, mm/hr

A: Área de drenaje, ha

3.2 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico del punto crítico del proyecto fue facilitado por la empresa Arévalos Ingenieros Sociedad Anónima (AISA), con numero ruc: J0310000221421. El levantamiento cumple con los parámetros ya que el levantamiento fue amarrado a dos BM geodésicos autorizados por Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER).

3.3 Diseño de alcantarillas pluviales

3.3.1 Criterios de diseño

- Para la dimensión de las alcantarillas se adoptarán para un gasto con período de retorno de 25 años, (MTI-PAST-DANIDA, 2004, pág. 24).
- La pendiente mínima será aquella que produzca una velocidad no menor que 0.90 m/s que a su vez produzca una fuerza a la tracción de 1.5 Pa.
- La velocidad máxima es función del contenido de sedimentos y del material de la tubería como se indica en la siguiente tabla 5.

Tabla 5: Velocidad máxima y mínima según el tipo de material

Material de la tubería	Agua con sedimentos coloidales	Agua con fragmentos de arena y grava
Ladrillo común	3.0	2.0
Ladrillo vitrificado y grueso	5.00	3.3
Concreto de:	3.0	2.0
140 kg/cm ²	5.0	3.3
210 kg/cm ²	6.0	4.0
250 kg/cm ²	6.5	4.3
280 kg/cm ²	7.5	5
315 kg/cm ²		
Concreto reforzado mayor de 280 kg/cm ² y curado al vapor	10	6.6
Cloruro de polivinilo	10	10

Fuente: (Hernández, 2013, p.35).

- La carga hidráulica máxima de la caja para determinar el caudal que puede evacuar la estructura, se considera el nivel del agua al borde del muro del cabezal; se debe procurar un mínimo de 40 cm, arriba la rasante del nivel del agua.
- Por razones de mantenimiento, el diámetro mínimo será de 30 pulgadas o su equivalente en el sistema métrico (MTI-PAST-DANIDA, 2004, pág. 21).

3.3.2 Simulación con Hydraflow Express Autodesk® Civil 3D® de Autodesk, Inc.

Para el dimensionamiento de las dos alcantarillas ubicados en las estaciones 233+500 y 233+700 se hizo una simulación con Hydraflow Express. Las cotas y longitudes para la simulación hidráulica se obtuvieron del estudio topográfico.

El caudal de diseño se consideró con período de retorno de 25 años, obtenido con método racional, tomado a intensidad de precipitación de la estación meteorológica de Condega. Para la simulación se usaron caudales incrementales hasta llegar al caudal máximo, y los resultados se presentaron en tablas e ilustraciones.

Se dimensionó con tubo de concreto reforzado de 60" y caja de 2.5 m x 3 m, diseño según norma ASTM –C76, concreto Clase A $f'c$: 280 kg/cm², clase IV 3000 lb, carga máxima 15,000 ft/ft.

3.4 Presupuesto

El presupuesto fue elaborado de la siguiente manera:

- Los precios de materiales se tomaron de los costos promedios que se manejan en el mercado.
- La mano de obra se determinó basándose en las normas de rendimiento horario del master de costos vigente elaborado por el FISE.
- El costo total de una actividad es la sumatoria del costo de los materiales, la mano de obra, un 8% de la mano de obra para gastos de herramientas y equipo, más un 35% del costo directo adicional como costos indirectos.

4. Resultados

4.1 Determinación del caudal de diseño

Para calcular el caudal de diseño de las alcantarillas en las estaciones estudiadas, se delimitaron las dos microcuencas identificadas como MC1 con cierre en la estación 233 + 500 m y MC2 con cierre en la estación 233 + 700 m. La microcuenca MC1 tiene una superficie de 99.47 ha, mientras las microcuencas MC2 tiene un área 8.87 ha, las características morfométricas principales de ambas microcuencas se muestran en la tabla 6.

Tabla 6: Características morfométricas principales de las microcuencas

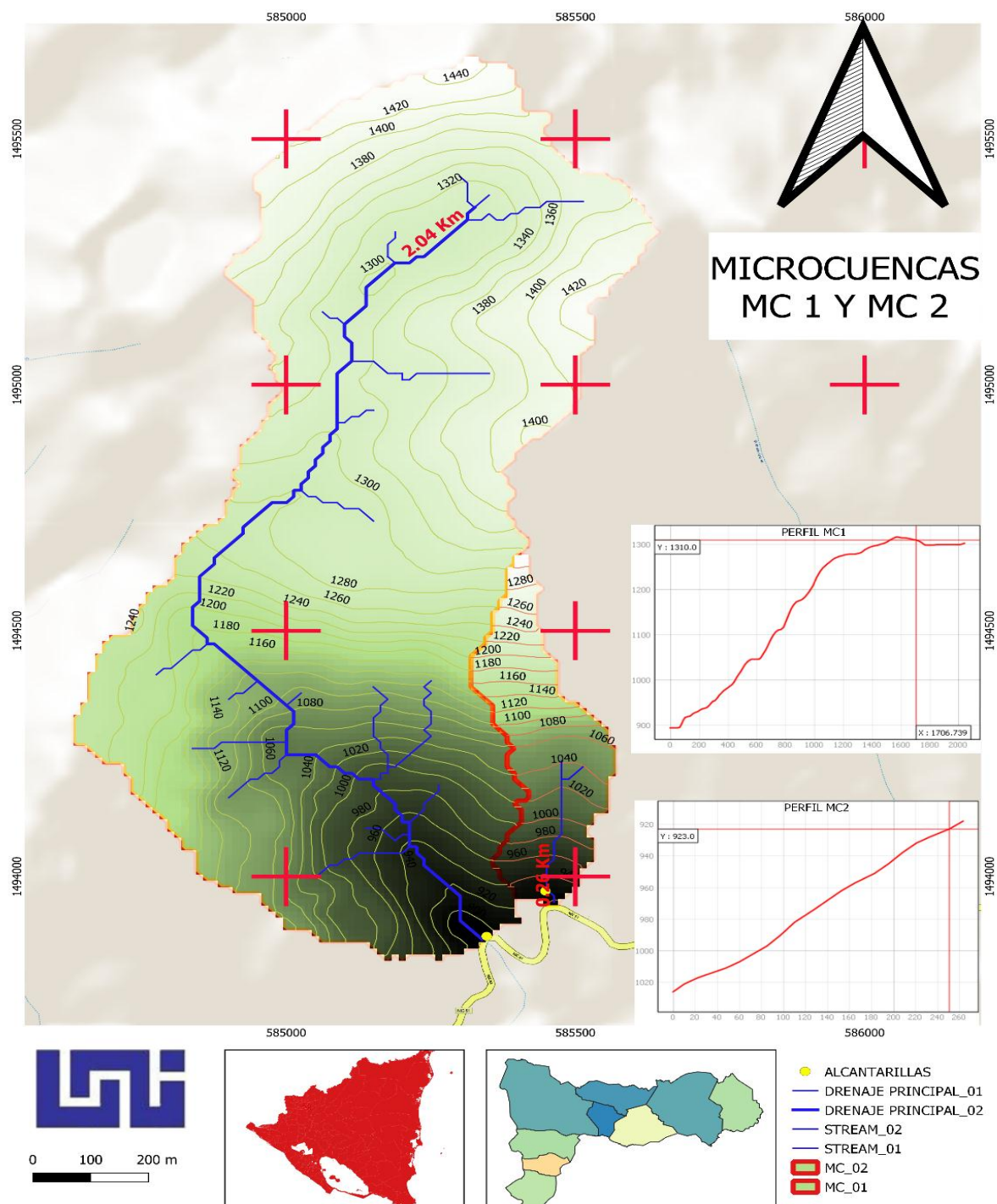
		Cotas (m) de las microcuencas		Longitud Km		Cotas (m) de drenajes principal			Longitud Km
ID	Áreas Ha	Máxima	Mínima	Perímetro	Cauce principal Km	Máxima	Mínima	S	Todos los Drenajes
MC1	99.465	1448	894	5.31	2.04	1299.97	894.47	0.199	4.37
MC2	8.867	1310	918	1.79	0.26	1026.64	919.74	0.411	0.35

Fuente: Elaboración propia

En el mapa 1, el cual describe las características topográficas de las dos microcuencas, las curvas de nivel demuestran que, en los terrenos próximos al cierre de las microcuencas, la pendiente aumenta hasta formar terrenos escarpados, como se observa en los perfiles presentados en el mapa 1.

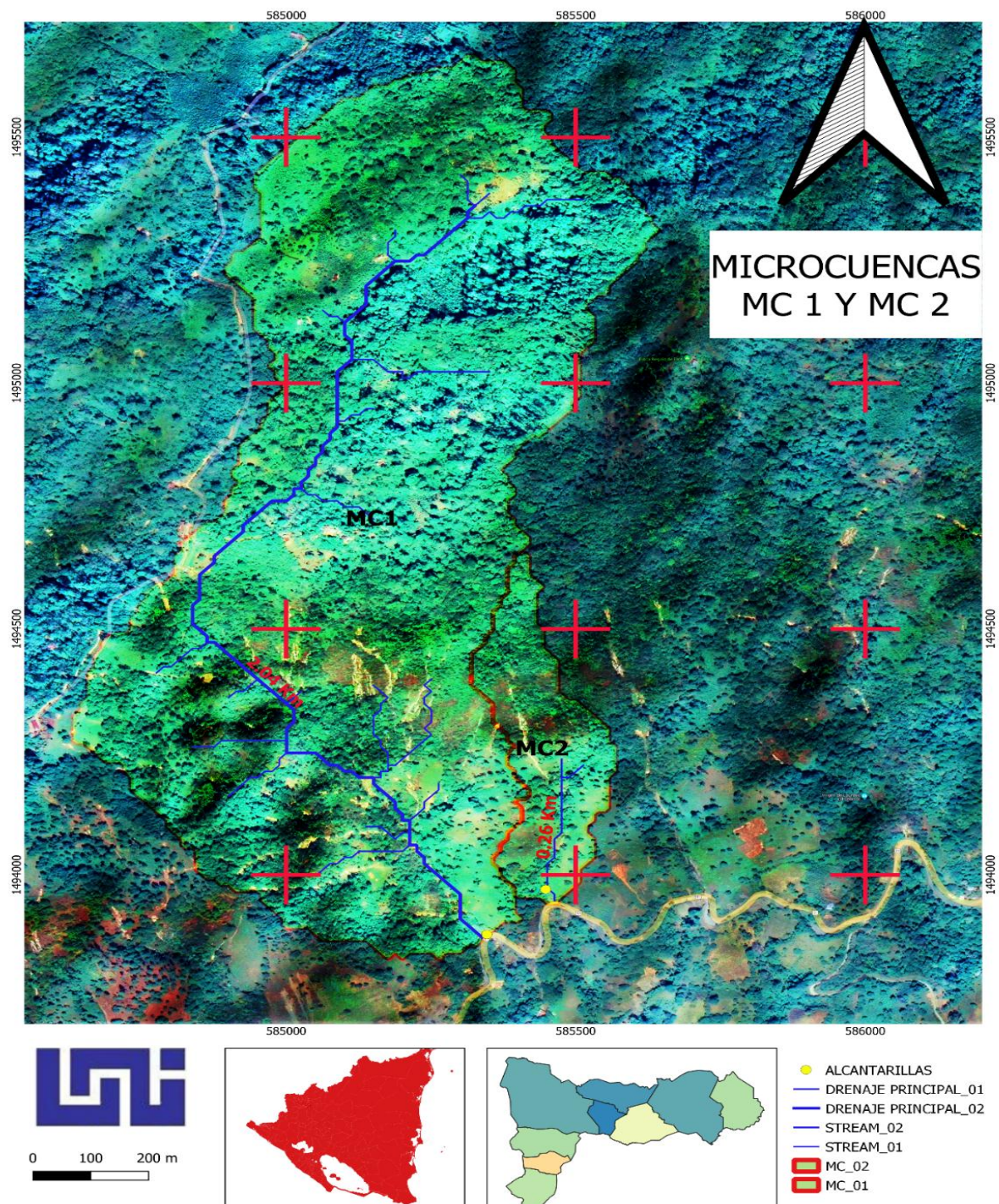
Tanto el topográfico mapa 1, como en la ortofoto mapa 2, se presenta la red de drenaje, en la cual se indica la longitud de cause principal de las dos microcuencas, siendo estas de 2.04 Km y 0.26 Km para las microcuencas MC1 y MC2 respectivamente.

Mapa 1: Mapa topográfico y límites de las dos microcuencas



Fuente: Elaboración propia

Mapa 2: Ortofoto de las microcuencas MC1 y MCE



Fuente: Elaboración propia

4.1.1 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración en las dos microcuencas se calculó con la ecuación 1 de California Colverts Practice, desarrolladas para cuencas pequeñas y montañosas. El tiempo (T_c) en la microcuenca MC2 fue de 41.4 min y en la microcuenca M2 fue de 7.8 min, los cálculos detallados se presentan en la tabla 7.

- **MC1**

$$t_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.75}$$

$$t_c = 0.3 \left(\frac{2.04}{0.199^{0.25}} \right)^{0.75} = 0.69 \text{ h} \times 60 = 41.4 \text{ min}$$

- **MC2**

$$t_c = 0.3 \left(\frac{0.26}{0.411^{0.25}} \right)^{0.75} = 0.13 \text{ h} \times 60 = 7.8 \text{ min}$$

Tabla 7: Tiempo de concentración en la MC1 y MC2

ID	Cauce principal Km	S	t (h)	t(min)
MC1	2.04	0.199	0.69	41.4
MC2	0.26	0.411	0.13	7.8

Fuente: Elaboración propia

4.1.2 Intensidad de la precipitación con diferentes períodos de retorno

La intensidad de precipitación se calculó con la ecuación 3, que se describe a continuación, las constantes empíricas de la estación 45050 Condega, con el método de Gumbel utilizadas en los cálculos se presentan en la tabla 8.

$$I = \frac{K T^m}{d^n}$$

A manera de ejemplo, utilizando los datos de la tabla 8, se muestra el cálculo para un tiempo de 5 min, con período de retorno de 100 años, del cual se obtuvo un resultado de 211.6 mm/h. Los resultados detallados se muestran en la tabla 9, así mismo las curvas IDF se muestran en el gráfico 1, en la cual se muestran curvas para períodos de retorno de 1.5, 2, 5, 10, 15, 25, 50 y 100 años.

$$I = \frac{313.97 \cdot 100^{0.1452}}{5^{0.575}} = 247.5 \text{ mm/h}$$

Tabla 8: Constantes empíricas para calcular la intensidad de precipitación estación 45050 Condega

K	313,971126
m	0,1452127
n	0,57502493

Fuente: Elaboración propia

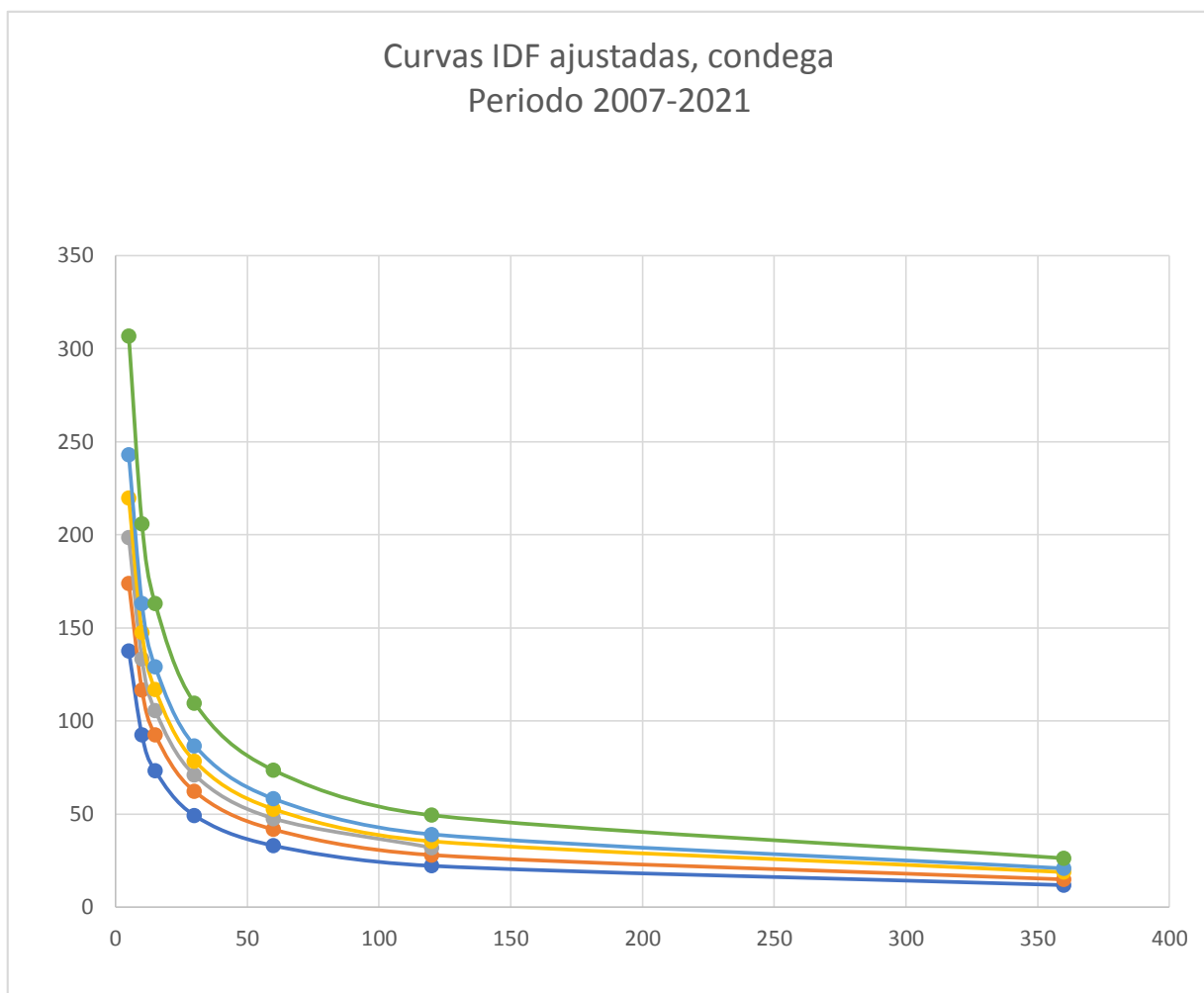
Tabla 9: Intensidad máxima (mm/h) de las precipitaciones estación 45050 Condega

Años	5	10	15	30	60	120	360
2	137,62	92,38	73,17	49,12	32,97	22,13	11,77
10	173,85	116,7	92,43	62,05	41,65	27,96	14,86
25	198,59	133,31	105,59	70,88	47,58	31,94	16,98
50	219,62	147,43	116,77	78,38	52,62	35,32	18,78
100	242,88	163,04	129,13	86,68	58,19	39,06	20,77
500	306,82	205,96	163,13	109,5	73,51	49,34	26,23

Línea en color rojo es el período de retorno recomendado para alcantarillas.

Fuente: INETER

Gráfico1: Curvas de intensidad duración frecuencia estación 45050 Condega



Fuente: Elaboración propia basados en datos de INETER

4.1.3 Uso de suelos y coeficientes de escorrentía

En la tabla 6 se muestran las áreas de las microcuencas MC1 y MC2 por tipo de uso de suelo, así como los coeficientes de escorrentía con períodos de retorno de 25 años, tomados de los coeficientes de escurrimientos propuestos Chow et al (1988). Los coeficientes ponderados fueron de 0.46 y 0.48 para las microcuencas MC1 y MC2 respectivamente.

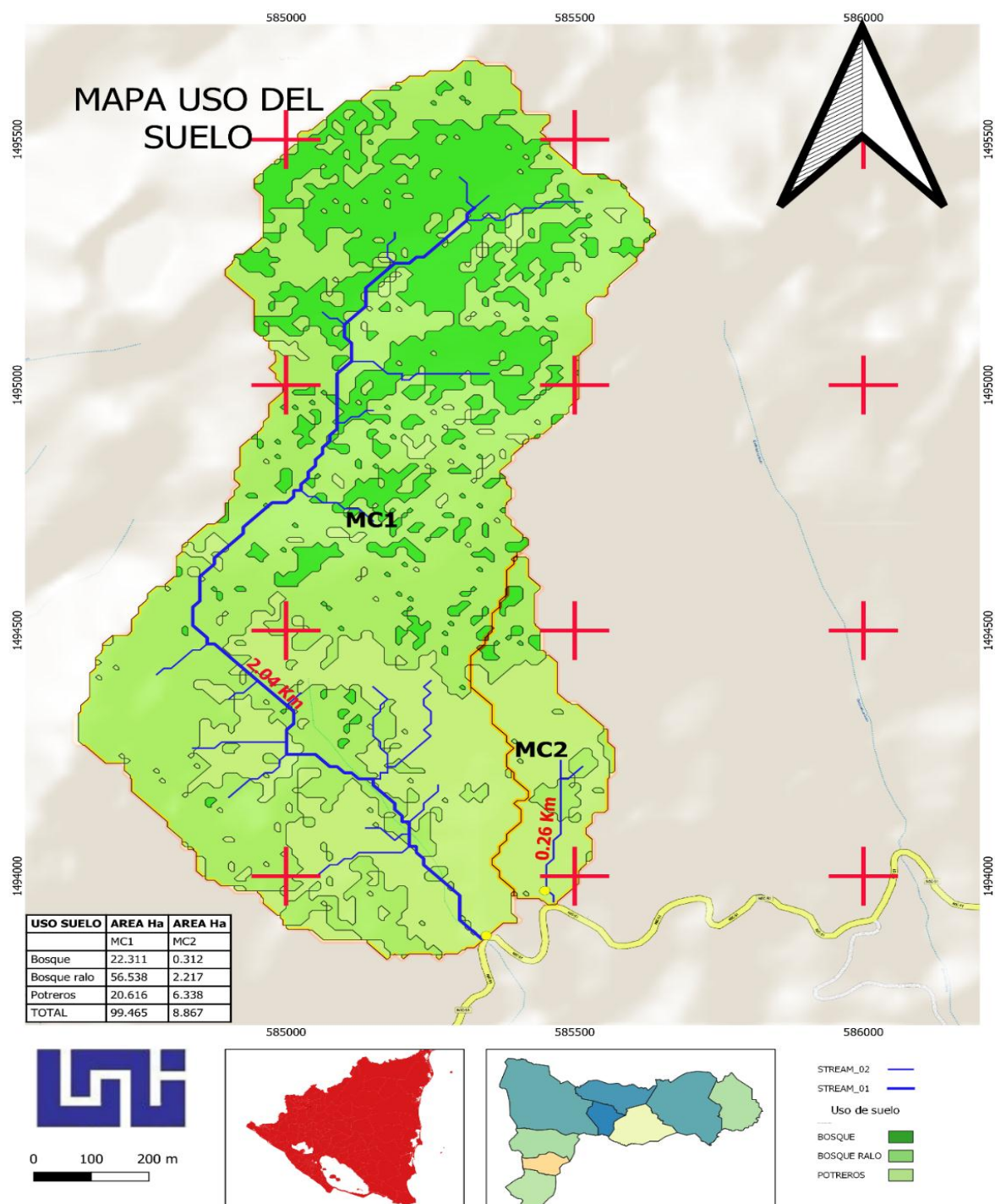
Tabla 10: Áreas de uso de suelo en la MC1 y MC2 con coeficientes de escurrimiento

USO SUELO	AREA Ha	Coeficiente de escurrimiento 25 años de retorno	
	MC1	C	CP
Bosque	22.311	0.45	0.1
Bosque ralo	56.538	0.46	0.26
Potrerros	20.616	0.48	0.1
Total	99.465		0.46
	MC2	C	CP
Bosque	0.312	0.45	0.02
Bosque ralo	2.217	0.46	0.12
Potrerros	6.338	0.48	0.34
Total	8.867		0.48

Fuente: Elaboración propia

En el mapa 3, se presenta la distribución del uso de suelos de las microcuencas MC1 y MC2, siendo la microcuenca MC1 la que tiene la mayor superficie con valor de 99.47 ha y la microcuenca MC2 con 8.867 es la más pequeña. Se observa en la primera microcuenca que los suelos con bosque ralo o matorral son los de mayor extensión alcanzando 56.34 ha, mientras en la segunda predominan los pastos naturales con un área de 6.34 ha.

Mapa 3: Mapa de uso de suelos en la MC1 y MC2



Fuente: Elaboración propia

4.1.4 Caudales máximos

Según SNIP (2017), para el diseño de obras en camino vecinales, entre las que se incluyen alcantarillas, se establece como criterio un período retorno de 25 años; por tanto, conociendo las superficies y coeficientes de escurrimiento de las dos microcuencas estudiadas (MC1 Y MC2) y descritas en los mapas 2,3 y 4, se procedió a calcular la intensidad de la precipitación con la probabilidad antes indicada.

También debido a que las áreas de las dos microcuencas son de 99.57 ha y 8.87 ha respectivamente, las cuales son menores a 200 ha, se adoptó para el cálculo de caudales máximos el método racional, que es un procedimiento recomendado SNIP (2017) y por MTI – PAT- DANIDA (2004). Por tanto, aplicando la ecuación 4, se obtuvieron los caudales máximos que llegarían al punto de cierre de las microcuencas localizados en las estaciones 233 + 500 m y 233 + 700 m.

De las curvas IDF descritas en el gráfico 1, considerando un tiempo de concentración de 41.4 min en la MC1, se obtuvo una intensidad de 58.59 mm/h para un período de retorno de 25 años; Por otra parte, el tiempo de concentración de la MC2 fue de 7.8 min, resultando una intensidad de 153.78 mm/h con período de retorno de 25 años. A continuación, se presentan los cálculos.

- **Caudal máximo de la microcuenca MC1**

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$
$$Q = \frac{0.46 \times 58.59 \frac{mm}{h} \times 99.47 ha}{360} = 7.446 m^3/s$$

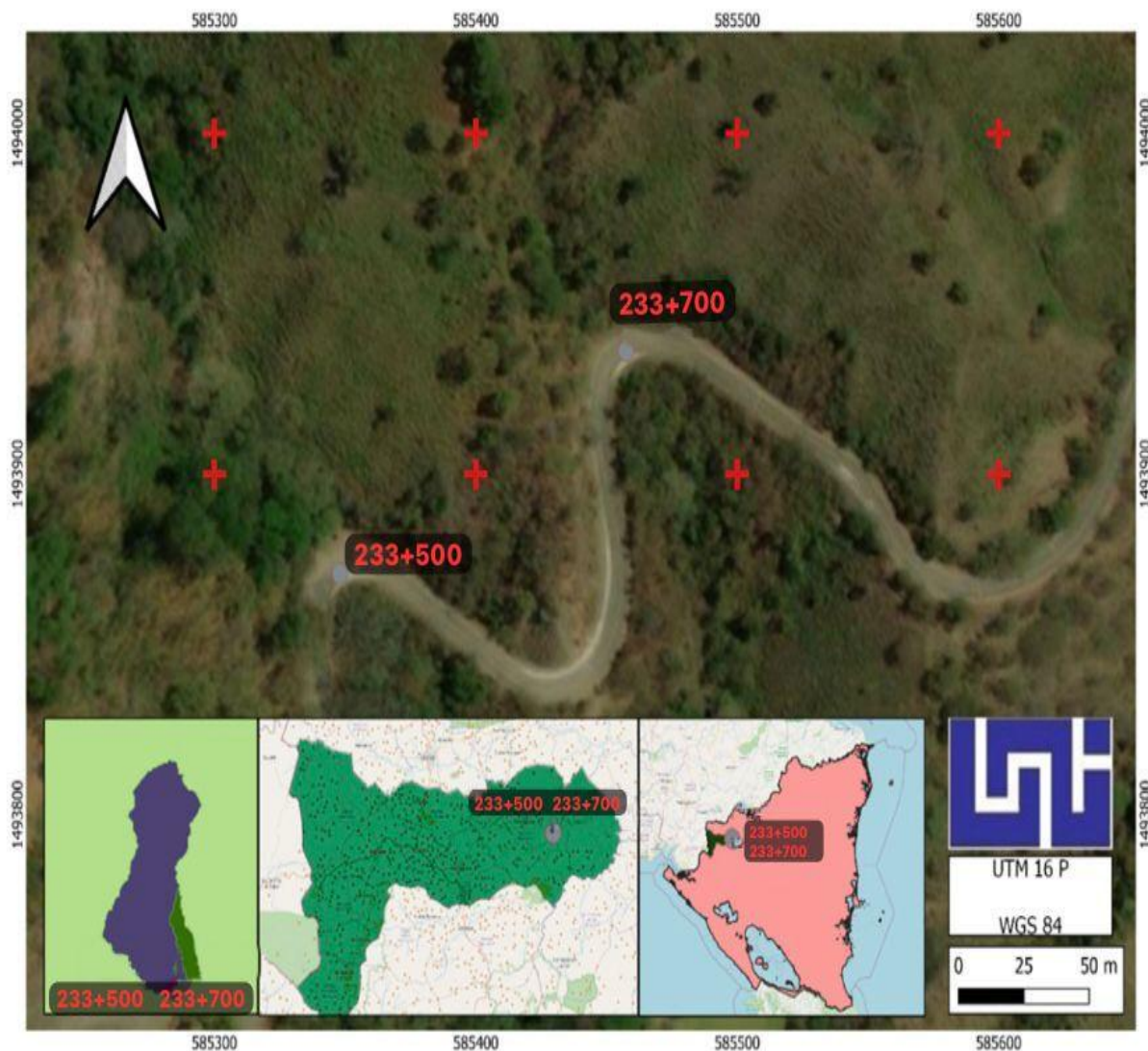
- **Caudal máximo de la microcuenca MC2**

$$Q = \frac{0.48 \times 153.78 \frac{mm}{h} \times 8.87 ha}{360} = 1.81 m^3/s$$

4.2 Diagnóstico de las físico-estructura del drenaje pluvial existente

Se realizó la visita de campo en los sitios indicados en el mapa 4, se midieron los diámetros de las alcantarillas en las estaciones 233 + 500 y 233 + 700. Con los datos tomados de campo se calculó la capacidad de las alcantarillas en cada estación donde se ubican.

Mapa 3: Ubicación de las alcantarillas

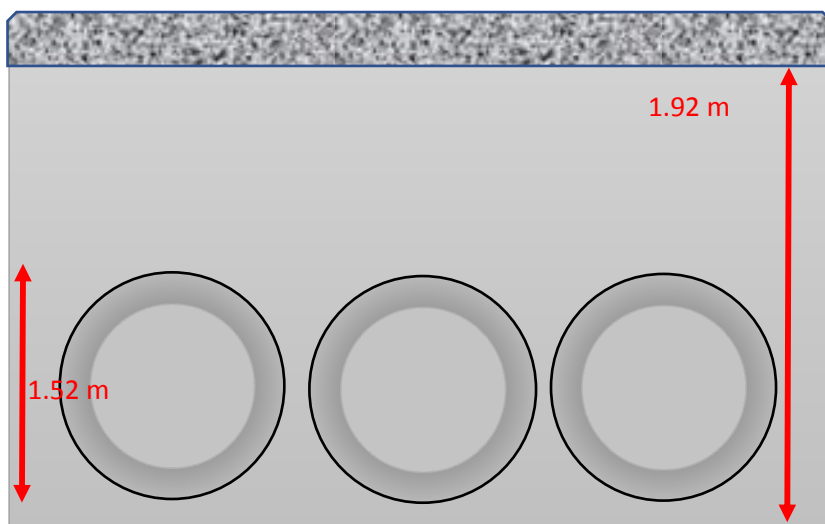


Fuente: Elaboración propia

4.2.1 Capacidad de las alcantarillas en la estación 233 + 500

En este sitio, ubicado en el cierre de la MC1, se colocaron tres líneas de alcantarillas de 60" con diámetro DI= 1.52 m y altura (He) de 1.92 m (ilustración 1). La relación He/D fue de 1.26, con este valor se calculó la capacidad de las alcantarillas utilizando en nomograma FHWA, HDS 5. 1998 descrita en el anexo 4.7.4, obteniendo un caudal 4.6 m³/s por línea de alcantarillas, por tanto, debido a que hay tres líneas la capacidad total fue de 13.8 m³/s, valor superior al máximo de la MC1 el cual fue de 7.446 m³/s con período de retorno de 25 años.

Ilustración 1: Alcantarilla 60" existente antes del proyecto 233+500



Fuente: elaboración propia

Se simuló la alcantarilla de 60", se basó con un caudal máximo de 13.8 m³.s, los resultados se muestran en la tabla 11.

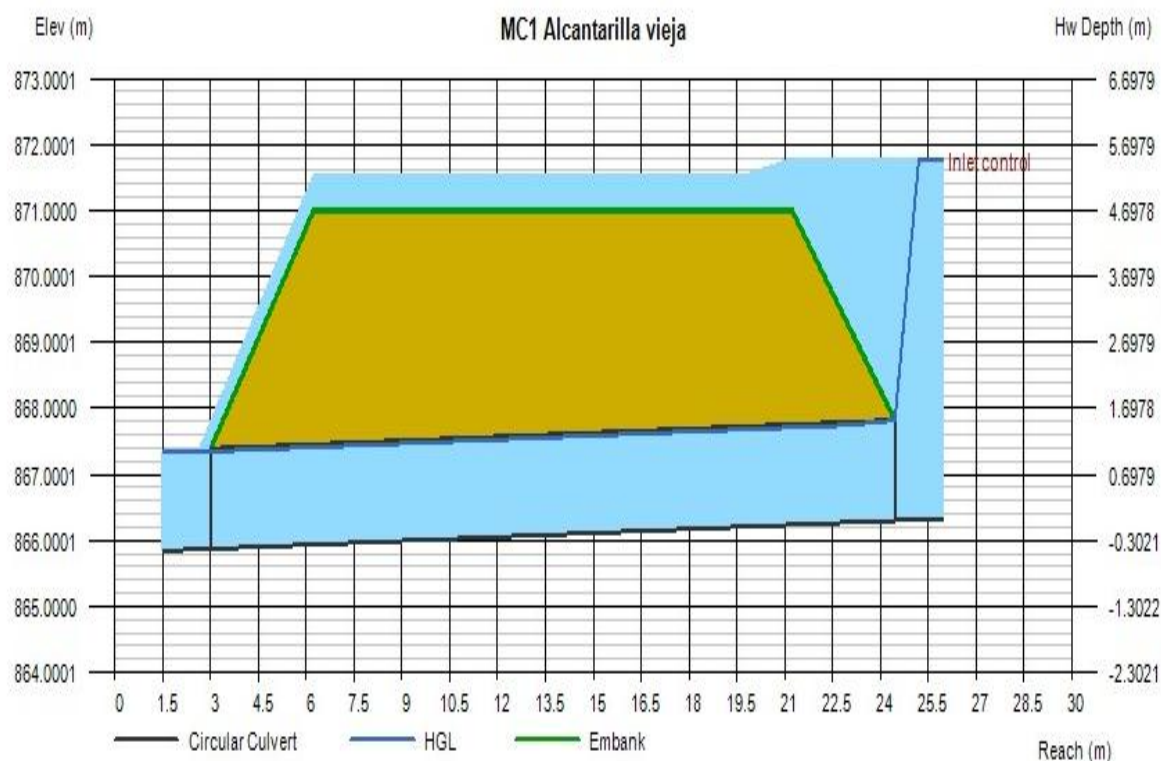
La relación Hw/D fue aumentando hasta superar la altura del diámetro de la alcantarilla, lo que se observa en la ilustración 2.

Tabla 11: Resultados de la simulación hidráulica alcantarilla 60"

Q		Veloc			Depth		HGL			
Total	Pipe	Over	Dn	Up	Dn	Up	Dn	Up	Hw	Hw/D
m3/s	m3/s	m3/s	m/s	m/s	mm	mm	M	m	m	
1.3800	1.3800	0	3.5965	2.0921	401.7615	595.7590	866.2747	866.8979	867.1246	0.5411
2.7600	2.7600	0	2.6216	2.6215	855.9849	855.9849	866.7289	867.1581	867.5679	0.8327
4.1400	4.1400	0	3.0766	3.0766	1056.0840	1056.0840	866.9291	867.3583	867.9932	1.1125
5.5200	5.5200	0	3.5485	3.5485	1215.4790	1215.4790	867.0884	867.5176	868.5137	1.4549
6.9000	6.9000	0	4.0871	4.0872	1334.5420	1334.5420	867.2075	867.6367	869.1934	1.9021
8.2800	8.2800	0	4.7104	4.7104	1412.3790	1412.3790	867.2853	867.7145	870.0242	2.4487
9.6600	9.6600	0	5.3992	5.3991	1457.3990	1457.3990	867.3304	867.7596	871.0059	3.0946
11.0400	10.0790	0.9610	5.6166	5.6166	1466.5520	1466.5520	867.3395	867.7687	871.3339	3.3104
12.4200	10.3494	2.0706	5.7584	5.7584	1471.6120	1471.6120	867.3446	867.7738	871.5529	3.4544
11.0400	10.0790	0.9610	5.6166	5.6166	1466.5520	1466.5520	867.3395	867.7687	871.3339	3.3104
12.4200	10.3494	2.0706	5.7584	5.7584	1471.6120	1471.6120	867.3446	867.7738	871.5529	3.4544
13.8000	10.5759	3.2241	5.8779	5.8789	1475.4080	1475.4080	867.3484	867.7776	871.7409	3.5781

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 2: Flujo en alcantarilla con caudal de 13.8 m³/s



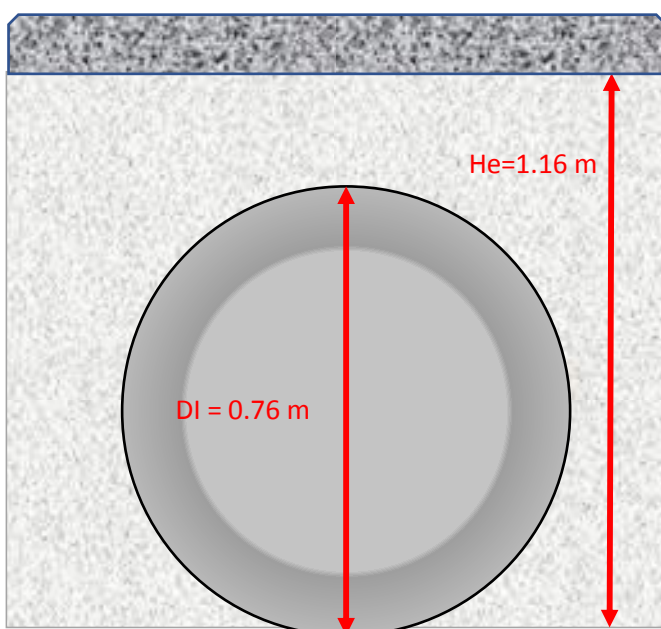
Fuente: Elaboración propia

No obstante, en entrevista con los habitantes del lugar más cercano se pudo conocer que las alcantarillas con mucha frecuencia cuando ocurren tormentas fuertes se obstruyen con rocas de diámetros mayores a las de la alcantarilla, lo que provoca frecuentes desbordes de cauce de la quebrada afectando la capa de rodamiento de la carretera. Para resolver dicha problemática proponemos una alcantarilla caja rectangular de 2.5 m x 3.0 m, con esta alcantarilla se resolverá el problema antes mencionado. MTI-PAST-DANIDA (2004), recomienda que se use tubos individuales de gran diámetro o un cajón de concreto en vez de varios tubos de menor diámetro para minimizar potenciales taponamientos.

4.2.2 Capacidad de las alcantarillas en la estación 233 + 700

En este sitio ubicado en el cierre de la MC2, se colocó una línea de alcantarillas con diámetro 30" con $DI=0.76$ m y altura (H_e) de 1.16 m (ilustración 3). La relación H_e/D fue de 1.53, con este valor se calculó la capacidad de las alcantarillas utilizando en nomograma FHWA, HDS 5. 1998 descrita en el anexo IV, obteniendo un caudal $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual es inferior al caudal máximo para la microcuenca MC2, cuyo valor es de $1.81 \text{ m}^3/\text{s}$ con período de retorno de 25 años.

Ilustración 3: Alcantarilla de 30" existente antes del proyecto 233+700



Fuente: Elaboración propia

Se simuló la alcantarilla de 30", se basó con un caudal máximo de $1 \text{ m}^3/\text{s}$, los resultados se muestran en la tabla 12.

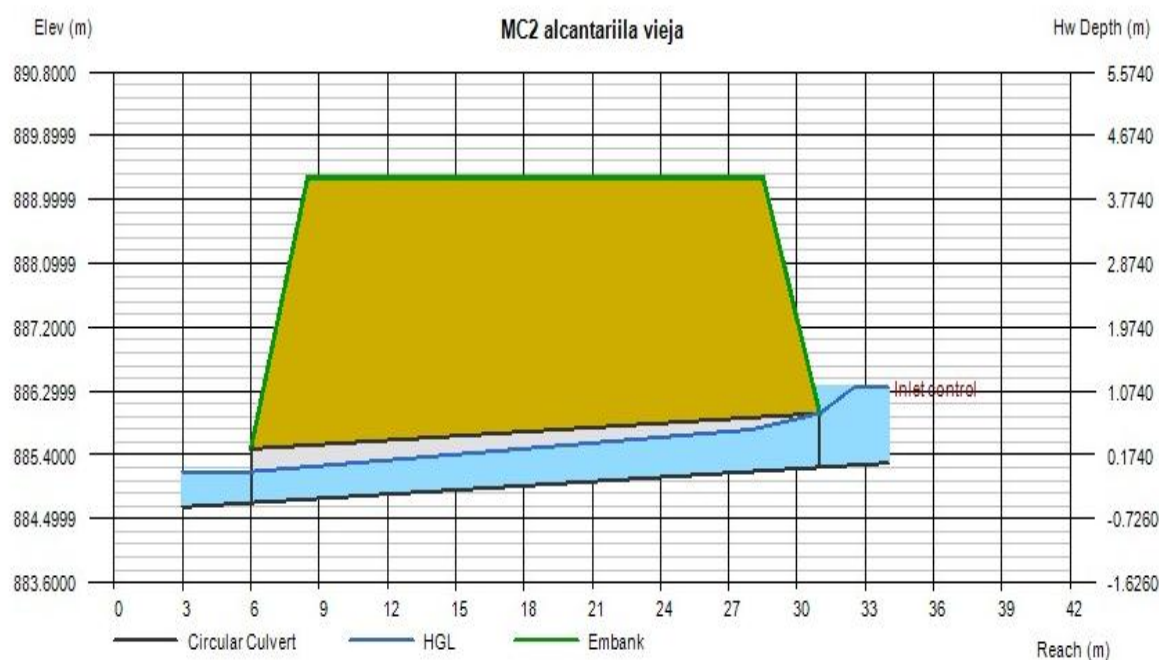
La relación H_w/D fue aumentando hasta superar la altura del diámetro de la alcantarilla, lo que se observa en la ilustración 4.

Tabla 12: Resultados de la simulación hidráulica alcantarilla 30"

Q			Veloc		Depth		HGL			
Total	Pipe	Over	Dn	Up	Dn	Up	Dn	Up	Hw	Hw/D
(cms)	(cms)	(cms)	(m/s)	(m/s)	(mm)	(mm)	m	m	m	
0.2000	0.2000	0.0000	2.5397	1.3942	174.6498	266.7092	884.9006	885.4947	885.5925	0.4823
0.4000	0.4000	0.0000	2.9983	1.7300	254.7937	385.7625	884.9808	885.6118	885.7818	0.7314
0.6000	0.6000	0.0000	3.2679	2.0026	322.8826	476.8453	885.0489	885.7028	885.9560	0.9606
0.8000	0.8000	0.0000	3.5082	2.2653	381.5953	552.3011	885.1076	885.7783	886.1337	1.1944
1.0000	1.0000	0.0000	3.6709	2.5440	440.2326	614.6602	885.1662	885.8408	886.3621	1.4949

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 4: Flujo en alcantarilla con caudal de 1 m³/s



Fuente: Elaboración propia

Al igual que en caso anterior, los habitantes del lugar mencionan que las alcantarillas con mucha frecuencia desbordan el cauce de la quebrada, afectando la capa de rodamiento de la carretera y muchas veces afectando en tránsito vehicular.

4.3 Diseño hidráulico del sistema de drenaje con alcantarillas

Para el dimensionamiento de las dos alcantarillas ubicados en las estaciones 233+500 y 233+700 se hizo una simulación con Hydraflow Express, que es una aplicación de Autodesk® Civil 3D® de Autodesk, Inc.

4.3.1 Simulación de la alcantarilla 233+500

La simulación de la alcantarilla caja rectangular de 2.5 m x 3 m se basó en el caudal máximo 7.446 m³/s con período de retorno de 25 años. Para el análisis de la simulación se incluyó valores con incrementos de 0 m³/s hasta 0.7450 m³/s, los resultados se muestran en la tabla 13.

Se observó en la mencionada tabla un tirante mínimo aguas abajo y aguas arriba de 124.9412 mm y 208.5082 mm respectivamente para un caudal de 7.446 m³/s. Así mismo, se notó un tirante máximo aguas abajo y aguas arriba de 655.2902 mm y 966.4898 mm respectivamente para un caudal máximo de 7.446 m³/s.

Los tirantes aguas arriba fueron críticos, mientras que aguas abajo los tirantes fueron supercríticos, con el máximo caudal de 7.446 m³/s, las velocidades se fueron de 3.0833 m/s y 4.5474 m/s para las secciones aguas arriba y aguas abajo respectivamente.

Con máximo caudal la energía varió con altura (HGL) de 867.7639 m a 866.5283 m con pérdida de 1.24 m entre la entrada y salida de la caja. Los valores de tirantes y alturas de energía para el caudal de diseño se indican con color rojo en tabla 13 y en la depresión de la Hw mostrada en la ilustración 5.

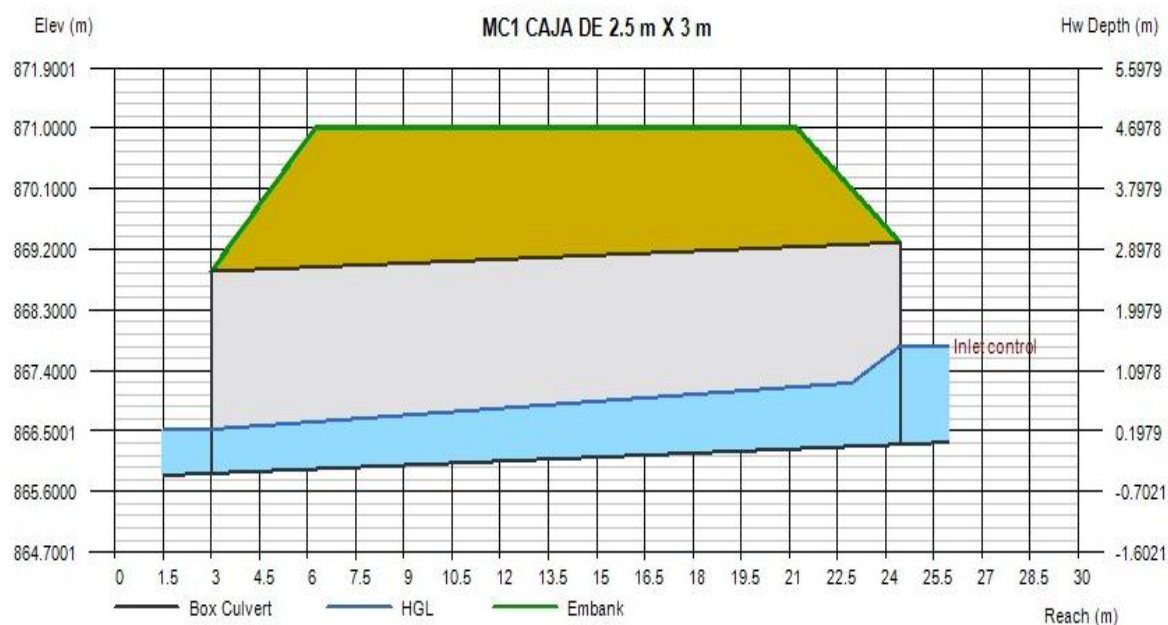
Así mismo, la relación Hw/D fue menor que 1 en todos casos, por lo que el flujo siempre estará a una altura inferior al diámetro de la caja, lo que se observa en la ilustración 5, creada para el máximo caudal de 7.446 m³/s.

Tabla 13: Resultados de la simulación hidráulica caja alcantarilla 2.5 m x 3 m

Q			Veloc		Depth		HGL			
Total	Pipe	Over	Dn	Up	Dn	Up	Dn	Up	Hw	Hw/D
(cms)	(cms)	(cms)	(m/s)	(m/s)	(mm)	(mm)	m	m	m	
0.7450	0.7450	0.0000	2.3846	1.4292	124.9412	208.5082	865.9979	866.5107	866.6168	0.1049
1.4900	1.4900	0.0000	3.0553	1.8010	195.0393	330.9193	866.0680	866.6331	866.8018	0.1665
2.2350	2.2350	0.0000	3.3713	2.0625	265.2117	433.4619	866.1382	866.7357	866.9570	0.2183
2.9800	2.9800	0.0000	3.6549	2.2705	326.1568	524.9912	866.1991	866.8271	867.0955	0.2644
3.7250	3.7250	0.0000	3.8492	2.4460	387.1020	609.1535	866.2601	866.9113	887.2228	0.3069
4.4700	4.4700	0.0000	4.0456	2.5995	441.9451	687.8091	866.3149	866.9966	867.3417	0.3465
5.2150	5.2150	0.0000	4.1730	2.7370	499.8393	762.1488	866.3728	867.0643	867.4543	0.3841
5.9600	5.9600	0.0000	4.3213	2.8620	551.7059	832.9910	866.4247	867.1352	867.5617	0.4198
6.7050	6.7050	0.0000	4.4217	2.9757	606.5490	901.0054	866.4795	867.2032	867.6646	0.4541
7.4500	7.4500	0.0000	4.5474	3.0833	655.2902	966.4898	866.5283	867.2687	867.7639	0.4872

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 5: Flujo en alcantarilla con caudal de 7.4500 m³/s



Fuente: Elaboración propia

4.3.2 Simulación de la alcantarilla 233+700

La simulación de la alcantarilla de sección circular 60" con diámetro interno de 1.52 m se basó en el caudal máximo 1.81 m³/s con período de retorno de 25 años. El análisis, se hizo con rangos de caudales crecientes de 0.1810 m³/s, hasta alcanzar un caudal de 1.81 m³/s, los resultados se describen en la tabla 14.

Se observó en la tabla antes descrita un tirante mínimo aguas abajo y aguas arriba de 141.4611 mm y 210.4430 mm respectivamente para un caudal de 1.81 m³/s. Así mismo, se notó un tirante máximo aguas abajo y aguas arriba de 474.0176 mm y 686.5441 mm respectivamente para un caudal máximo de 1.81 m³/s.

Los tirantes aguas arriba fueron críticos, mientras que aguas abajo los tirantes fueron supercríticos; así mismo con el máximo caudal de 1.81 m³/s las velocidades de fueron de 2.2744 m/s y 3.7468 m/s para las secciones aguas arriba y aguas abajo respectivamente.

Con máximo caudal la energía varió con altura (HGL) de 886.1931 m a 885.2000 m con pérdida de 0.9931 m entre la entrada y salida de la alcantarilla de 60". Los valores de tirantes y alturas de energía para el caudal de diseño se indican con color rojo en tabla 14, así mismo la depresión de Hw que muestra la pérdida de energía se presenta la ilustración 6.

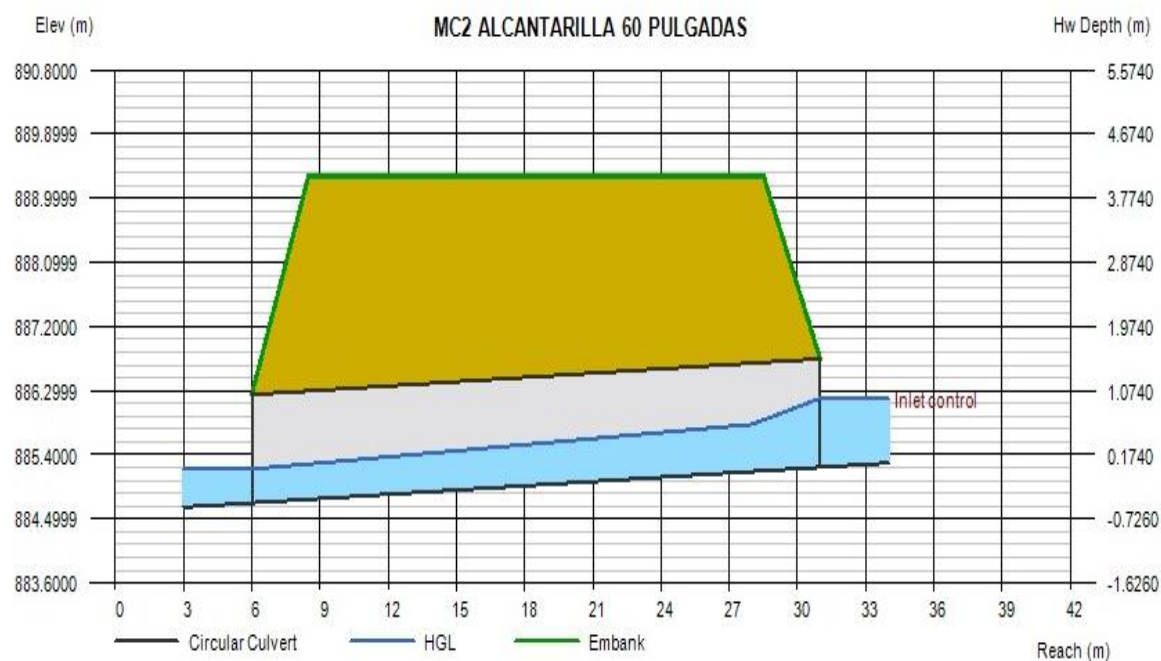
Además, la relación Hw/D fue menor que 1 en todos casos, por lo que el flujo siempre estará a una altura inferior al diámetro de la alcantarilla, lo que se observa en la ilustración 6, creada para el máximo caudal de 1.81 m³/s.

Tabla 14: Resultados de la simulación hidráulica alcantarilla 60" diámetro.

Q		Veloc			Depth		HGL			
Total	Pipe	Over	Dn	Up	Dn	Up	Dn	Up	Hw	Hw/D
(cms)	(cms)	(cms)	(m/s)	(m/s)	(mm)	(mm)	m	m	m	
0.1810	0.1810	0.0000	2.1302	1.1913	141.4611	210.4430	884.8674	885.4364	885.4940	0.1763
0.3620	0.3620	0.0000	2.5892	1.4329	198.7600	299.2934	884.9247	885.5253	885.6160	0.2566
0.5430	0.5430	0.0000	2.8787	1.6010	244.3014	268.1264	884.9703	885.5941	885.7125	0.3201
0.7240	0.7240	0.0000	3.0800	1.7337	284.6338	426.8391	885.0106	885.6528	885.7961	0.3751
0.9050	0.9050	0.0000	3.2407	1.8467	321.0222	478.9289	885.0470	885.7049	885.8716	0.4248
1.0860	1.0860	0.0000	3.3599	1.9479	355.7736	526.1074	885.0818	885.7521	885.9420	0.4711
1.2670	1.2670	0.0000	3.5044	2.0389	385.1672	569.9373	885.1111	885.7959	886.0084	0.5148
1.4480	1.4480	0.0000	3.5624	2.1222	418.635	611.0139	885.1447	885.8370	886.0720	0.5556
1.6290	1.6290	0.0000	3.6683	2.2012	446.1123	649.5604	885.1721	885.8755	886.1334	0.5970
1.8100	1.8100	0.0000	3.7468	2.2744	474.0176	686.5441	885.2000	885.9125	886.1931	0.6363

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 6: Flujo en alcantarilla de 60" con caudal máximo de 1.81 m³/s



Fuente: Elaboración propia

4.3.3 Simulación de la alcantarilla 233+500 con caudales máximos de los huracanes ETA e IOTA

Esta simulación se hizo con el objetivo de analizar el caudal máximo en la alcantarilla antes mencionada lo cual nos dio como resultado que el diseño es suficiente hidráulicamente, teniendo en cuenta los valores de las intensidades máximas que causaron los huracanes Eta, Iota. Los resultados se muestran en la tabla 15.

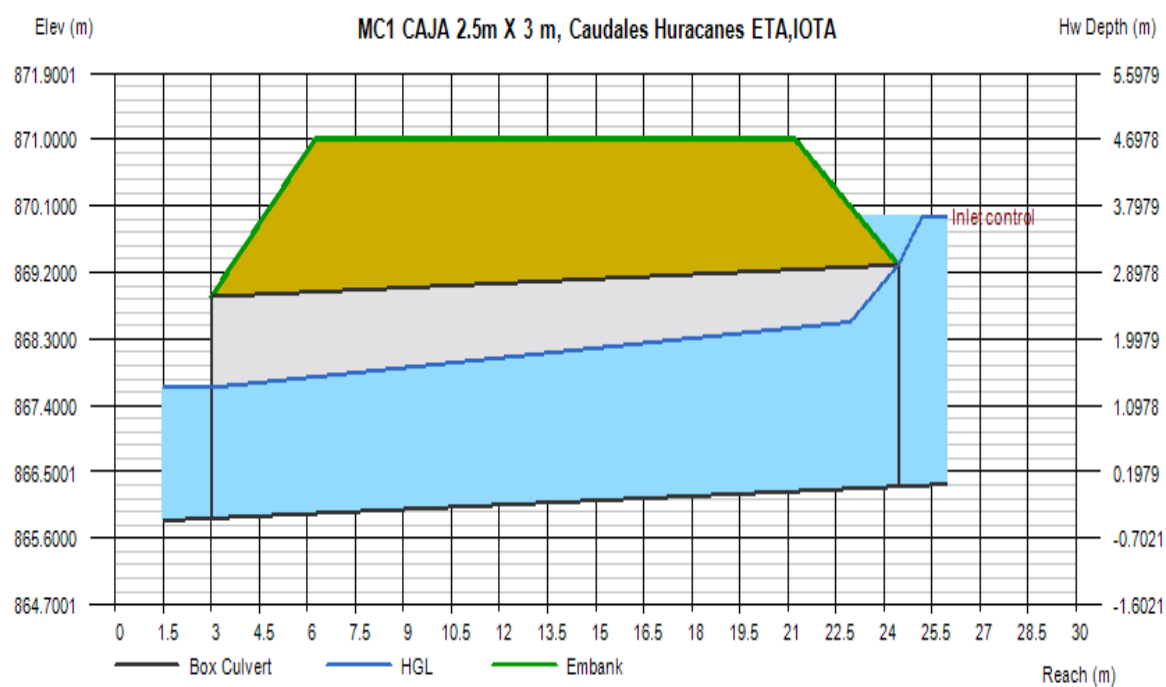
Los caudales máximos del MC1 fueron de 27.28 m³/s, se simuló el caudal con intervalos de 2.7820, mostrada en la ilustración 7.

Tabla 15: Resultados de la simulación hidráulica con caudal máximo de 27.28 m³/s

Total (cms)	Pipe (cms)	Over (cms)	Dn (m/s)	Up (m/s)	Dn (mm)	Up (mm)	Dn m	Up m	Hw m	Hw/D
2.7280	2.7280	0	3.5446	2.2044	307.8510	495.0023	866.1808	866.7972	867.0500	0.2493
5.4560	5.4560	0	4.2367	2.7786	515.0941	785.4404	866.3881	867.0876	867.4896	0.3958
8.1840	8.1840	0	4.6494	3.1816	704.1058	1028.9230	866.5771	867.8583	867.8583	0.5187
10.9920	10.9920	0	4.9551	3.5024	880.8392	1246.2120	866.7538	867.5484	868.1876	0.6285
13.6400	13.6400	0	5.2340	3.7735	1042.3920	1445.8650	866.9153	867.7480	868.4901	0.7293
16.3680	16.3680	0	5.4518	4.0103	1200.8940	1632.5700	867.0739	868.9348	868.7730	0.8236
19.0960	19.0960	0	5.6442	4.2224	1353.2940	1809.0060	867.2263	868.1112	869.0406	0.9128
21.8240	21.8240	0	5.8330	4.4148	1496.5410	1977.3300	867.3695	868.2795	869.2957	0.9978
24.5520	24.5520	0	6.0000	4.5920	1636.8120	2138.6600	867.5098	868.4409	869.8115	1.1698
27.2800	27.2800	0	6.1618	4.7565	1770.9060	2294.1110	867.6439	868.5963	869.9591	1.2190

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 7: MC1 caja 2.5 m x 3 m



Fuente: Elaboración propia

4.3.4 Simulación de la alcantarilla 233+700 con caudales máximos de los huracanes ETA e IOTA

Esta simulación se hizo con el objetivo de analizar el caudal máximo en la alcantarilla antes mencionada lo cual nos dio como resultado que el diseño es suficiente hidráulicamente, teniendo en cuenta los valores de las intensidades máximas que causaron los huracanes Eta, Iota. Los resultados se muestran en la tabla 16.

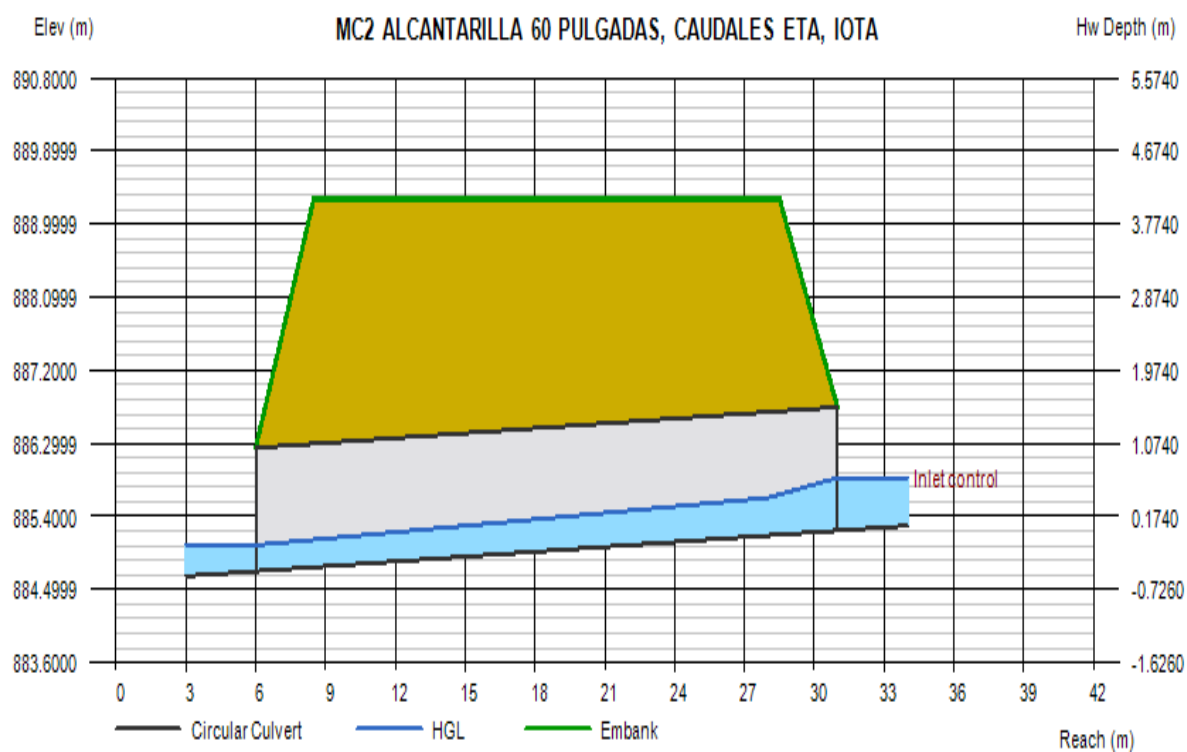
Los caudales máximos del MC2 fueron de 1.0170 m³/s, se simuló el caudal con intervalos de 0.1017, mostrada en la ilustración 8.

Tabla 16: Resultados de la simulación hidráulica con caudal máximo de 1.0170 m³/s

Total (cms)	Pipe (cms)	Over (cms)	Dn (m/s)	Up (m/s)	Dn (mm)	Up (mm)	Dn m	Up m	Hw m	Hw/D
0.1017	0.1017	0	1.7781	1.0264	108.1236	157.0881	884.8341	885.3831	885.4217	0.1288
0.2034	0.2034	0	2.1873	1.2291	150.3908	223.1678	884.8764	885.4492	885.5114	0.1878
0.3051	0.3051	0	2.4492	1.3685	183.6539	274.2902	884.9097	885.5002	885.5815	0.2339
0.4068	0.4068	0	2.6535	1.4789	211.7824	317.5992	884.9377	885.5436	885.6416	0.2735
0.5085	0.5085	0	2.8344	1.5711	235.9670	356.1457	884.9620	885.5822	885.6953	0.3088
0.6102	0.6102	0	2.9829	1.6535	258.4400	390.8227	884.9844	885.6168	885.7446	0.3412
0.7119	0.7119	0	3.0743	1.7258	281.6572	423.1183	885.0076	885.6491	885.7908	0.3716
0.8136	0.8136	0	3.1699	1.7913	302.6420	453.4049	885.0286	885.6794	885.8343	0.4002
0.9153	0.9153	0	3.2775	1.8527	321.0222	481.7566	885.0470	885.7078	885.8759	0.4276

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 8: MC2 alcantarilla 60”



Fuente: Elaboracion propia

4.4 Estimación del costo de la inversión y tiempo de duración de proyecto

Para calcular el costo de la inversión se utilizó la metodología FISE, basado en los costos maestros 2022 que es más reciente publicado. Las cantidades de obras se estimaron de los planos constructivos ver anexo 4.7.5.

4.4.1 Elaboración del presupuesto

En la tabla 17 se presenta el resumen de las 4 etapas en que se realizarán las operaciones de construcción de alcantarilla y caja para mejorar el sistema de drenaje en las estaciones 233+500 y 233+700, en la carretera Telpaneca a San Juan del Río Coco.

El costo total asciende a C\$ 6,927,395.72, donde la rehabilitación de las obras horizontes carpeta de rodamiento fue el mayor costo con C\$ 3,221,895.09, seguido de las Caja de concreto 2.5m x 3 m para drenaje con C\$ 2,663,675.96 y el drenaje menor con tubo de concreto 60" que se calculó en 1,024,499.93. El menor costo observado fue el de preliminares con 17,324.73, lo que se debe que el área de construcción estaba bastante limpia.

Tabla 17: Resumen del presupuesto de la obra

ETAPA	DESCRIPCIÓN	COSTOS
1000	PRELIMINARES	17,324.73
1005	REHABILITACION	3,221,895.09
290	DRENAJE MENOR	1,024,499.93
206	CAJA DE CONCRETO REFORZADO 1-CCR -2.50 X 3.00 M	2,663,675.96
		6,927,395.72

4.4.2 Diagrama de Gantt

Un diagrama de Gantt es una herramienta de gestión de proyectos que ilustra el trabajo realizado durante un período de tiempo en relación con el tiempo previsto para el trabajo.

Teniendo claro esto, el proyecto de drenaje pluvial lo realizaremos en 85 días, arrancando el 10 de enero del 2024 y culminando el 03 de abril del 2024, así mismo el proyecto se ejecutó en cuatro etapas las cuales se ilustran en el anexo 4.7.6.

4.5 Conclusiones y recomendaciones

- Se identificaron dos microcuencas con relieve montañoso con cotas 1299.97 y 894.47 msnm en la MC1 y 1026.64 y 919.74 en MC2, con tiempos de concentración breves de 41.4 min en la MC1 y 7.8min en la MC, con cobertura vegetal dominadas por pastos naturales, los escurrimientos fueron de 10.27 m³/s y 1.85 m³/s para las MC1 y MC2 respectivamente.
- El sistema de drenaje que se reemplazará corresponde a 3 líneas de tubo concreto de 60" en punto de cierre 233+500 y también dos tubos de concreto de 30" en punto de cierre 233+700, la primera tiene capacidad para el caudal máximo de la MC1, pero produce obstrucción de flujo por piedras con diámetros de 1 a 2 m y en la segunda el desagüe de la tubería no tiene capacidad para los caudales picos de la MC1.
- El diseño para la evacuación de la máxima esorrentía de la MC1, se hizo caja de 2.5 m x 3m, lo que garantiza que las piedras grandes no obstruyan el conducto. En la MC2 se utilizó tubo de concreto de 60". En ambos casos el nivel de las aguas no superar el diámetro de los tubos, siendo que H_w/D fue siempre menor a uno.
- Es costo calculado de las dos obras de drenaje será de C\$ 6,927,395.72

Recomendaciones

- Mejorar la cobertura de suelo con la siembra de árboles o por lo menos mantener la vegetación actual.
- Después de tormentas muy intensas se deberá inspeccionar y remover si se diera el caso las piedras mayores de 1 m de diámetro.
- Mantener los tramos con alcantarillas bien señalizados

4.6 Bibliografía

- (CNA), L. V. (2023). *Manual de Diseño de Agua potable, Alcantarillado y Saneamiento*.
- AUTODESK. (2013). *Manual de usuario*. Toronto: Autodesk, Inc. .
- Campos Cedeño, A., & Sinichenko, E. K. (2016). *Hirráulica e hidrología para ingeniería*. Moscú: Universidad de la Amistad de los Pueblos de Rusia.
- CEPAL. (2019). *CAMBIO CLIMATICO EN CENTRO AMERICA, IMPACTOS POTENCIALES Y OPCIONES DE POLITICA PUBLICA* (1 ed.). USEC.
- Dep. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia, España. (17 de Febrero de 2014). *CRITERIOS Y LINEAMIENTOS TÉCNICOS PARA FACTIBILIDADES*. Recuperado el 19 de octubre de 2023, de Alcantarillado Pluvial Particular.: https://www.siapa.gob.mx/sites/default/files/capitulo_3._alcantarillado_pluvial.pdf
- Hernández, B. Y. (Enero de 2013). *Diseño del sistema de drenaje pluvial para el casco urbano del municipio de La concepcion, Masaya*. (1 ed.). Obtenido de Aspectos hidrologicos: <https://repositorio.unan.edu.ni/5008/1/94342.pdf>
- Mendoza, L. F., & Palacios, L. Y. (2011). *Estudio comparativo de los diferentes métodos para el diseño de alcantarillas en carreteras y vías ferreas* (1 ed.). Obtenido de <https://repositorio.unan.edu.ni/5010/1/89436.pdf>
- Ministerio de Hacienda y Crédito Público Dirección General de Inversiones Públicas. (2017). *GUÍA METODOLÓGICA Y DISEÑOS TÍPICOS DE OBRAS PARA CAMINOS VECINALES COMO MEDIDAS DE REDUCCIÓN DEL RIESGO A DESASTRE Y ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO* (1 ed.). Obtenido de <http://www.snip.gob.ni/Docs/guias/GuiaObrasRRD.pdf>
- Ministerio de salud. (s.f.). *mapasalud.minsa*. Recuperado el 19 de Octubre de 2023, de Municipio Telpaneca: <https://mapasalud.minsa.gob.ni/mapa-de-padecimientos-de-salud-municipio-de-telpaneca-madriz/>

- MTI-PAST-DANIDA. (2004). *Guía hidráulica para el diseño de obras de drenaje en camino rurales*. Managua: Programa de Apoyo al Sector Transporte, PAST-DANIDA. Obtenido de <http://www.caminosrurales.com.ar/wp-content/uploads/2017/12/Gu%C3%ADa-hidr%C3%A1ulica-2004.pdf>
- RIVERA, H. M. (2009). *DISEÑO, COSTO Y PROGRAMACION DE LA INFRAESTRUCTURA* (1 ed.). Obtenido de <https://repositorio.unan.edu.ni/9602/1/81801.pdf>
- SINAPRED. (17 de Febrero de 2021). *Plan de accion / huracanes ETA e IOTA*. Recuperado el 19 de Octubre de 2023, de INTRODUCCION: <https://reliefweb.int/report/nicaragua/nicaragua-2020-plan-de-acci-n-huracanes-eta-e-iota-enero-2021-one-pager>

4.7 Anexos

4.7.1 Anexo 1: Alcantarilla 60" existente antes del proyecto 233+500



Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

4.7.2 Anexo 2: Alcantarilla 30" existente antes del proyecto 233+700

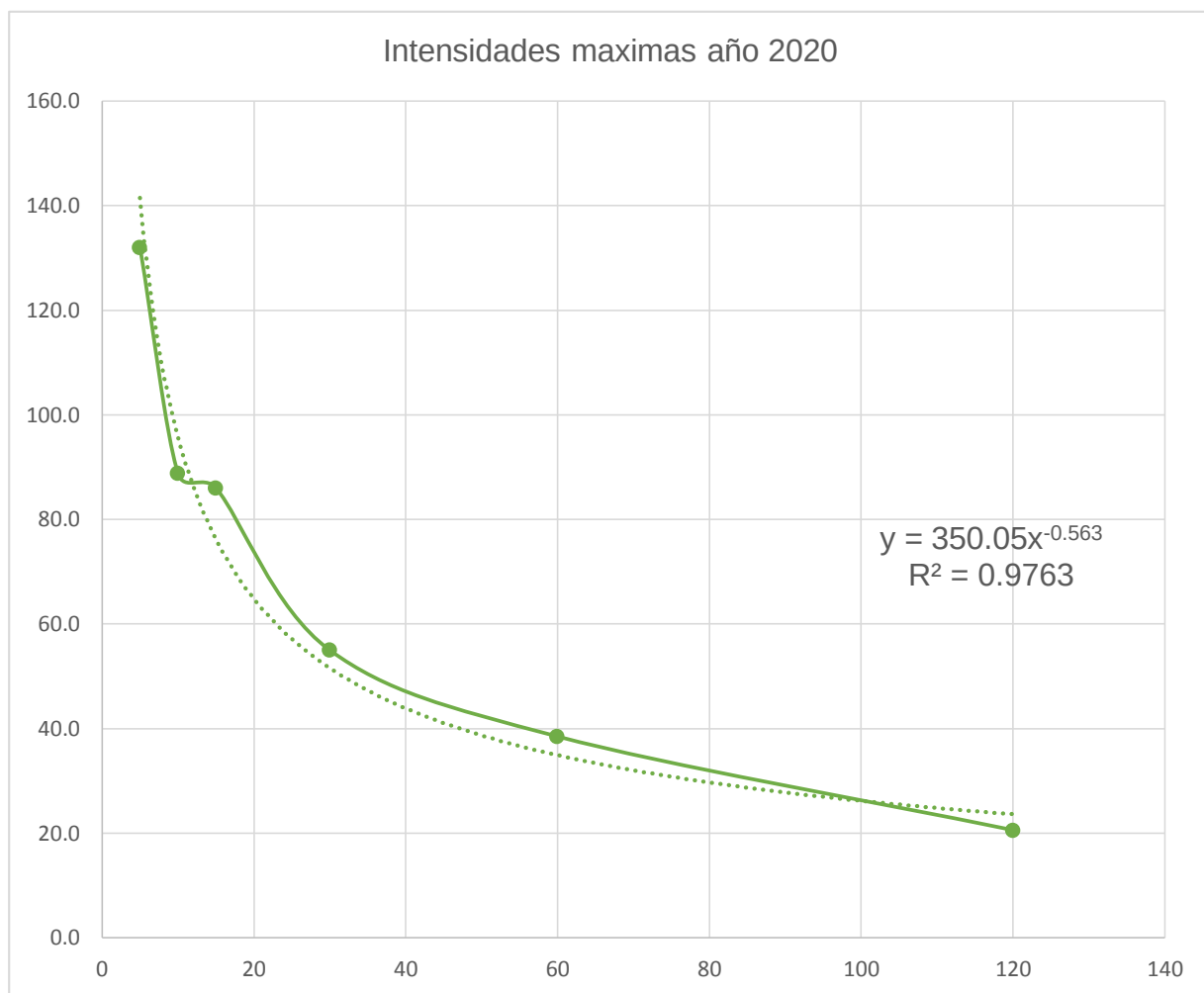


Fuente: Elaboración propia



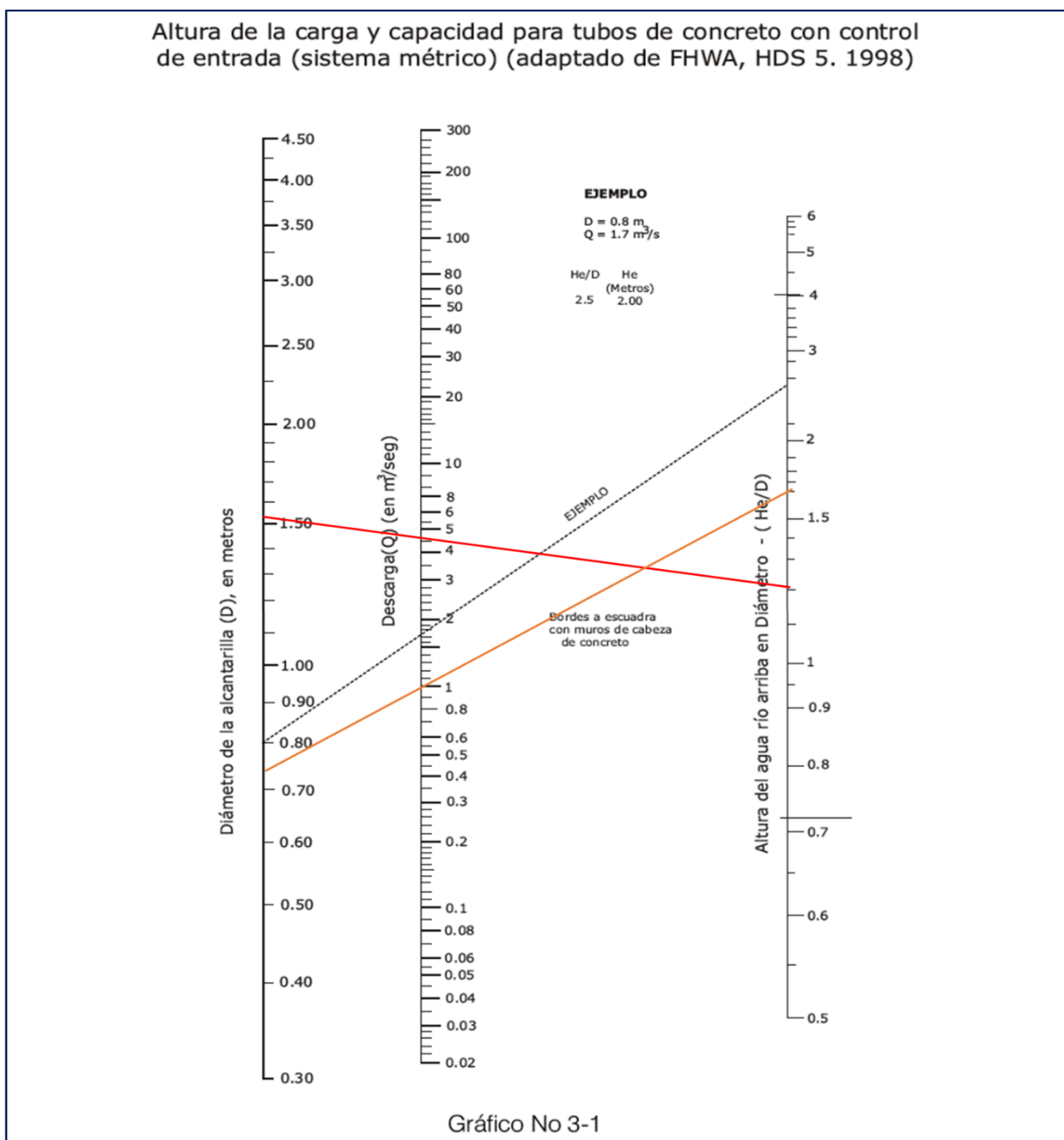
Fuente: Elaboración propia

4.7.3 Anexo 3: Intensidades máximas del año 2020



Fuente: Elaboración propia

4.7.4 Anexo 4: Altura de carga y capacidad de tubos de concreto de 60" y 36" con control de entrada



Fuente: FHWA, HDS 5. 1998

4.7.5 Anexo 5: Presupuesto de la obra

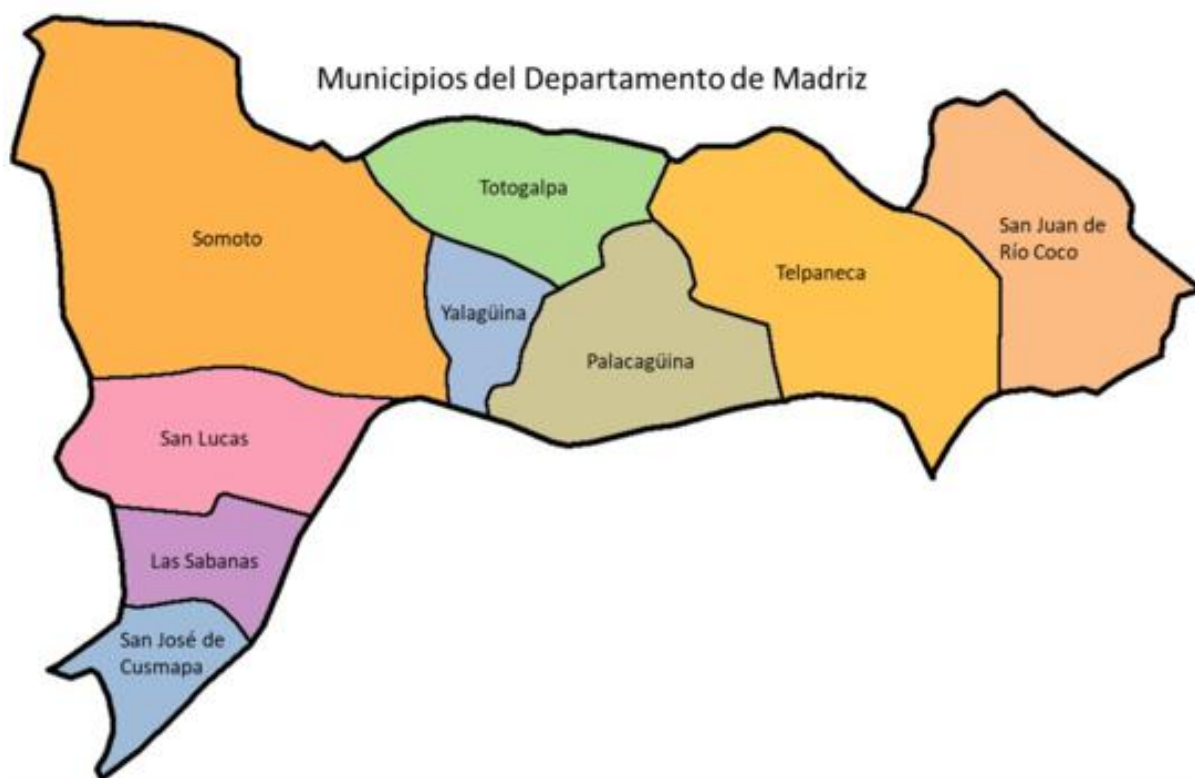
Etapa	SUB ETAPA	DESCRIPCIÓN	UM	Cantidad	PRECIOS	TOTAL
		PRELIMINARES				17,324.73
1000	01	92605 ABRA Y DESTRONQUE (CON TRACTOR SOBRE ORUGAS)	HA	0.78	22,211.19	17,324.73
		REHABILITACION				3,221,895.09
1005	01	93396 EXCAVACIÓN (CON RETRO-EXCAVADORA + MARTILLO HIDRAULICO) EN FORMA DE ZANJA EN TERRENO ROCA	m3	4585.28	216.21	991,365.05
1005	10	95153 DESPEGAR MANUALMENTE ADOQUINES (INCL. REMOCION CAPA DE ARENA)	m2	2215.72	18.77	41,596.60
1005	01	05279 ADOQUINADO TIPO TRÁFICO Resistencia=3,000 PSI (INCLUYE CAMA DE ARENA DE 5cms y100 % ADOQUINES NUEVOS) CON CALICHE DE MORTERO 1:6	m2	2215.72	736.02	1,630,823.32
1005		04582 VIGA DE REMATE DE CONCRETO DE 2500 PSI SIN REF. DE 0.15mx0.35m PARAADOQUINADO(INCL. EXC.)	ml	380.48	747.56	284,431.90
1005	09	94249 BORDILLO DE CONCRETO DE 3,000 PSI, Ancho=0.15m, Alto=0.40m SIN REF.(HECHURA DECONCRETO CON MEZCLADORA)(INCL. FORMALETA)	ml	409.22	668.78	273,678.23
		DRENAJE MENOR				1,024,499.93
290	01	94732 REMOCIÓN (CON CARGADOR FRONTAL) DE ALCANTARILLA DE TUBO DE CONCRETO Diám=60"	ml	23.75	1,465.32	34,801.43
290	01	93277 EXCAVACIÓN (CON RETRO-EXCAVADORA) PARA ALCANTARILLA EN TERRENO NATURAL	m3	294.62	108.71	32,029.50
290	01	93278 RELLENO Y COMPACTACIÓN (CON VIBRO-COMPACTADORA MANUAL)	m3	60.53	171.32	10,370.15

Etapa	SUB ETAPA	DESCRIPCIÓN	UM	Cantidad	PRECIOS	TOTAL
290	01	03017 MAMPOSTERIA DE CONCRETO CICLÓPEO 20% CONCRETO DE 1,500 PSI+80% PIEDRA (CONS. COMPRA DE P. BOLÓN) PARA ALCANTARILLA	m3	118.15	3,599.91	425,329.37
290	01	04180 ALCANTARILLA DE TUBO DE CONCRETO REFORZADO Diám. = 60" C-II	ml	23.75	14,375.86	341,426.71
290	01	94298 LECHO DE ARENA PARA ALCANTARILLAS Espesor=0.10m (INCL. CAMIÓN VOLQUETE PARAACARREO DE ARENA)	m3	7.07	812.19	5,742.18
290	01	04181 REINSTALACION DE ALCANTARILLA DE CONCRETO REF. Diám.=60"	ml	23.75	922.87	21,918.19
290	01	94276 CORTE Y RELLENO COMPENSADO (COMPACTADO) CON MOTONIVELADORA Y VIBRO-COMPACTADORA	m3	94.41	197.87	18,681.21
290	02	93279 ZAMPEADO DE PIEDRA BOLON CLASIFICADA Diám.=MAYOR DE 2" EN LECHO PARAALCANTARILLA (CONS. COMPRA DE PIEDRA BOLÓN)	m3	3.18	5,231.13	16,635.00
290	01	93079 CONFORMACION (CON TRACTOR) DE UN CANAL TRIANGULAR Y CONTRACUNETAS DE TIERRA	ml	286.84	101.66	29,160.27
290	31	95158 DREN (o LLORON) DE TUBO DE PVC (SDR-26) Diám.=2"	ml	286.84	308.21	88,405.92
		CAJA DE CONCRETO REFORZADO 1-CCR -2.50 X 3.00 M				2,663,675.96
206	11	94658 DEMOLER MANUALMENTE CABEZAL DE ALCANTARILLA	C/U	2	775.00	1,550.00
206	11	94732 REMOCIÓN (CON CARGADOR FRONTAL) DE ALCANTARILLA DE TUBO DE CONCRETO Diám. 60"	ml	23.75	1,465.32	34,801.43
206	11	93396 EXCAVACIÓN (CON RETRO-EXCAVADORA + MARTILLO HIDRAULICO) EN FORMA DE ZANJA EN TERRENO ROCA	m3	889.89	216.21	192,399.56

Etapa	SUB ETAPA	DESCRIPCIÓN	UM	Cantidad	PRECIOS	TOTAL
206	11	96129 RELLENO MANUAL CON MATERIAL SELECTO DEBAJO DE FUNDACIONES (INCL. COSTO DE INCLUYE COSTO DE MATERIAL)	m3	208.63	308.54	64,370.28
206	01	95065 CAJA PUENTE DE 2.5 X3.00X1.00M	ml	22	95,681.70	2,104,997.40
206		04863 ALETÓN DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA BOLÓN (CONS. DERECHO DE EXPLOTACIÓN DE P.BOLÓN) Espesor=0.40m	m3	14.38	6,909.08	99,352.55
206	17	05585 RELLENO Y COMPACTACIÓN MANUAL CON MEZCLA SUELO-CEMENTO PROP. 2:1 RELLENO Y COMPACTACIÓN MANUAL CON MEZCLA SUELO-CEMENTO PROP. 2:1(C:S)(INCL. MAT.SELECTO EN SITIO, MEZC., ACARREO INT, COLOC.)	m3	83.21	1,997.41	166,204.74
						6,927,395.72

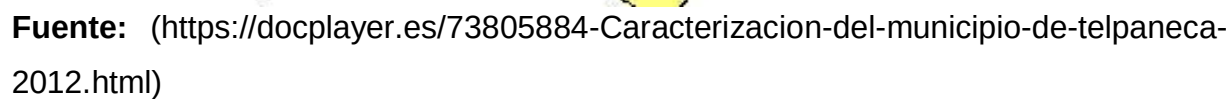
4.7.6 Anexo 6: Diagrama de Gantt

4.7.7 Anexo 7: División política de Madriz



Fuente: <https://images.app.goo.gl/2FetEvusZEcE3UGH9>

Caracterización del Municipio de Telpaneca



4.7.9 Anexo 9: Coeficientes de escorrentía (C) para el método racional

Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional.

Característica de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto / techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
<i>Condición pobre</i> (cubierta de pasto menor del 50 % del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición promedio</i> (cubierta de pasto del 50 al 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena</i> (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de la tabla son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas. Utilizada con Autorización.

Fuente: Chow et al (1988)

4.7.10 Anexo 10: Índice de planos



4.7.10.1 Planos de drenaje mayor (ED-01, 1-CCR-2.50X3.00 M)

4.7.10.2 Plano planta perfil ED-01 est. 233+502.07

4.7.10.3 Detalles de bajantes y canal trapezoidal para ED-01

4.7.10.4 Planta perfil de canal trapezoidal est. 0+092-est.0+139.48

4.7.10.5 Secciones transversales de canal trapezoidal est. 0+092-est.0+139.48

4.7.10.6 Planos de drenaje menor (ED-02, 1-TCR-60" Ø)

4.7.10.7 Planta perfil ED-02 est. 233+712.75

4.7.10.8 Detalle de bajante y canal trapezoidal para ED-02

4.7.10.9 Planta perfil de canal trapezoidal est. 0+074.31- est. 0+128

4.7.10.10 Secciones trasversales de canal trapezoidal est. 0+074.31-est. 0+125

4.7.10.1 Anexo 11: Planos de drenaje mayor (ED-01, 1-CCR-2.50X3.00 M)

4.7.10.2 Anexo 12: Plano planta perfil ED-01 est. 233+502.07

4.7.10.3 Anexo 13: Detalles de bajantes y canal trapezoidal para ED-01

4.7.10.4 Anexo 14: Planta perfil de canal trapezoidal est. 0+092-est.0+139.48

4.7.10.5 Anexo 15: Secciones transversales de canal trapezoidal est. 0+092-est.0+139.48

4.7.10.6 Anexo 16: Planos de drenaje menor (ED-02, 1-TCR-60" Ø

4.7.10.7 Anexo 17: Planta perfil ED-02 est .233+712.75

4.7.10.8 Anexo 18: Detalle de bajante y canal trapezoidal para ED-02

4.7.10.9 Anexo 19: Planta perfil de canal trapezoidal est. 0+074.31- est. 0+128

4.7.10.10 Anexo 20: Secciones transversales de canal trapezoidal est. 0+074.31-est. 0+125

