Municipio de Baranoa

MEJORAMIENTO VIAL CON ESTRUCTURA EN PAVIMENTO RÍGIDO UBICADA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE BARANOA, DEPARTAMENTO DEL ATLÁNTICO

INFORME DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN

CONSULTOR
ING. ESP. GUSTAVO ADOLFO CAMARGO ARÉVALO
M.P. 08202-74453 ATL

ENERO 2026
BARRANQUILLA, ATLÁNTICO

ÍNDICE DE MODIFICACIONES

Versión	Fecha	Observaciones
1	16/01/2026	Emisión inicial

ESTADO DE REVISIÓN Y APROBACIÓN

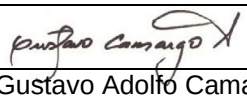
Elaboró. Esp. Hidráulico	Firma	
	Nombre	Gustavo Adolfo Camargo Arévalo
	M.P	08202-74453 ATL
	Fecha	16/09/2025
Revisó. Director consultoría	Firma	
	Nombre	
	M.P	
	Fecha	
Aprobó. Director interventoría	Firma	
	Nombre	
	M.P	
	Fecha	

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 7
2. OBJETIVOS 8
2.1. General 8
2.2. Específicos 8
3. ALCANCES 8
4. METODOLOGIA 9
5. INFORMACIÓN BIOFÍSICA 9
5.1. Localización 9
5.2. Clima 11
5.2.1. Temperatura 11
5.2.2. Precipitaciones 11
5.3. Hidrografía 12
6. ANÁLISIS HIDROLÓGICO 13
6.1. Información preliminar 13
6.1.1. Cartografía 13
6.1.2. Hidro climatología 13
6.2. Características morfométricas 14
6.3. Método de cálculo de la escorrentía 15
6.4. Factor de reducción de área 16
6.5. Período de retorno 17
6.6. Coeficiente de escorrentía 18
6.7. Tiempo de concentración 20
6.8. Prueba de datos dudosos 21
6.9. Curvas IDF (intensidad de diseño) 21
6.10. Caudal de diseño 23
7. ANÁLISIS Y DISEÑO HIDRÁULICO 25
7.1. Drenaje superficial 25
7.1.1. Drenaje transversal 25
7.1.1.1. Alcantarillas 25
7.1.1.1.1. Criterios de ubicación y localización 25

7.1.1.1.2. Metodología de análisis 25
7.1.1.1.3. Diseño estructuras de drenaje transversal 27
7.1.1.2. Socavación 27
7.1.1.2.1. Socavación general 28
7.1.2. Drenaje longitudinal 30
7.1.2.1. Corona de la vía 30
7.1.2.2. Bordillos 30
7.1.2.2.1. Metodología de análisis 30
7.1.2.2.2. Parámetros de diseño 31
7.1.2.2.2.1. Coeficiente de Manning 31
7.1.2.2.2.2. Velocidades admisibles 31
7.1.2.2.2.3. Borde libre 32
7.1.2.2.3. Dimensionamiento 32
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 34
9. BIBLIOGRAFÍA 35
10. ANEXOS 36
10.1. ANEXO 1. Cartografía 37
10.2. ANEXO 2. Información hidro climática 39
10.3. ANEXO 3. Superficie de drenaje 41
10.4. ANEXO 4. Prueba de datos dudosos 43
10.5. ANEXO 5. Curvas IDF estación Polonuevo 46
10.6. ANEXO 6. Análisis hidráulico. HY-8. 48
10.7. ANEXO 7. Cálculo socavación general. 50

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Cartografía IGAC 13
Tabla 2. Hidro climatología IDEAM 13
Tabla 3. Características morfométricas del drenaje transversal 14
Tabla 4. Características morfométricas del drenaje longitudinal 15
Tabla 5. Método de estimación escorrentía drenaje transversal 15
Tabla 6. Método de estimación escorrentía drenaje longitudinal 16
Tabla 7. Factor de reducción de área 16
Tabla 8. Factor de reducción de área drenaje transversal 16
Tabla 9. Factor de reducción de área drenaje longitudinal 16
Tabla 10. Períodos de retorno para obras de drenaje vial 17
Tabla 11. Períodos de retorno recomendados 17
Tabla 12. Tiempos de retorno para el drenaje transversal 18
Tabla 13. Tiempos de retorno para el drenaje longitudinal 18
Tabla 14. Coeficiente de escorrentía 18
Tabla 15. Coeficiente de escorrentía drenaje transversal 19
Tabla 16. Coeficiente de escorrentía drenaje longitudinal 19
Tabla 17. Formulación para el tiempo de concentración 20
Tabla 18. Tiempo de concentración para el drenaje transversal 20
Tabla 19. Tiempo de concentración para el drenaje longitudinal 20
Tabla 20. Valores de los coeficientes a, b, c y d 22
Tabla 21. Intensidad de diseño para el drenaje transversal 23
Tabla 22. Intensidad de diseño para el drenaje longitudinal 23
Tabla 23. Estimación caudal de diseño método racional drenaje transversal 23
Tabla 24. Estimación caudal de diseño método racional drenaje longitudinal 24
Tabla 25. Diseño estructuras drenaje transversal 27
Tabla 26. Chequeo de sumergencia H_w/D 27
Tabla 27. Resumen estructuras drenaje transversal 27
Tabla 28. Profundidad de socavación general 30
Tabla 29. Coeficiente de Manning 31
Tabla 30. Velocidades máximas admisibles del agua en canales 32
Tabla 31. Caudal crítico drenaje longitudinal 33

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Localización proyecto 10
Figura 2. Temperatura municipio de Baranoa 11
Figura 3. Precipitación mensual promedio 12
Figura 4. Localización estación IDEAM 14
Figura 5. Regresiones en Colombia para definición de parámetros a, b c y d 22
Figura 6. Condiciones de flujo en alcantarillas 26
Figura 7. Dimensionamiento bordillo típico 33

1. INTRODUCCIÓN

Para el municipio de Baranoa, la construcción y el mejoramiento de las vías urbanas es de vital importancia para el crecimiento del municipio.

La generación de centros de producción económica a lado y lado de las vías nacionales han propiciado el aumento de la población estable y flotante que indudablemente ha visto en alza el aumento de automotores particulares, de pasajeros y de carga.

Ante esto, la seguridad vial se ve afectada por lo que es necesario y fundamental realizar los esfuerzos para brindar dicha seguridad como lo expresa la constitución nacional como parte de los fines esenciales del Estado en este caso representado en la administración municipal. Es por esto, que se pretende realizar los **MEJORAMIENTO VIAL CON ESTRUCTURA EN PAVIMENTO RÍGIDO UBICADA EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE BARANOA, DEPARTAMENTO DEL ATLÁNTICO** con la finalidad de fortalecer dicho corredor vial.

El tramo en estudio es inexistente, por lo que se realizan estudios y diseños para una vía totalmente nueva, entre los que se encuentran los estudios y diseños de *hidrología, hidráulica y socavación*.

Dichos estudios y diseños se basarán teniendo en cuenta la *Resolución 0330 del 2,017*, la *Resolución 0799 del 2,021* ambas del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio y el *Manual de Drenaje para Carreteras* del Instituto Nacional de Vías y del Ministerio de Transporte, además de los cánones de buenas prácticas de ingeniería.

2. OBJETIVOS

2.1. General

Diseñar las estructuras de drenaje pluvial del proyecto vial en estudio en el municipio de Baranoa (Atlántico).

2.2. Específicos

- Determinar las características morfométricas de los pasos de agua que atraviesan el proyecto vial en estudio en el municipio de Baranoa (Atlántico).
- Analizar estadísticamente la pluviometría del sector donde se ubican las estructuras de drenaje pluvial del proyecto vial en estudio en el municipio de Baranoa (Atlántico).
- Estimar con un alto grado de confiabilidad el caudal de diseño generado por los pasos de agua que atraviesan el proyecto vial en estudio en el municipio de Baranoa (Atlántico).
- Diseñar hidráulicamente las estructuras de drenaje pluvial del proyecto vial en estudio en el municipio de Baranoa (Atlántico).

3. ALCANCES

Para lograr el acertado análisis de las secciones hidráulicas concernientes a evacuar la escorrentía superficial del proyecto vial en estudio en el municipio de Ituango (Antioquia) se deben plantear los siguientes alcances.

- Conocer las condiciones geográficas y ambientales de la zona de estudio como son el clima, los suelos y la geología.
- Realizar un adecuado análisis hidrológico el cual conlleva a la estimación del caudal de diseño teniendo como base el modelo hidrológico de la lluvia-escorrentía para cuencas pequeñas (≤ 80 Has y 2.5 Km^2), el cual tiene como variables hidrológicas la intensidad y el período de retorno; y como variables locales el coeficiente de escorrentía, el tiempo de concentración y el factor de reducción; y para cuencas de mayor tamaño (> 80 Has y 2.5 Km^2) se utilizarán metodologías como el hidrograma adimensional y el hidrograma unitario.
- Analizar las secciones hidráulicas de drenaje tomando como base modelos hidráulicos como el de Manning-Strickler para flujo uniforme y la ecuación de energía para el flujo variado.

4. METODOLOGIA

La metodología para el análisis hidrológico y posterior diseño hidráulico se basarán teniendo en cuenta la *Resolución 0330 del 2,017*, la *Resolución 0799 del 2,021* ambas del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio y el *Manual de Drenaje para Carreteras* del Instituto Nacional de Vías y del Ministerio de Transporte, además de los cánones de buenas prácticas de ingeniería.

Inicialmente se realizará el análisis hidrológico de las cuencas y áreas aferentes al corredor vial, siguiendo primordialmente relaciones lluvia-escorrentía que se definen según el tamaño de estas.

Acto seguido, una vez se estimen los caudales de diseño asociados a los períodos de retorno de cada estructura de drenaje pluvial, se definirán las dimensiones de estas estructuras tanto del drenaje superficial (transversal y longitudinal) como subsuperficial si es necesario.

Para la estructura de drenaje transversal, se le calculará la profundidad de socavación general de acuerdo con las metodologías comúnmente empleadas en el territorio nacional y recomendadas en el *MANUAL DE DRENAJE DE CARRETERAS* del INVIAS y el ministerio de Transporte.

5. INFORMACIÓN BIOFÍSICA

En este capítulo se pretende entregar una información básica del componente físico de la zona del proyecto.

5.1. Localización

La ejecución del proyecto se desarrollará en la cabecera del municipio de Baranoa; específicamente en la calle 20A entre las carreras 13 y 14.

Figura 1. Localización proyecto



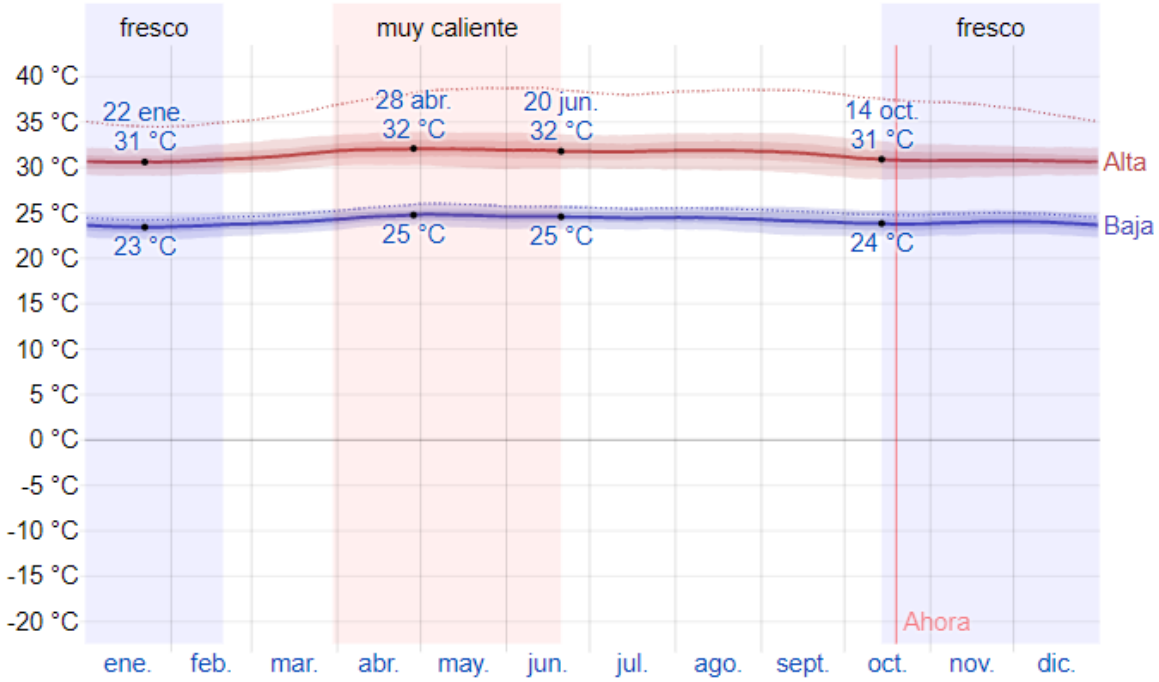
FUENTE: GOOGLE EARTH

5.2. Clima

5.2.1. Temperatura

Por la posición del municipio de Baranoa en el piso térmico cálido la temperatura del aire es constante y elevada modificada por las brisas de mar y tierra, y los vientos alisios. Las temperaturas en la región son muy constantes y tienen promedios anuales que oscilan entre 27º C y 28.3ºC. Las temperaturas mínimas medias están alrededor de 24ºC y las máximas medias alcanzan los 33ºC, teniéndose registros de temperatura máxima absoluta de 41ºC y mínima absoluta de 16ºC.

Figura 2. Temperatura municipio de Baranoa



FUENTE: HTTPS://ES.WEATHERSPARK.COM/

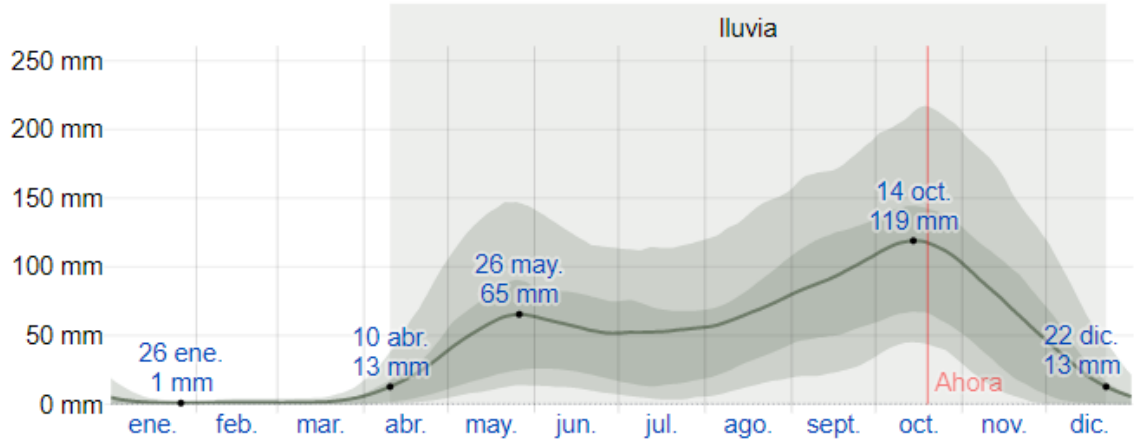
5.2.2. Precipitaciones

El municipio de Baranoa se caracteriza por una precipitación que oscila entre 450 y 1,200 mm anuales; de acuerdo con el régimen pluviométrico, el módulo mensual de precipitación varía durante el año entre 0 y 400 mm. Se presentan dos períodos bien definidos:

Periodo seco: comienza a partir de los primeros días de diciembre hasta mediados o finales de abril.

Período húmedo: Comienza a finales de abril y finaliza a principios de diciembre, con tendencia a disminuir en intensidad en los meses de junio, julio y mediados de agosto, considerado por los productores agropecuarios como el veranillo de San Juan. Los mayores valores de precipitación ocurren en los meses de septiembre y octubre, manifestándose en precipitaciones torrenciales, de corta duración.

Figura 3. Precipitación mensual promedio



FUENTE: HTTPS://ES.WEATHERSPARK.COM/

5.3. Hidrografía

El municipio es atravesado por dos corrientes superficiales denominadas arroyo Cien Pesos y arroyo Grande. Tanto el arroyo Cien Pesos (tributario del arroyo Grande) como el arroyo Grande nacen en la parta alta de la cuenca denominada por la Corporación Autónoma Regional del Atlántico como la 2904-4 el cual drena hacia el río Magdalena. El arroyo Grande en su camino es alimentado por diferentes tributarios hasta llegar a desembocar al río Magdalena cerca al municipio de Ponedera.

6. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

En este capítulo se realizará todo el análisis hidrológico para estimar el caudal de diseño de las estructuras de drenaje para el proyecto vial en estudio en el municipio de Baranoa (Atlántico).

6.1. Información preliminar

6.1.1. Cartografía

La cartografía es suministrada por la página web del Instituto Geográfico *Agustín Codazzi* (IGAC). Ver ANEXO 1.

Tabla 1. Cartografía IGAC

Plancha cartográfica
17-III-D

FUENTE: IGAC

6.1.2. Hidro climatología

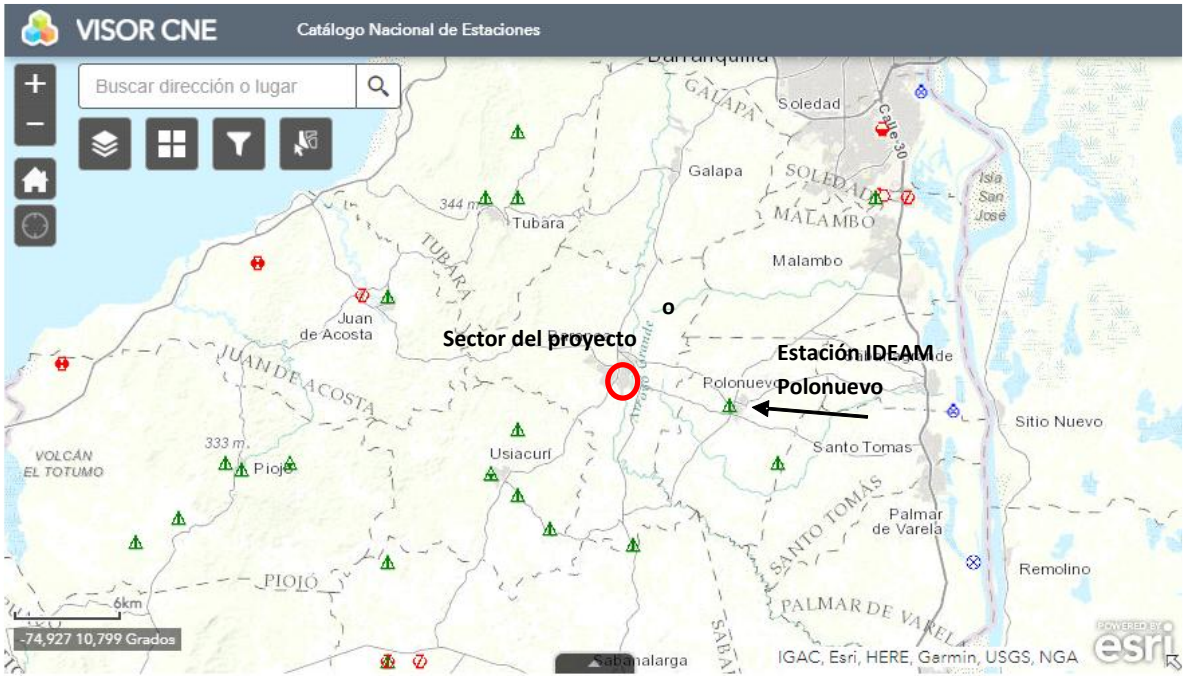
Los datos de precipitación máxima en 24 horas, suministrados por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM), fueron. Ver ANEXO 2.

Tabla 2. Hidro climatología IDEAM

Código	29040080
Nombre	Polonuevo
Categoría	Pluviométrica
Municipio	Polonuevo
Latitud	10.78
Longitud	-74.86
Altitud	80 msnm

FUENTE: IDEAM

Figura 4. Localización estación IDEAM



FUENTE: IDEAM

Nota: A pesar de que existen estaciones igual de cercanas al sector del proyecto como es el caso de la estación Boquillas (29040150); esta se encuentra inactiva y con un registro insuficiente para un análisis estadístico robusto.

6.2. Características morfométricas

Las siguientes son las características morfométricas de las cuencas hidrográficas de las estructuras de drenaje transversal y longitudinal del proyecto. Ver ANEXO 3.

Tabla 3. Características morfométricas del drenaje transversal

No.	Abscisa	Estructura	Area m^2	Elevación (msnm)		Long. Ppal m	Pend. Media m/m
				Superior	Inferior		
1	K0+055.00	Alcantarilla	35,666.00	122.25	114.25	377.00	0.02122016

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

Tabla 4. Características morfométricas del drenaje longitudinal

No.	Abscisa			Longitud	Ancho	Área (m^2)			Elevaciones (msnm)		Pend. Media
	Desde	Hasta	Descole	m	m	Propia	Drenaje	Total	Superior	Inferior	m/m
1	K0+003.53	K0+051.44	K0+051.44	47.91	6.00	287.46	2,874.60	3,162.06	117.51	115.81	0.035483198
2	K0+051.44	K0+090.60	K0+051.44	39.16	6.00	234.96	2,349.60	2,584.56	116.64	115.81	0.021195097
3	K0+090.60	K0+122.60	K0+122.60	32.00	6.00	192.00	1,920.00	2,112.00	116.64	116.051	0.018406250

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

6.3. Método de cálculo de la escorrentía

Existen dos (2) diferentes técnicas para estimar los caudales máximos probables en una cuenca.

- Métodos teóricos basados en ecuaciones obtenidas del estudio de cuencas como el método racional y el del Natural Resources Conservation Service NRCS. Estos métodos requieren de información generalmente disponible como la pendiente, el área, el tipo de suelo y vegetación de la cuenca y la longitud de los cauces.
- Métodos estadísticos basados en el ajuste de los datos históricos a distribuciones estadísticas y luego predecir el caudal máximo probable con base en dichas distribuciones. Su dificultad radica en encontrar información histórica de caudales.

Precipitaciones para un período de retorno no siempre conducen a caudales del mismo período de retorno. Variables como la magnitud de la lluvia antecedente a la lluvia de diseño en la cuenca son de suma importancia para el cálculo del caudal generado por la lluvia. Sin embargo, es muy común aceptar en el diseño de drenajes que el caudal calculado a partir de una lluvia para un período de retorno Tr, tiene el mismo período de retorno Tr.

Tabla 5. Método de estimación escorrentía drenaje transversal

No.	Abscisa	Estructura	A Km^2	Método	Criterio
1	K0+055.00	Alcantarilla	0.04	Racional	< 2.50 Km^2

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

Tabla 6. Método de estimación escorrentía drenaje longitudinal

No.	Abscisa			A Has	Método	Criterio
	Desde	Hasta	Descole			
1	K0+003.53	K0+051.44	K0+051.44	0.32	Racional	< 2.50 Km²
2	K0+051.44	K0+090.60	K0+051.44	0.26	Racional	< 2.50 Km²
3	K0+090.60	K0+122.60	K0+122.60	0.21	Racional	< 2.50 Km²

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

6.4. Factor de reducción de área

En la medida en que las áreas de drenaje consideradas se hacen más grandes, la intensidad media de la lluvia sobre éstas se reduce debido a la variabilidad espacial del fenómeno de precipitación. En consecuencia, resulta conveniente considerar factores de reducción de la intensidad media de la precipitación en la medida en que el área de drenaje se incremente de la siguiente manera.

Tabla 7. Factor de reducción de área

Área de drenaje (Has)	Factor de reducción
<50	1.00
50-100	0.99
100-200	0.95
200-400	0.93
400-800	0.90
800-1,600	0.88

FUENTE: REGLAMENTO DEL SECTOR AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO (RAS). TITULO D.

Tabla 8. Factor de reducción de área drenaje transversal

No.	Abscisa	Estructura	A Has	F
1	K0+055.00	Alcantarilla	3.57	1.00

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

Tabla 9. Factor de reducción de área drenaje longitudinal

No.	Abscisa			A Has	F
	Desde	Hasta	Descole		
1	K0+003.53	K0+051.44	K0+051.44	0.32	1.00
2	K0+051.44	K0+090.60	K0+051.44	0.26	1.00
3	K0+090.60	K0+122.60	K0+122.60	0.21	1.00

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

6.5. Período de retorno

El período de retorno de un evento hidrológico corresponde al tiempo promedio en años que transcurriría para que la magnitud de ese evento sea igualada o excedida. Es función del riesgo o probabilidad que la variable hidrológica estimada sea superada en un período de análisis de n años. Para una lluvia, el período de retorno es definido como el promedio de años entre los cuales ocurre una lluvia de una magnitud específica. Una definición similar puede ser aplicada a caudales máximos o crecientes. En el diseño de drenajes es muy común definir una creciente producida por una lluvia con el mismo período del período de retorno de la lluvia.

La probabilidad de excedencia anual, a menudo simplemente llamada probabilidad es también comúnmente usada para caracterizar crecientes. La probabilidad de excedencia de un caudal determinado durante un año es igual al recíproco del período de retorno (Tr) en años expresado como porcentaje.

La Tabla 10 y la Tabla 11 muestra los períodos de retorno que se pueden adoptar.

Tabla 10. Períodos de retorno para obras de drenaje vial

Tipo de obra	Período de retorno (años)
Cunetas	5
Zanjas de coronación	10
Estructuras de caída	10
Alcantarillas de 0.90 m de diámetro	10
Alcantarillas mayores 0.90 m de diámetro	20
Puentes de luces menores a 10 m	25
Puentes de luces entre 10 y 50 m	50
Puentes de luces mayores o iguales a 50 m	100
Drenaje subsuperficial	2
Corona de la vía	50

FUENTE: MANUAL DE DRENAJE PARA CARRETERAS. INVIAS-MINTRANSPORTE

Tabla 11. Períodos de retorno recomendados

Características del área de drenaje	Tr (años)
Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores a 2 Has	3
Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales con áreas tributarias menores a 2 Has	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2-10 Has	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores a 10 Has	10
Canales abiertos que drenan áreas menores a 1,000 Has	50
Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores a 1,000 Has	100
Canales abiertos en zonas montañosas que drenan áreas mayores a 1,000 Has	100

FUENTE: RESOLUCIÓN 0330 DEL 2017

Tabla 12. Tiempos de retorno para el drenaje transversal

No.	Abscisa	Estructura	Tr años
1	K0+055	Alcantarilla	20

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

Tabla 13. Tiempos de retorno para el drenaje longitudinal

No.	Abscisa			A Has	Estructura	Tr años
	Desde	Hasta	Descole			
1	K0+003.53	K0+051.44	K0+051.44	0.32	Bordillo	3
2	K0+051.44	K0+090.60	K0+051.44	0.26	Bordillo	3
3	K0+090.60	K0+122.60	K0+122.60	0.21	Bordillo	3

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

6.6. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía adimensional (C) está definido como la relación entre la máxima rata a la cual el caudal fluye hacia fuera de la cuenca para una tormenta dada y la rata de volumen promedio a la cual cae la lluvia sobre la cuenca durante la duración de la lluvia. El coeficiente de escorrentía es función del período de retorno y de muchos otros factores que incluyen:

- Forma de la superficie de la cuenca representada por la pendiente de la cuenca.
- Características del terreno como vegetación, tipo de suelo y áreas impermeables.
- Almacenamiento y otras características de detención.

La Tabla 14 presenta valores típicos de los coeficientes de escorrentía para varias condiciones, si existen posibles futuros desarrollos en la zona de estudio los coeficientes de escorrentía deberán tener en cuenta estos desarrollos.

Tabla 14. Coeficiente de escorrentía

Características de la superficie	Período de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	150
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.)							

Características de la superficie	Período de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	150
Condición pobre (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
Condición promedio (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
Condición buena (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

FUENTE: HIDROLOGÍA APLICADA. VEN TE CHOW.

Tabla 15. Coeficiente de escorrentía drenaje transversal

No.	Abscisa	Estructura	Tr años	C
1	K0+055	Alcantarilla	20	0.86

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

Tabla 16. Coeficiente de escorrentía drenaje longitudinal

No.	Abscisa			Tr años	C
	Desde	Hasta	Descole		
1	K0+003.53	K0+051.44	K0+051.44	3	0.77
2	K0+051.44	K0+090.60	K0+051.44	3	0.77
3	K0+090.60	K0+122.60	K0+122.60	3	0.77

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

6.7. Tiempo de concentración

Se define como el tiempo que tarda en llegar a la sección de salida la gota de lluvia caída en el extremo hidráulicamente más alejado de la cuenca.

El método elegido para estimar el tiempo de concentración de entrada de acuerdo con la conveniencia de las variables es el método de *Kirpich*.

Tabla 17. Formulación para el tiempo de concentración

Fórmula	Autor	Variables
$t_c = 3.9756K\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$	Kirpich	t_c= Tiempo de concentración en minutos L= Longitud en Km S= Pendiente en m/m K= Factor de escurrimiento. 0.4 para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto; 0.3 para canales en concreto; 1.0 para flujo superficial en suelo descubierto o cunetas.

FUENTE: MANUAL DE DRENAJE DE CARRETERAS. INVIAS-MINTRANSPORTE

Tabla 18. Tiempo de concentración para el drenaje transversal

No.	Abscisa	L Km	S m/m	K	tc (minutos)	
					Calculado	Adoptado
1	K0+055.00	0.38	0.02122016	0.40	3.31	15.00

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

Nota. El Manual de Drenaje para Carreteras recomienda una duración mínima de 15 minutos.

Tabla 19. Tiempo de concentración para el drenaje longitudinal

No.	Abscisa			L	S	K	tc (minutos)	
	Desde	Hasta	Descole	Km	m/m		Calculado	Adoptado
1	K0+003.53	K0+051.44	K0+051.44	0.048	0.035483	0.40	0.55	3.00
2	K0+051.44	K0+090.60	K0+051.44	0.039	0.021195	0.40	0.58	3.00
3	K0+090.60	K0+122.60	K0+122.60	0.032	0.018406	0.40	0.52	3.00

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

Nota: La Resolución 0330 del 2017 recomienda una duración mínima de entre 3-10 minutos.

6.8. Prueba de datos dudosos

El U.S. Water Resources Council, recomienda los ajustes que han de emplearse para detectar “outliers”, que son datos que se apartan notoriamente de la tendencia de los otros datos. El ANEXO 4 presenta la prueba de datos dudosos.

$$y_H = \bar{y} + K_n S$$

$$y_L = \bar{y} - K_n S$$

Donde:

y_H: Umbral de dato dudoso alto

y_L: Umbral de dato dudoso bajo

K_n: Factor del tamaño de la muestra

S: Desviación estándar de la muestra

6.9. Curvas IDF (intensidad de diseño)

La intensidad de diseño se obtiene de la construcción de curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF). Las IDF son una familia de curvas de una misma duración con diferentes periodos de retorno que nos presentan las diferentes intensidades.

El Manual de Drenajes para Carreteras presenta una metodología simplificada para su obtención. La metodología simplificada de cálculo de las curvas intensidad–duración– frecuencia se debe llevar a cabo siempre y cuando no se disponga de datos históricos de precipitación de corta duración (datos pluviográficos).

Para Colombia se propone el método que se presenta en VARGAS M.R., DÍAZ-GRANADOS O.M., Universidad de los Andes, “Curvas Sintéticas Regionalizadas de Intensidad-Duración-Frecuencia para Colombia”, Santafé de Bogotá, 1998. En este estudio se dedujeron curvas intensidad-duración-frecuencia por correlación con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas, el número promedio de días de lluvia al año, la precipitación total media anual y la elevación de la estación. La mejor correlación obtenida, sin embargo, fue la que se obtuvo con la precipitación máxima

promedio anual en 24 horas en una estación, y es la que se propone para los estudios, además de que es la más sencilla de utilizar.

La expresión resultante está dada por:

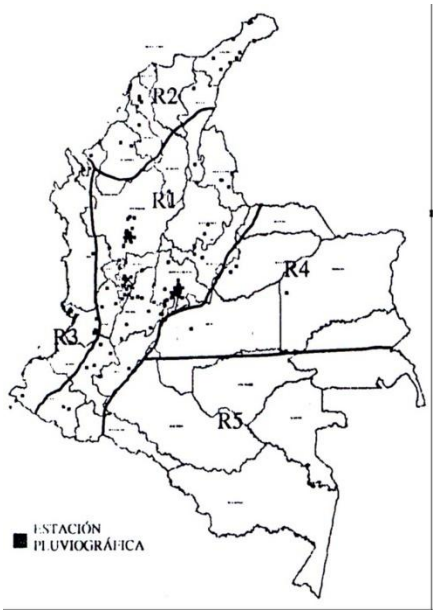
$$i = \frac{a\ x\ {T_r}^b x\ M^d}{\left({}^{t}/_{60}\right)^c}$$

Tabla 20. Valores de los coeficientes a, b, c y d

Región	a	b	c	d
Andina (R1)	0.94	0.18	0.66	0.83
Caribe (R2)	24.85	0.22	0.50	0.10
Pacífico (R3)	13.92	0.19	0.58	0.20
Orinoquía (R4)	5.53	0.17	0.63	0.42

FUENTE: MANUAL DE DRENAJE PARA CARRETERAS. INVIAS-MINTRASNPORTE

Figura 5. Regresiones en Colombia para definición de parámetros a, b c y d



FUENTE: MANUAL DE DRENAJE PARA CARRETERAS. INVIAS-MINTRASNPORTE

Se presenta la ecuación de las curvas IDF para la estación *Polonuevo*. En el ANEXO 5 se presentan dichas curvas.

$$i = \frac{a\ x\ {T_r}^b x\ M^d}{\left({}^{t}/_{60}\right)^c} = \frac{24.85\ x\ {T_r}^{0.22} x\ 89.68^{0.1}}{\left({}^{t}/_{60}\right)^{0.50}}$$

Tabla 21. Intensidad de diseño para el drenaje transversal

No.	Abscisa	Tr años	tc minutos	i mm/hora
1	K0+055.00	20	15.00	150.61

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

Tabla 22. Intensidad de diseño para el drenaje longitudinal

No.	Abscisa			Tr años	tc minutos	i mm/hora
	Desde	Hasta	Descole			
1	K0+003.53	K0+051.44	K0+051.44	3	3.00	221.94
2	K0+051.44	K0+090.60	K0+051.44	3	3.00	221.94
3	K0+090.60	K0+122.60	K0+122.60	3	3.00	221.94

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

6.10. Caudal de diseño

Se aplica el método racional para la estimación de los caudales de diseño para superficies de drenaje menores a 2.5 Km^2 para el drenaje transversal y de 80 Has para el drenaje longitudinal.

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

Donde:

Q= Caudal generado por el área de drenaje (m^3/s)

C= Coeficiente de escorrentía (adimensional)

I= Intensidad de diseño (mm/hora)

F= Factor de reducción de área (adimensional)

A= Área de drenaje (Has)

Tabla 23. Estimación caudal de diseño método racional drenaje transversal

No.	Abscisa	A Has	F	C	i mm/hora	Q m^3/s
1	K0+055.00	3.57	1.00	0.86	150.61	1.28

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

Tabla 24. Estimación caudal de diseño método racional drenaje longitudinal

No.	Abscisa			A	F	C	i	Q
	Desde	Hasta	Descole	Has			mm/hora	m^3/s
1	K0+003.53	K0+051.44	K0+051.44	0.32	1.00	0.77	221.94	0.150
2	K0+051.44	K0+090.60	K0+051.44	0.26	1.00	0.77	221.94	0.123
3	K0+090.60	K0+122.60	K0+122.60	0.21	1.00	0.77	221.94	0.100

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

7. ANÁLISIS Y DISEÑO HIDRÁULICO

7.1. Drenaje superficial

7.1.1. Drenaje transversal

7.1.1.1. Alcantarillas

7.1.1.1.1. Criterios de ubicación y localización

Para determinar los sitios donde inicia y finaliza las cunetas es necesario estudiar el diseño de la rasante de la vía, para definir en el tramo en estudio, la pendiente longitudinal de la vía, el sitio más alto y el más bajo de la rasante.

El punto donde se inicia el llenado de la cuneta o sitio más alto de la cuneta, puede ser el final de un tramo anterior de cuneta o el punto más alto de una curva vertical convexa.

El punto donde es necesario evacuar el agua de las cunetas o sitio más bajo de la cuneta, puede ser el sitio donde se presenta el rebosamiento o el punto más bajo de una curva vertical cóncava donde hay un cambio de pendiente (descenso - ascenso).

7.1.1.1.2. Metodología de análisis

El drenaje transversal o la alcantarilla es una estructura que tiene por objetivo principal sortear un obstáculo al paso del agua. En la mayoría de los casos se aplican al diseño vial, es decir, cuando el flujo es interceptado por un camino o una vía de ferrocarril.

Existen dos (2) formas fundamentales típicas de escurrimiento en alcantarillas.

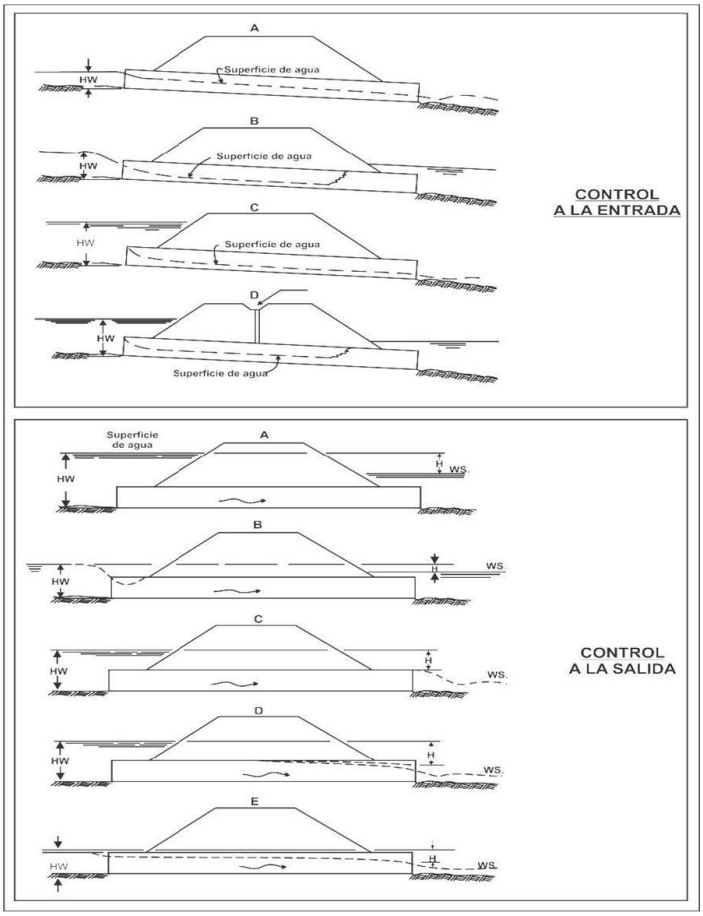
- Escurrimiento con control a la entrada
- Escurrimiento con control a la salida

En el escurrimiento con control de entrada, el caudal que puede pasar por la alcantarilla depende fundamentalmente de las condiciones de entrada a la misma. Es decir, depende de la sección transversal del conducto, de la geometría de la embocadura y de la profundidad del agua a la entrada o altura del remanso. En este tipo de escurrimiento no influyen las características del conducto mismo. En cambio, en el escurrimiento con control de salida debe agregarse a las anteriores el nivel del agua a la salida, la pendiente, longitud y rugosidad del conducto.

En el flujo con control de salida el tirante crítico se forma en las proximidades de la sección de salida de la alcantarilla, quedando hacia aguas arriba de dicha sección un remanso en flujo subcrítico, y aguas abajo, un flujo supercrítico. De modo que todo lo que ocurre desde la sección de salida hacia aguas arriba tiene influencia en el nivel a la entrada de la alcantarilla. Por eso, las variables que intervienen en este tipo de flujo son las mismas que intervienen en el control de entrada más las que corresponden al tramo entre esta sección y la de salida.

Se presenta el resultado de este análisis mediante la herramienta computacional HY8 que fue desarrollado por la Federal Highway Administration del U.S. Department of Transportation. Dicha herramienta computacional evalúa el flujo con control a la entrada y a la salida y elige el mayor de estos.

Figura 6. Condiciones de flujo en alcantarillas



FUENTE: HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS. VEN TE CHOW

7.1.1.1.3. Diseño estructuras de drenaje transversal

Empleando la herramienta computacional HY-8, se dimensionan las estructuras de drenaje transversal. Ver ANEXO 6.

Tabla 25. Diseño estructuras drenaje transversal

No.	Abscisa	Tipo de culvert	Dimensiones (m) H x B / D	# celdas
1	K0+055.00	Box	1.0 x 1.0	1

FUENTE: HY-8

Tabla 26. Chequeo de sumergencia H_w/D

No.	Abscisa	H_w m	D m	$H_w/D<1.20$
1	K0+055.00	0.92	1.00	0.92

FUENTE: HY-8

Tabla 27. Resumen estructuras drenaje transversal

No.	Abscisa	Q m^3/s	S_{media} m/m	Tipo de culvert	Material	Tipo de control	Dimensiones B x H (m)	# celdas	$H_w/D<1.20$
1	K0+055.00	1.28	0.212	Box	Concreto	Entrada	1.0 x 1.0	1	0.92

FUENTE: HY-8

7.1.1.2. Socavación

La socavación es el proceso por el cual el lecho de un cauce desciende. De acuerdo con esto, los tipos de socavación que ocurren en cauces son de tipo general y local. El caudal de creciente mínimo de diseño que debe ser considerado en cualquier análisis de socavación debe corresponder al de un periodo de retorno de 100 años (Manual de Drenaje de Carreteras. Ministerio de Transporte-INVIAS).

El estudio de suelos realizado al lecho y taludes de las corrientes superficiales donde estarán ubicados los puentes determina un suelo cohesivo cuya clasificación USC es la denominada CL.

7.1.1.2.1. Socavación general

La socavación general obedece al descenso del fondo durante una avenida o creciente como consecuencia de la mayor capacidad que tiene la corriente para arrastrar sedimentos. Durante estas crecientes se produce un aumento de la velocidad de la corriente con lo cual se incrementa la capacidad de desprender y arrastrar las partículas de fondo. El proceso causa un descenso del lecho del cauce y al mismo tiempo un ascenso de la superficie del agua. Las velocidades aumentan significativamente y cuando pasa la creciente vuelven a bajar. Después del proceso antes descrito, a medida que disminuye la velocidad del agua, comienzan a sedimentarse las partículas y se inicia un aumento en el nivel del lecho del cauce, o sea, un proceso inverso al de la socavación antes descrita.

La mayor descarga produce un aumento de los efectos erosivos por la presencia de pilas y estribos, y en ocasiones, en puentes bajos o en crecientes extraordinariamente grandes, la misma superestructura llega a convertirse en obstáculo para el flujo, con el consiguiente aumento de la posibilidad de falla total del puente. Cuando el caudal se normaliza, el lecho del cauce se vuelve a rellenar con materiales traídos de aguas arriba, generalmente grava, arena y limo, disfrazándose la erosión que tuvo lugar.

Existen varios criterios para el cálculo de la socavación general, entre los cuales se destacan los de Lischtvan – Levediev y Lacey.

El criterio de Lischtvan – Levediev está basado en determinar la condición de equilibrio entre la velocidad del líquido que tiende a erosionar al material y el material que requiere una cierta velocidad para ser erosionado.

Esta condición de equilibrio está dada por:

$V_e = V_r$ (m/s)

Donde:

V_e = velocidad media que debe tener la corriente para erosionar al material del fondo.

V_r = velocidad media que de hecho tiene la corriente.

Para el caso específico, donde existe un suelo cohesivo, la expresión para determinar la profundidad del flujo una vez ocurrida la socavación es:

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_o^{5/3}}{0.68 \gamma^{1.18} \beta \mu \Phi} \right)^{\frac{1}{1+X}}$$

Donde:

Y_s= Profundidad del flujo después de ocurrida la socavación. Se mide desde el nivel del agua cuando pasa la creciente, hasta el nivel del fondo del cauce erosionado, en metros (m).

Y_o= Profundidad inicial existente en una línea vertical predeterminada de la sección medida desde el nivel del agua cuando pasa la creciente, hasta el nivel del cauce antes del proceso de socavación, en metros (m).

α= Coeficiente de sección, definido como:

$$\alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e}$$

Q_d= Caudal de diseño asociado al periodo de retorno, en metros cúbicos por segundo (m3/s).

Y_m= Profundidad media, en metros (m), definida como:

$$Y_m = \frac{A}{B_e}$$

A= Área hidráulica, en metros cuadrados (m^2).

B_e= Ancho efectivo de la superficie del agua en la sección transversal, en metros (m).

β= Coeficiente de frecuencia. Este coeficiente toma en cuenta el periodo de retorno T comprendido entre 15 y 1500 años. Para obtener su valor se propone la siguiente expresión:

$$\beta = 0.7929 + 0.0973\, Ln(T)$$

μ= Coeficiente de contracción

Φ= Coeficiente de corrección por el efecto de la densidad del agua durante la creciente.

Ɣ= Peso volumétrico seco del material cohesivo, en toneladas por metro cúbico (T/m^3).

d_m= Diámetro medio de las partículas del material granular, en milímetros (mm).

X= Exponente variable que depende del peso volumétrico seco del material cohesivo.

$$X = 0.892619 - 0.58073\gamma + 0.136275\gamma^2$$

Tabla 28. Profundidad de socavación general

No.	Abscisa	Ys (m)
1	K0+055.00	0.36

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA - ESTUDIO DE SUELOS Y GEOTECNIA

7.1.2. Drenaje longitudinal

7.1.2.1. Corona de la vía

Las pendientes longitudinales de todo el tramo en estudio siguen la recomendación de pendiente mínima para el caso de zonas montañosas que es del 0.50%.

7.1.2.2. Bordillos

7.1.2.2.1. Metodología de análisis

El manejo longitudinal de la escorrentía pluvial generada por la corona de la vía y de los taludes de la vía se captarán y transportarán en cunetas que posteriormente descargarán en las alcantarillas proyectadas. Muchos de estos tramos descargarán en una poceta para transportarse al lado contrario de la vía y acto seguido descargará en una estructura de disipación de energía.

Se analizará la cuneta típica teniendo en cuenta la fórmula de resistencia al flujo de Manning junto con la ecuación de continuidad.

$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ Fórmula de Manning

$Q = AV$ Ecuación de continuidad

7.1.2.2.2. Parámetros de diseño

7.1.2.2.2.1. Coeficiente de Manning

El coeficiente de Manning (aunque realmente no es adimensional) nos indica la resistencia a la cual el fluido es capaz de fluir.

Su determinación no es fácil debido a que no existe un método exacto, pero por pruebas de varios investigadores se puede inferir una buena aproximación de este.

Dentro de la literatura técnica que es tan amplia en este tema podemos utilizar los siguientes valores de coeficiente de Manning el cual es un ponderado de situaciones como cambios estacionales, alineamiento del canal, material en suspensión y flotante, etc.

Tabla 29. Coeficiente de Manning

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
c. Concreto			
1. Terminado con llana metálica (palustre)	0.011	0.013	0.015
2. Terminado con llana de madera	0.013	0.015	0.016
3. Pulido, con grava en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin pulir	0.014	0.017	0.020
5. Lanzado, sección buena	0.106	0.019	0.023

FUENTE: HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS. VEN TE CHOW.

Nota: La tabla es muchísimo más extensa. Se presentan solamente los datos de interés.

7.1.2.2.2.2. Velocidades admisibles

El flujo debe transportarse en un rango de velocidades. Una mínima en la cual posea una capacidad de arrastre que impida la sedimentación y el crecimiento de plantas acuáticas; y la otra máxima para que no llegue a erosionar el fondo y los taludes del canal.

Se recomienda un rango de velocidades entre 0.50 – 5.00 m/s.

Tabla 30. Velocidades máximas admisibles del agua en canales

Tipo de revestimiento	Velocidad máxima admisible (m/s)
Ladrillo común	3.0
Ladrillo vitrificado	5.0
Arcilla vitrificada (gres)	4.0
Concreto 175 Kg/cm^2	6.0
Concreto 210 Kg/cm^2	10.0
Concreto 280 Kg/cm^2	15.0
Concreto 350 Kg/cm^2	20.0

FUENTE: MANUAL DE DRENAJE PARA CARRETERAS. INVIAS-MINTRANSPORTE

7.1.2.2.2.3. Borde libre

Es la distancia vertical entre la superficie del agua y el contorno superior del canal.

No existe un consenso para establecer el valor o magnitud del borde libre, pero este se encuentra entre un 20%-25% del tirante normal.

7.1.2.2.3. Dimensionamiento

Se dimensiona el tramo que genera mayor caudal para uniformizar la sección y agilizar el proceso constructivo.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \qquad Q = AV$$

Donde:

Q= Caudal que transporta la sección en m^3/s

V= Velocidad media del flujo en m/s

A= Área de la sección del conducto en m^2

R= Radio hidráulico en m

n= Coeficiente de rugosidad de Manning

S= Pendiente de la línea de energía en m/m

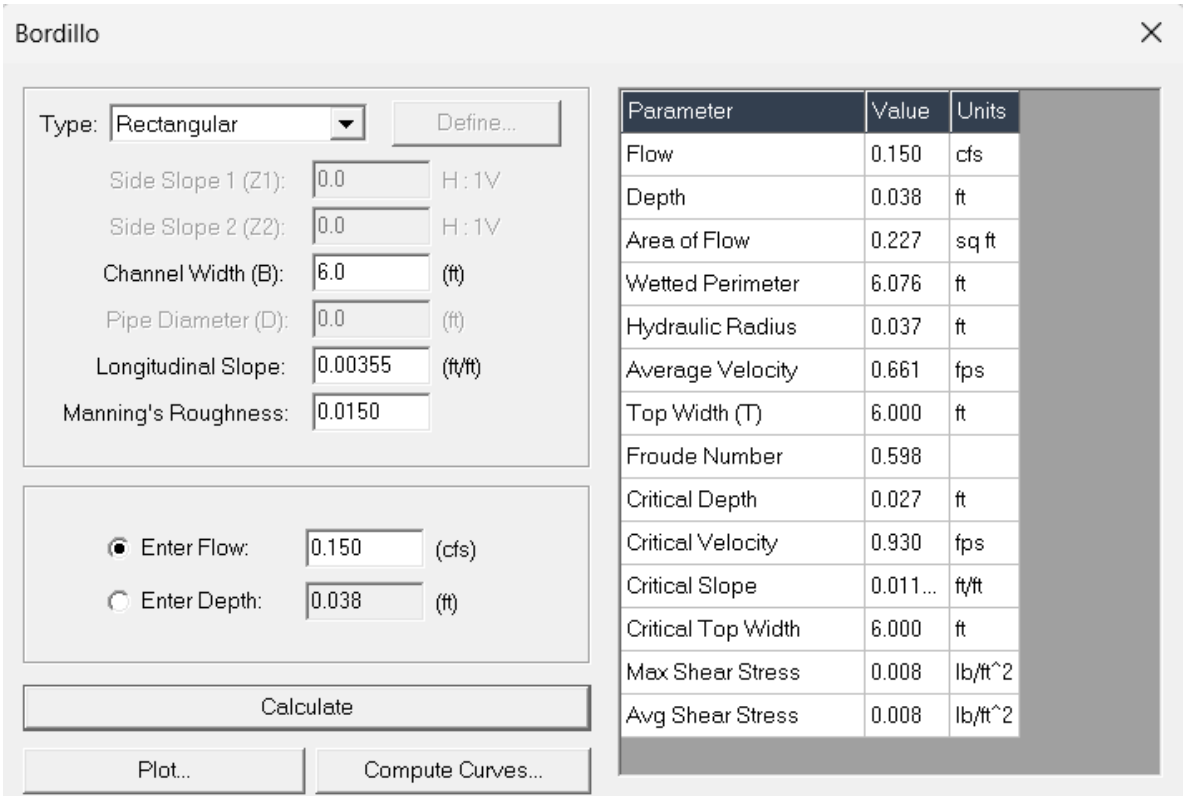
Se dimensiona el bordillo típico empleando el tramo crítico, es decir, el tramo que genera mayor caudal.

Tabla 31. Caudal crítico drenaje longitudinal

Estructura	Tramo crítico			Q m^3/s
	Desde	Hasta	Descole	
Bordillo	K0+003.53	K0+051.44	K0+051.44	0.15

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

Figura 7. Dimensionamiento bordillo típico



FUENTE: HYDRAULIC TOOLBOX

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La metodología empleada para el análisis hidrológico y posterior diseño hidráulico corresponde al manual de drenaje para carreteras del del Instituto Nacional de Vías y del Ministerio de Transporte y las resoluciones 0330 del 2017 y 0791 del 2021 del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio.
- La selección de las variables como períodos de retorno, coeficientes de escorrentía y coeficientes de rugosidad empleados en este estudio corresponden a datos validados por diferentes entidades e instituciones acreditadas.
- Se realiza análisis hidrológico de las superficies de drenaje del paso de escorrentía pluvial en el proyecto vial.
- De acuerdo con los tipos de cobertura presentadas en el Atlas de Colombia del IGAC, se estimaron los coeficientes de escorrentía.
- El método lluvia-escorrentía empleado se basó en el tamaño de cada superficie de drenaje recomendado en el Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS-MINTRANSPORTE y las resoluciones 0330 del 2017 y 0791 del 2021 del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio.
- El registro de precipitación utilizado es la estación IDEAM más cercana, activa y con una longitud de registro suficiente para un análisis estadístico robusto.
- Las dimensiones de las estructuras de drenaje transversal corresponden a las presentadas en la Tabla 27. El dimensionamiento de cada una de las estructuras de drenaje transversal se realizó con la herramienta computacional HY-8, donde la sumergencia es menor a 1.20 en cada uno de ellos.
- Las profundidades de socavación del box culvert se presentan en la Tabla 28. El cálculo de la socavación fue realizado teniendo en cuenta modelos usualmente utilizados en el territorio nacional y se encuentran recomendados en el Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS-MINTRANSPORTE tanto para la socavación general como la localizada.
- El drenaje de la corona se ajusta a las recomendaciones del Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS-MINTRANSPORTE.
- La profundidad mínima del bordillo se establece en 15 cms.

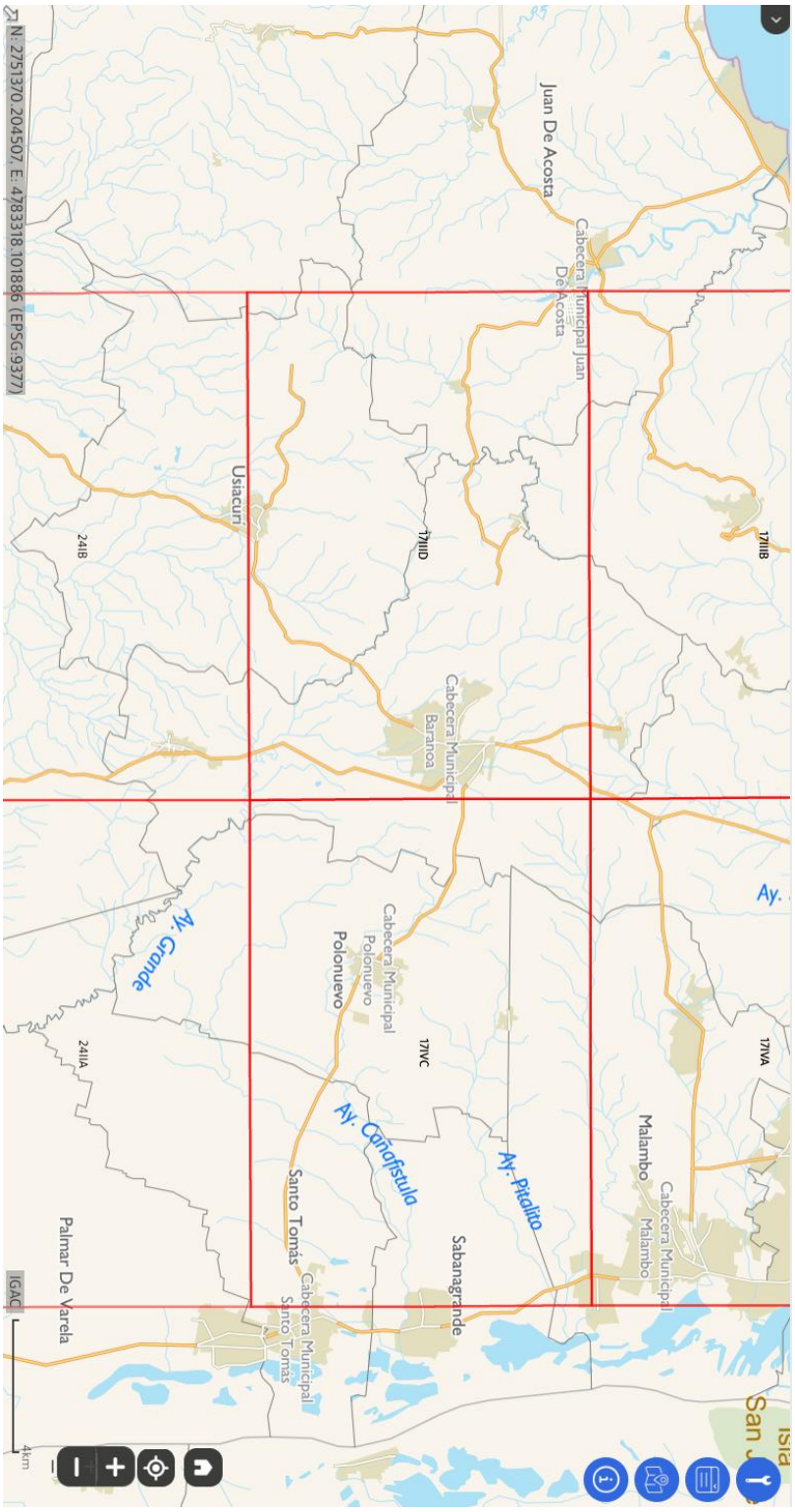
9. BIBLIOGRAFÍA

1. Guía de diseño para pavimentos con placa huella. INVIAS-Mintransporte.
2. Resolución 0330 del 2,017. Ministerio de vivienda, ciudad y territorio.
3. Resolución 0791 del 2,021. Ministerio de vivienda, ciudad y territorio.
4. Hidrología aplicada. Ven Te Chow. Mac Graw- Hill.
5. Hidráulica de canales abiertos. Ven Te Chow. Mac Graw- Hill.
6. Manual de drenaje para carreteras. INVIAS-Mintransporte.
7. Manual de diseño de drenajes superficiales y subsuperficiales en vías. Germán Eduardo Gavilán León. UIS.

Ing. Gustavo A. Camargo A.

10. ANEXOS

10.1. ANEXO 1. Cartografía


N: 2751370.204507, E: 4783318.101886 (EPSG:9377)
Juan De Acosta
Cabecera Municipal Juan De Acosta
Usiacuri
24IIB
17IIID
17IIIB
Cabecera Municipal Baranoa
Ay. Grande
Polonuevo
Cabecera Municipal Polonuevo
24IIA
17IVC
17IVA
Ay. Canafistula
Ay. Pitalito
Malambo
Cabecera Municipal Malambo
Santo Tomás
Cabecera Municipal Santo Tomás
Sabanagrande
Palmar De Varela
IGAC
4km

10.2. ANEXO 2. Información hidro climática

Nombre estación	**Polonuevo**
Código estación	**29040080**
Parámetro	**Precipitaciones máximas en 24 horas**

Año	Pmax 24h
1990	91.00
1991	104.00
1992	100.20
1993	84.50
1994	96.30
1995	150.00
1996	109.20
1997	64.30
1998	88.90
1999	53.00
2000	123.90
2001	87.30
2002	85.60
2003	73.50
2004	77.00
2005	81.10
2006	77.00
2007	85.30
2008	120.80
2009	115.30
2010	77.30
2011	98.50
2013	11.00
2014	107.00
2015	100.00
2016	47.00
2017	112.00
2018	117.00
2019	88.00
2020	97.00
2021	92.00
2022	50.00
2023	53.00
2024	82.00
2025	60.00
Media	87.43
Máximo	150.00
Mínima	11.00

10.3. ANEXO 3. Superficie de drenaje


Google Earth - Editar Polígono
Nombre:
D_Box
Descripción
Estilo, color
Ver
Altitud
Medidas
Perímetro:
883
Metros
Área:
35,666
Metros cuadrados
Aceptar
Cancelar
Carrera 13
Calle 20a
Calle 20
Carrera 12
Calle 18
Calle 19
Calle 17
Carrera 14
Calle 16
Carrera 15
Calle 14
BOX
Google Earth

10.4. ANEXO 4. Prueba de datos dudosos

PRUEBA DE DATOS DUDOSOS

Parámetro Precipitaciones máximas en 24 horas
Estación: 29040080 Polonuevo

Año	Pmax 24 h
1990	91.00
1991	104.00
1992	100.20
1993	84.50
1994	96.30
1995	150.00
1996	109.20
1997	64.30
1998	88.90
1999	53.00
2000	123.90
2001	87.30
2002	85.60
2003	73.50
2004	77.00
2005	81.10
2006	77.00
2007	85.30
2008	120.80
2009	115.30
2010	77.30
2011	98.50
2013	11.00
2014	107.00
2015	100.00
2016	47.00
2017	112.00
2018	117.00
2019	88.00
2020	97.00
2021	92.00
2022	50.00
2023	53.00
2024	82.00
2025	60.00

Orden	P	Log P
1	150.00	2.176091
2	123.90	2.093071
3	120.80	2.082067
4	117.00	2.068186
5	115.30	2.061829
6	112.00	2.049218
7	109.20	2.038223
8	107.00	2.029384
9	104.00	2.017033
10	100.20	2.000868
11	100.00	2.000000
12	98.50	1.993436
13	97.00	1.986772
14	96.30	1.983626
15	92.00	1.963788
16	91.00	1.959041
17	88.90	1.948902
18	88.00	1.944483
19	87.30	1.941014
20	85.60	1.932474
21	85.30	1.930949
22	84.50	1.926857
23	82.00	1.913814
24	81.10	1.909021
25	77.30	1.888179
26	77.00	1.886491
27	77.00	1.886491
28	73.50	1.866287
29	64.30	1.808211
30	60.00	1.778151
31	53.00	1.724276
32	53.00	1.724276
33	50.00	1.698970
34	47.00	1.672098
35	11.00	1.041393
Media	87.43	1.91
Desv. Est	26.31	0.19

$y_H = \bar{y} + K_n S$

$y_L = \bar{y} - K_n S$

n= 35

K_n= 2.628

y_H= 2.414836 P_H= 259.918

y_L= 1.409448 P_L= 25.67128

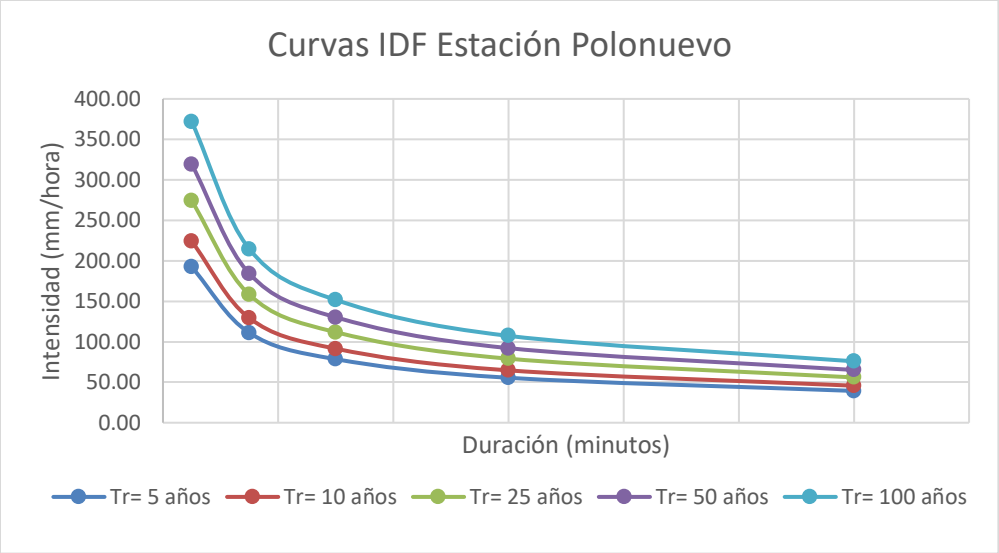
Se descarta un valor del registro. P= 11 mm

TABLA 12.5.3
Valores K_n para la prueba de datos dudosos

Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

Fuente: U. S. Water Resources Council, 1981. Esta tabla contiene valores de K_n de un lado con un nivel de significancia del 10% para la distribución normal.

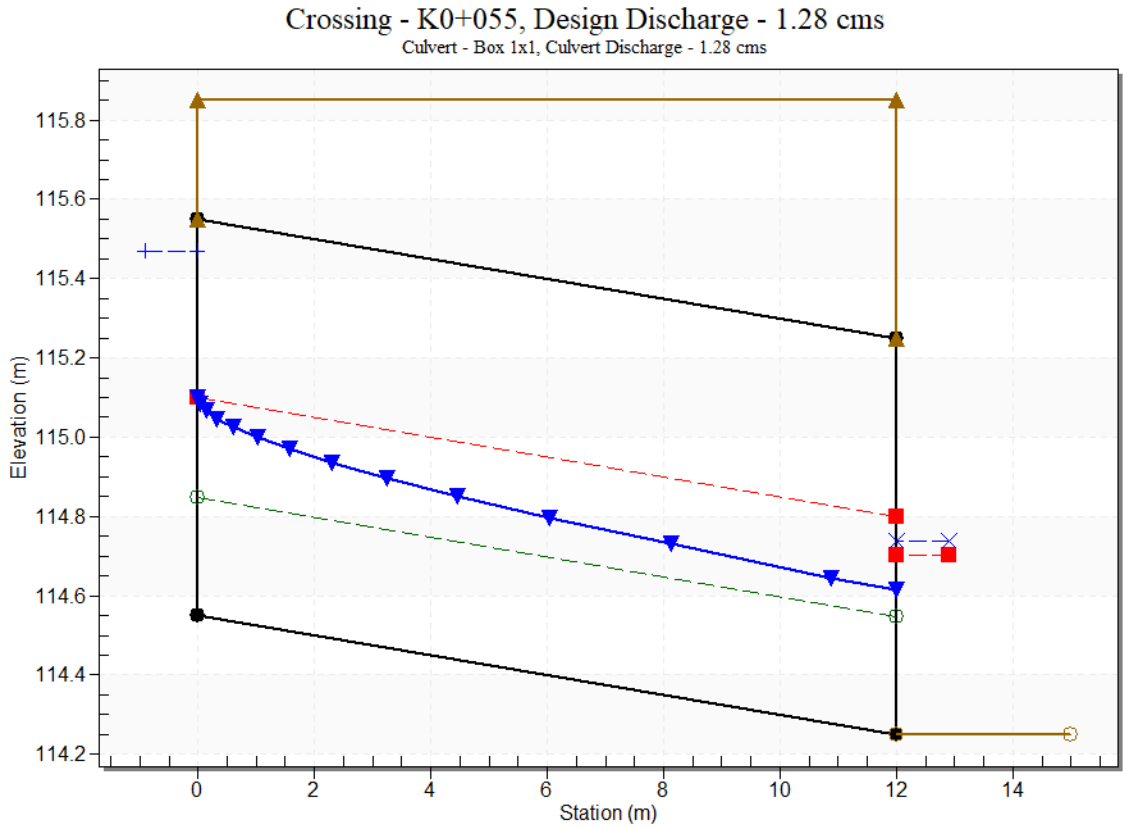
10.5. ANEXO 5. Curvas IDF estación Polonuevo



D (min)	Tr (años)				
	5	**10**	**25**	**50**	**100**
5	192.29	223.97	273.99	319.12	371.69
15	111.02	129.31	158.19	184.25	214.60
30	78.50	91.43	111.86	130.28	151.74
60	55.51	64.65	79.09	92.12	107.30
120	39.25	45.72	55.93	65.14	75.87
M=	**89.68**				

10.6. ANEXO 6. Análisis hidráulico. HY-8.

Water Surface Profile Plot for Culvert: Box 1x1



10.7. ANEXO 7. Cálculo socavación general.

SOCAVACION GENERAL POR EL METODO DE LISCHTVAN - LEVEDIEV

METODO DE LISCHTVAN - LEVEDIEV PARA SUELOS COHESIVOS

Datos					
Abscisa puente		K0+055			
Periodo de retorno	T_r=	20.00	años		
Caudal de diseño	Q_d=	1.28	m^3/s		
Area hidraulica	A=	0.92	m^2		
Velocidad media	V=	1.39	m/s		
Ancho alcantarilla	B=	1.00	m		
Esviajamiento		0.00	grados		
Ancho corregido	B'=	1.00	m		
Ancho apoyos int	D=	0.00	m		
Cantidad apoyos int	#	0.00			
Ancho efectivo	B_e=	1.00	m		
Tirante medio seccion original	H_m=	0.92	m		
Coeficiente de contraccion	μ=	1.00			
Coeficiente de seccion	α=	1.47			
Tirante maximo	H_o=	0.98	m		
Coeficiente de frecuencia	β=	1.08			
Peso especifico del suelo del fondo del cauce	Υ_s=	2.67	T/m^3		
Exponente material granular	X=	0.31			
Profundidad flujo despues de la socavacion	H_s=	1.34	m		
Profundidad de la socavacion	Y_s=	0.36	m		