“ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA LA CANALIZACIÓN DE LA QUEBRADA TAJAMAR (ESPARTAL) Y CANAL PARA CONDUCCIÓN DE AGUA LLUVIA EN EL ÁREA DE INFLUENCIA RELACIONADA CON UN COSTADO DEL AEROPUERTO DEL MUNICIPIO DE MÁLAGA EN EL DEPARTAMENTO DE SANTANDER”

INFORME HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

ELABORÓ:

ABNER ALEXEY RINCÓN SUÁREZ
INGENIERO CIVIL
M. SC. RECURSOS HÍDRICOS
68202-244832 STD



BUCARAMANGA
SEPTIEMBRE 2025

TABLA DE CONTENIDO

Página

INTRODUCCIÓN 7

1 OBJETIVOS 8

1.1 OBJETIVO GENERAL 8

1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS 8

2 GENERALIDADES 9

2.1 LOCALIZACIÓN 9

3 FASE HIDROLOGICA 10

3.1 ÁREA HIDROGRÁFICA Y SUS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS 10

3.2 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN 12

3.3 COEFICIENTE DE COMPACIDAD 14

3.4 FACTOR DE FORMA 15

3.5 ÍNDICE DE ALARGAMIENTO 16

3.6 CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS 17

3.6.1 ANÁLISIS DE LA PRECIPITACIÓN 17

3.6.1.1 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE EVENTOS EXTREMOS 20

3.6.2 PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE 21

3.7 CURVAS IDF 24

3.8 ESTIMACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS PUNTUALES 28

3.8.1 PERIODO DE RETORNO 28
3.8.2 MÉTODO RACIONAL PARA ESTIMACIÓN DE CAUDALES 29
4 FASE HIDRÁULICA 33
4.1 MODELAMIENTO HIDRAULICO 33
4.1.1 HIDRÁULICA 33
4.1.2 SELECCIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD 34
4.1.3 ANÁLISIS HIDRÁULICO 38
4.1.4 DIMENSIONAMIENTO CANALES PROYECTADOS 39
4.1.5 MODELACIÓN HIDRÁULICA BIDIMENSIONAL EN HEC-RAS 41
4.1.5.1 MODELACIÓN HIDRÁULICA PARA LA ZONA DE INTERÉS 42
5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 48
6 BIBLIOGRAFÍA 51

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Características físicas del área hidrográfica de interés 11

Tabla 2. Tiempo de concentración para los cuerpos hídricos del proyecto 14

Tabla 3. Clasificación de valores de coeficiente de compacidad del área aferente 15

Tabla 4. Coeficiente de compacidad de las áreas aferentes del proyecto 15

Tabla 5. Clasificación de valores del factor de forma del área hidrográfica 15

Tabla 6. Factor de forma para las áreas aferentes del proyecto 16

Tabla 7. Rango de valores para la clasificación del índice de alargamiento 16

Tabla 8. Índice de alargamiento de las áreas aferentes del proyecto 16

Tabla 9. Estaciones climatológicas adyacentes seleccionada 17

Tabla 10. Precipitación máxima en 24 horas 19

Tabla 11. Función Gumbel y momentos de primer y segundo orden 21

Tabla 12. Precipitación máxima 24 h en mm para TR por Gumbel 23

Tabla 13. Parámetros de ajuste de regresión regionalizados en Colombia 25

Tabla 14. Periodos de retorno resolución de 2017 28

Tabla 15. Resultados caudales (m3/s) para diferentes tiempos de retorno Quebrada Espartal. 32

Tabla 16. Resultados caudales (m3/s) para diferentes tiempos de retorno Área aferente. 32

Tabla 17. Valores para el cálculo de rugosidad mediante el método de Cowan 35

Tabla 18. Dimensiones definidas para canales de interés. 40

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización general de las estructuras y drenajes 9

Figura 2. Área hidrográfica del cauce de interés y área aferente de drenaje pluvial. 11

Figura 3. Estaciones climatológicas adyacentes al proyecto 18

Figura 4. Software de aplicación de las fórmulas explicadas a usar 22

Figura 5. Prueba de bondad para la distribución Gumbel de los datos de caimital 23

Figura 6. Regiones de Colombia para definición de parámetros a, b, c y d 26

Figura 7. Curvas IDF para el proyecto 27

Figura 8. Coeficientes de escorrentía para el método racional 31

Figura 9. Esfuerzos cortantes y velocidades cerca del fondo en flujo turbulento 33

Figura 10. Rugosidades de Manning para corrientes naturales 36

Figura 11. Rugosidades para Manning canales revestidos 37

Figura 12. Tramo del canal para deducción de los métodos paso a paso 38

Figura 13. Canal proyectado para control de agua lluvia. 40

Figura 14. Canal proyectado para canalización de quebrada Espartal. 40

Figura 15. Esquema de presentación de HEC-RAS 41

Figura 16. Planta de geometría en AutoCAD Civil 3D y HEC-RAS 42

Figura 17. Coeficiente de Manning para las secciones del modelo. 43

Figura 18. Asignación de caudal máximo puntual y condiciones de contorno para el modelo hidráulico. 44

Figura 19. Secciones hidráulicas 44

Figura 20. Perfil longitudinal hidráulico 45

Figura 21. Inundación del cauce con obras para Tr 050 años 46

Figura 22. Distribuciones de velocidad con las obras para Tr 050 años. 47

INTRODUCCIÓN

El análisis hidrológico e hidráulico constituye una acción fundamental para la comprensión del comportamiento del agua en zonas con influencia de escorrentías superficiales y cauces naturales, especialmente para la proyección de obras hidráulicas que permitan condiciones de seguridad y funcionalidad ante eventos de tormenta extremos, como es el caso de las instalaciones aeroportuarias. En este contexto, el presente estudio se centra en la evaluación de dos canales ubicados en el costado de la pista del aeropuerto del municipio de Málaga, Santander: el primero destinado a la conducción de la escorrentía pluvial generada en el área de influencia y el segundo orientado a la canalización de la quebrada Espartal.

El desarrollo del análisis comprende la recopilación de información en campo y la integración de datos secundarios, con el fin de caracterizar las condiciones hidrometeorológicas de la zona. Se incluyen la elaboración de curvas de intensidad-duración-frecuencia para diferentes periodos de retorno, la identificación de las características del suelo y de la cobertura que inciden en el escurrimiento, así como la modelación de los caudales asociados a eventos de precipitación y de crecida del cauce natural.

Los resultados obtenidos permiten determinar la magnitud de los caudales de diseño, estimar la extensión y posible afectación por eventos de inundación, y establecer lineamientos técnicos para garantizar el adecuado funcionamiento de los canales analizados. En este sentido, el estudio constituye un insumo esencial para la gestión del riesgo hídrico y la planeación de medidas de encauzamiento y disposición final de los caudales en el área de influencia del aeropuerto.

1 OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Desarrollar un estudio hidrológico e hidráulico que permita caracterizar y evaluar el comportamiento de la escorrentía pluvial y de la Quebrada Espartal en el área de influencia del aeropuerto de Málaga, Santander, con el fin de determinar la extensión potencial de inundación y proponer soluciones de encauzamiento mediante la canalización correspondiente.

1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

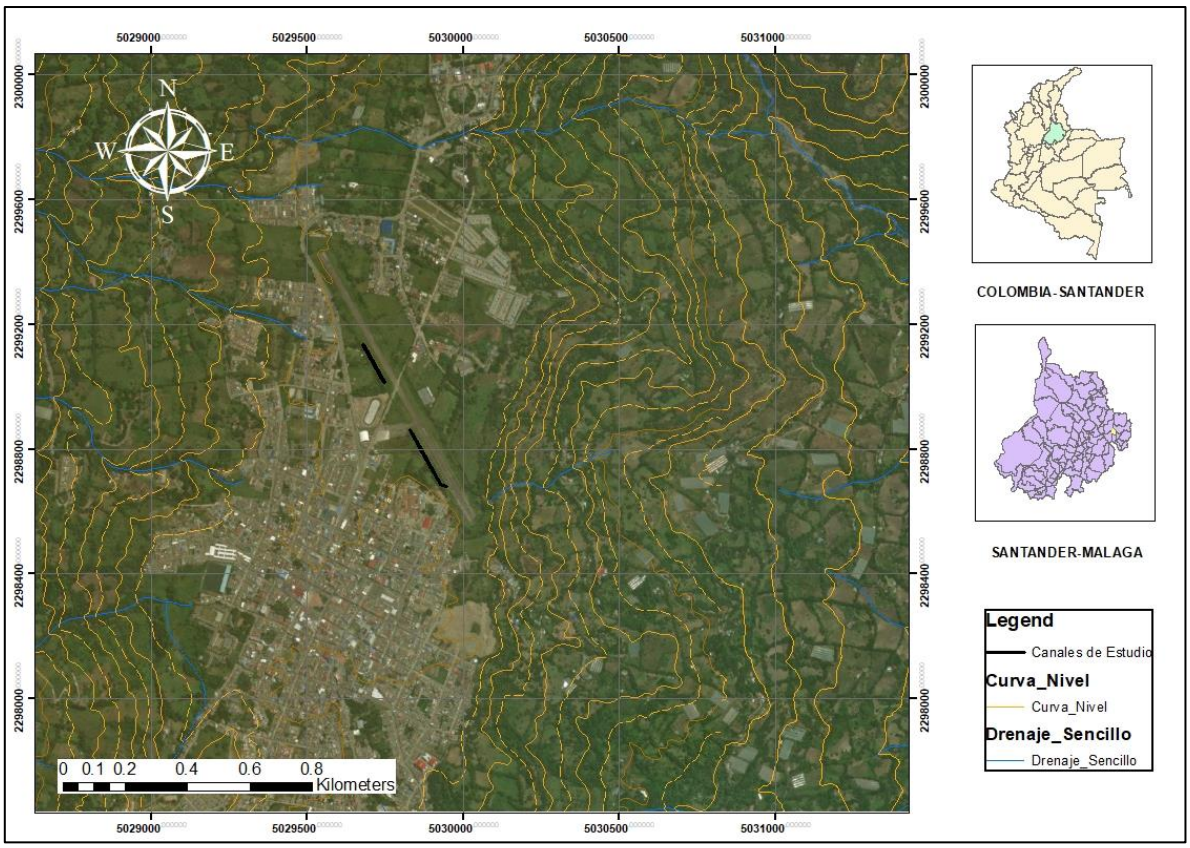
- Estimar los caudales máximos de diseño asociados a diferentes periodos de retorno para la escorrentía pluvial y la quebrada •••••• ••••Espartal•.
- Analizar el comportamiento hidráulico de los canales proyectados a partir de la modelación hidrológica e hidráulica del sector.
- Diseñar los canales de encauzamiento, garantizando su capacidad hidráulica y contribuyendo a la mitigación del riesgo de inundación en la zona adyacente a la pista del aeropuerto.

2 GENERALIDADES

2.1 LOCALIZACIÓN

El proyecto se localiza en el municipio de Málaga, departamento de Santander, con origen de coordenadas en el sistema MAGNA-SIRGAS Origen Nacional (CTM12). El área de estudio se encuentra comprendida en las planchas cartográficas 136-I-B y 136-II-A del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC), a escala 1:25.000, que abarcan el sector donde se ubican los canales objeto de análisis: el destinado a la conducción de la escorrentía pluvial y el correspondiente a la canalización de la quebrada •••••• ••••Espartal•, ambos localizados en el costado de la pista del aeropuerto.

Figura 1. Localización general de las estructuras y drenajes



3 FASE HIDROLOGICA

El presente capitulo comprende los cálculos y procedimientos para la obtención de los caudales máximos instantáneos para la probabilidad o periodo de retorno de 50 años.

Todos los procedimientos matemáticos se elaboran con base en los cálculos estadísticos de los datos climatológicos de las estaciones del IDEAM adyacentes y con información suficiente para un adecuado análisis. Adicionalmente, las características morfométricas del área aferente al punto de interés, se desarrollan con base en la cartografía vigente del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC) y se determina la cobertura del suelo con base en las coberturas de tierra para Colombia Corine Land Cover.

Se entiende que la precipitación (Lluvia) es el factor de mayor relevancia para la generación de inundaciones. Se conoce que la precipitación es variable tanto espacial como temporalmente, por lo que se debe hacer una aproximación al comportamiento de la precipitación medida y almacenada en la base de datos. Estos aspectos serán explicados a continuación.

3.1 ÁREA HIDROGRÁFICA Y SUS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

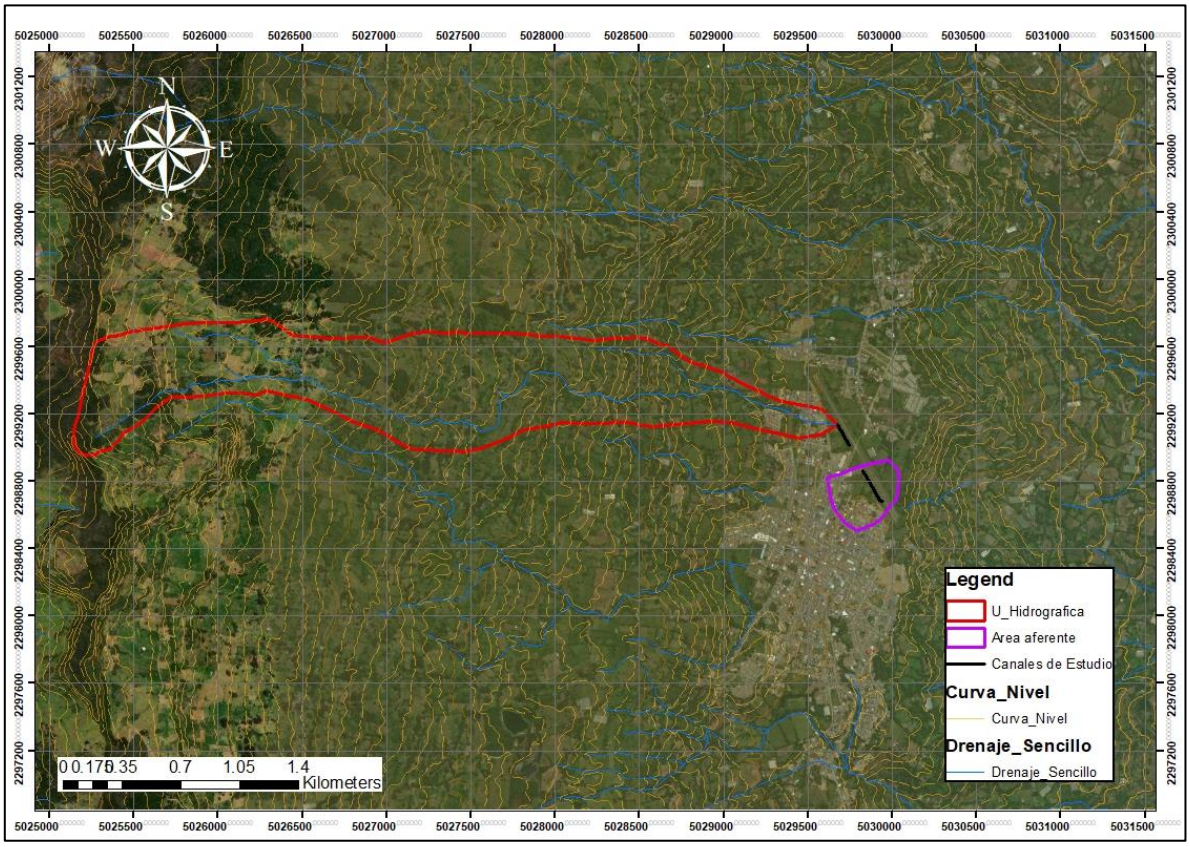
El área aferente corresponde al estado físico natural para toda operación hidrológica. Esta área se define como la superficie topográficamente limitada, la cual se drena por uno o varios recorridos de agua, de tal manera que la totalidad del flujo efluente es drenado a partir de una salida.

El límite topográfico del área aferente (divisoria), corresponde a la línea imaginaria que divide la precipitación en áreas aferentes adyacentes y orientan la escorrentía resultante a un sistema de drenaje[1].

Dichas mediciones de elaboran en la cartografía vigente del IGAC.

[1] INVIAS. (2011). Manual de drenaje para carreteras.

Figura 2. Área hidrográfica del cauce de interés y área aferente de drenaje pluvial.



- Superficie: Corresponde al área plana que se incluye en la divisoria topográfica.
- Longitud y pendiente: Este parámetro se define mediante la longitud horizontal del drenaje y la diferencia entre la cota mayor y menor en dicha longitud. Estos parámetros determinan la capacidad de concentración de flujo, como su velocidad para el desarrollo del caudal pico.
- Tiempo de concentración: Esta variable se refiere al tiempo necesario, desde el comienzo de la precipitación, para que la totalidad del área aferente aporte hasta el punto de salida de la misma.

Tabla 1. Características físicas del área hidrográfica de interés

NOMBRE DEL AFLUENTE	LONGITUD (Km)	AREA DE INFLUENCIA (Km^2)	COTA MAYOR (m)	COTA MENOR (m)	S (m/m)
Quebrada▪ ▪▪▪ ▪▪Espartal▪	5.02	2.09	3225	2214.4	0.2014965

3.2 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración (tc), es aquel que tarda una gota de agua que se precipita en el punto más alejado del cierre de una cuenca, en viajar hasta este por la superficie. El cálculo de este tiempo se hace mediante ecuaciones que tienen en cuenta parámetros morfológicos de las cuencas:

Ecuación de Giandotti.

$$Tc = \frac{4A^{0.5} + 1.5L}{0.8H^{0.5}}$$

Dónde:

Tc= Tiempo de concentración, en horas.

A= Superficie de la cuenca en Km^2

L= Longitud del cauce de interés, en km.

H=Altura media de la cuenta sobre el punto estudiado, en m.

Ecuación de Ven Te Chow.

$$Tc = 0.273\left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.64}$$

Dónde:

Tc= Tiempo de concentración, en horas.

L= Longitud del cauce de interés, en km.

S=Pendiente total del cauce principal en m/m.

Ecuación de Kirpich.

$$Tc = 0.06628\left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.77}$$

Dónde:

Tc= Tiempo de concentración, en horas.

L= Longitud del cauce de interés, en km.

S=Pendiente total del cauce principal en m/m.

Ecuación de Temez.

$$Tc = 0.30\left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.76}$$

Dónde:

Tc= Tiempo de concentración, en horas.

L= Longitud del cauce de interés, en km.

S=Pendiente total del cauce principal, en porcentaje (%).

Ecuación de Johnstone y Cross.

$$Tc = 0.26\left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.5}$$

Dónde:

Tc= Tiempo de concentración, en horas.

L= Longitud del cauce de interés, en km.

S=Pendiente total del cauce principal en m/Km.

Con los valores consignados en la Tabla 2, se llevó a cabo el cálculo de los tiempos de concentración

Tabla 2. Tiempo de concentración para los cuerpos hídricos del proyecto

Drenaje	Área (km2)	Punto más alto (msnm)	Punto más bajo (msnm)	Longitud (km)	Diferencia cotas	pendiente (m/m)	Kirpich (min)	Temez (min)	Ecuación de Giadotti(min)	Ven Te Chow (min)	Johnstone y Cross (min)	U.S Army Corps of Engineers (min)
Quebrada Espartal	2.09	3225.00	2214.40	5.02	1010.60	0.20	25.51	34.65	31.40	76.76	52.15	77.58

Aunque el INVIAS (2011) expone que se puede estimar el tiempo de concentración por diferentes metodologías, se toma el resultado de la ecuación estimada por **Johnstone y Cross** partiendo del que se encuentra más cercano al promedio de los valores estimados y no representa un valor extremo. Los parámetros mínimos de tiempo de concentración según INVIAS, corresponde a 15min[2].

3.3 COEFICIENTE DE COMPACIDAD

El coeficiente de compacidad según Gravelius (1914) se define como la razón entre el perímetro del área aferente y la raíz cuadrada de la superficie de la misma, como se muestra a continuación.

$$Kc = 0.28 \frac{P}{A^{0.5}}$$

Kc = Factor de compacidad (adimensional)

A = Área de la superficie hidrográfica (Km2)

P = Perímetro del área aferente (Km)

[2] INVIAS, Manual de drenaje para carreteras, 2011

Tabla 3. Clasificación de valores de coeficiente de compacidad del área aferente

Coeficiente de compacidad	Clasificación del índice de compacidad
<1.25	Redonda a oval redonda
1.25 – 1.50	De oval redonda a oval oblonga
1.50 – 1.75	De oval oblonga a rectangular oblonga

Fuente: Maidment (1192)

Tabla 4. Coeficiente de compacidad de las áreas aferentes del proyecto

NOMBRE DE LA AFLUENTE	AREA DE INFLUENCIA (Km²)	perímetro (km)	Kc	clasificación
Quebrada Espartal	2.09	10.04	1.944	Fuera de rango

3.4 FACTOR DE FORMA

El factor de forma de una cuenca hidrográfica corresponde a la relación entre el área de la cuenca y el cuadrado de la longitud axial, como se muestra en la siguiente expresión.

$$Kf = \frac{A}{La^2}$$

Donde:

Kf = Factor de forma (adimensional)

A = Área de la superficie hidrográfica (Km2)

La = Longitud axial del área aferente (Km)

Tabla 5. Clasificación de valores del factor de forma del área hidrográfica

Factor de forma	Forma de la cuenca
<0.22	Muy alargada
0.22 – 0.30	Alargada
0.30 – 0.37	Ligeramente alargada
0.37 – 0.45	Ni alargada ni ensanchada
0.45 – 0.60	Ligeramente ensanchada
0.60 – 0.80	Ensanchada
0.80 – 1.20	Muy ensanchada
>1.20	Rodeando el desagüe

Fuente: Horton (1945)

Tabla 6. Factor de forma para las áreas aferentes del proyecto

NOMBRE DE LA AFLUENTE	AREA DE INFLUENCIA (Km^2)	LA (m)	Kf	Clasificación
Quebrada Espartal	2.09	4.46	0.105167407	Muy alargada

3.5 ÍNDICE DE ALARGAMIENTO

Es la relación que existe entre la longitud máxima del cauce de la cuenca y su ancho. Para el cálculo del índice de alargamiento se utiliza la ecuación propuesta por (Robert Ermer Horton, 1945) y está definida de la siguiente manera:

$$Ia = \frac{Lb}{w}$$

Donde:

Ia=Índice de alargamiento (adimensional)

Lb= Longitud del cauce (Km)

w=Ancho de la cuenca (Km)

Tabla 7. Rango de valores para la clasificación del índice de alargamiento

Índice de alargamiento	Clasificación del índice de alargamiento
<1.00	Cuenca achatada
=1.00	Cuenca circular
>1.00	Cuenca alargada

Tabla 8. Índice de alargamiento de las áreas aferentes del proyecto

NOMBRE DE LA AFLUENTE	LONGITUD (Km)	W (km)	IA	Clasificación
Quebrada Espartal	5.0155	0.4690	10.69290686	Cuenca alargada

3.6 CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS

La naturaleza es por excelencia impredecible, lo que hace necesario el desarrollo de modelos estadísticos que permitan el entendimiento del comportamiento de las variables climatológicas y la estimación de su magnitud para distintas probabilidades de ocurrencia en el tiempo.

Con norte a las estimaciones de caudales, se parte de métodos directo o indirectos, con base en la información disponible. Los métodos directos se desarrollan cuando existen registros de caudales y niveles en estaciones hidrométricas instaladas en puntos estratégicos del cuerpo hídrico, cuya validación de ajuste de datos a una ecuación continua de probabilidad, permite su proyección para los periodos de retorno que se requieran. En el caso de estimación de caudales de lluvia por métodos indirectos (lluvia – escorrentía), la precipitación es el parámetro de mayor relevancia, la cual, en lo temporal, se determina su comportamiento mediante la creación de curvas que relacionen la intensidad, la frecuencia de ocurrencia y el tiempo de duración de un evento de precipitación, configurando así las curvas IDF (intensidad-duración-frecuencia)..

3.6.1 Análisis de la precipitación

El análisis de la precipitación se lleva a cabo mediante acciones estadísticas de las series de datos consignadas estaciones climatológicas (IDEAM) adyacentes al proyecto. Dicho análisis estadístico se elabora de tal manera que se obtenga una estimación del comportamiento de la lluvia a diferentes probabilidades, con un bajo grado de incertidumbre.

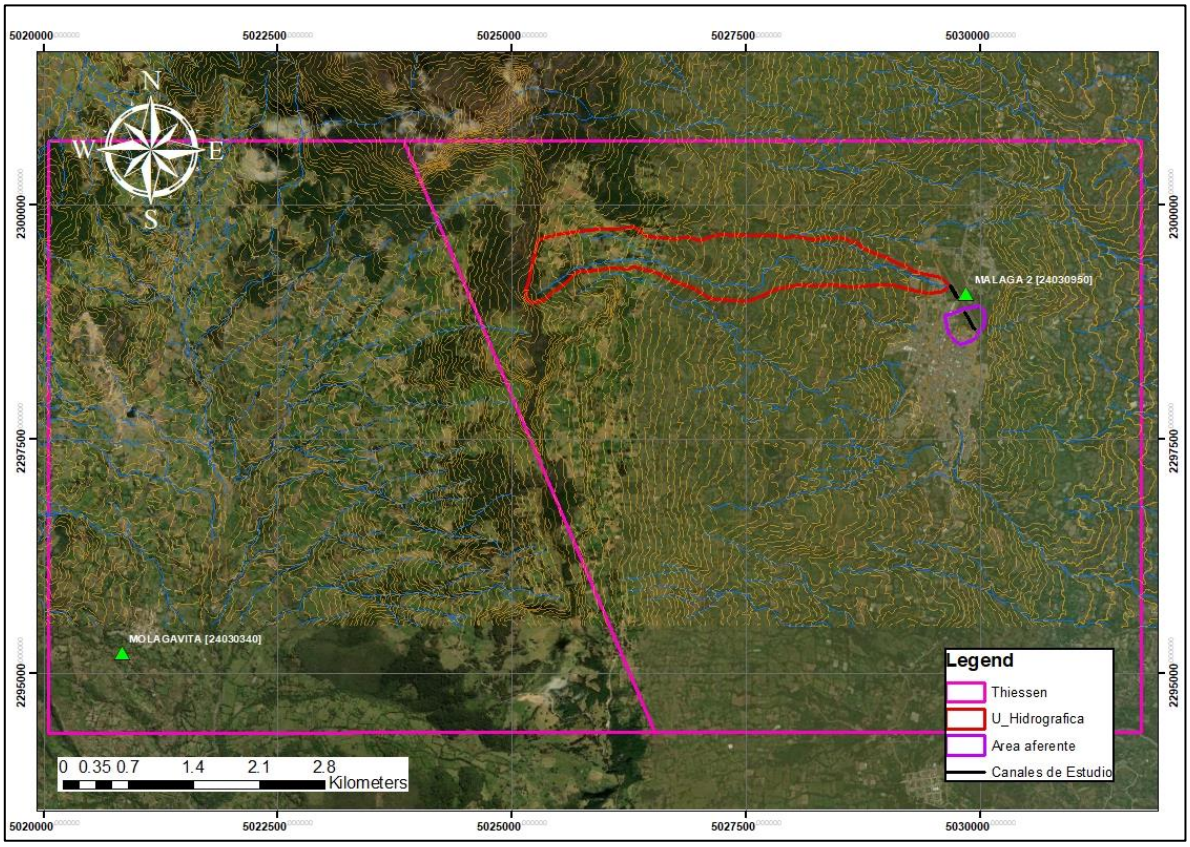
Para el presente proyecto se tienen una estación cercana representativa seleccionada utilizando polígonos de thiessen con un tiempo representativo de datos, las cuales aprecian en la Tabla 9:

Tabla 9. Estaciones climatológicas adyacentes seleccionada

Nombre	Código	Tipo	Estado	Operada	Municipio	Departamento
MALAGA 2	[24030950]	Pluviográfica	Activa	IDEAM	Málaga	Santander

Fuente: IDEAM

Figura 3. Estaciones climatológicas adyacentes al proyecto



Fuente: IDEAM

Para el análisis de eventos extremos, en el presente caso de estimación de caudales máximos se considera la lluvia máxima en 24 horas anual de los registros de la estación seleccionada los cuales son:

Tabla 10. Precipitación máxima en 24 horas

MALAGA 2 [24030950]	
1974	63
1975	58
1976	42
1977	61
1978	73
1979	60
1980	64
1981	150.5
1982	55.2
1983	64
1984	47.3
1985	34.7
1986	110
1987	62
1988	65
1989	50
1990	48
1991	45
1992	45
1993	58.2
1994	59.1
1995	72.5
1996	*28.5*
1997	63
1998	52
1999	51
2000	46.5
2001	33.4
2002	53.4
2003	63.1
2004	54.5
2005	65
2006	68
2007	36
2008	60.3
2009	76.5
2010	61
2011	69.5
2012	66
2013	55
2014	53
2015	52
2016	45
2017	69
2018	55
2019	49
2020	64.5
2021	46.5
2022	43.5
2023	66

Fuente: IDEAM

3.6.1.1 Análisis estadístico de eventos extremos

Los análisis de las series de datos de las estaciones climatológicas, deben elaborarse de tal manera que la inferencia sea lo menor posible en la proyección o estimación del comportamiento de eventos máximos o mínimos en el sector.

En la práctica esto se lleva a cabo seleccionando el máximo anual de la variable en análisis, con la expectativa de que observaciones sucesivas de esta variable de un año a otro sean independientes, debido a que los datos de una serie histórica en condiciones normales son no correlacionados (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

El procedimiento de análisis de frecuencia comprende las siguientes etapas:

- Suponer modelos probabilísticos.
- Estimar los parámetros estadísticos de las funciones de distribución de probabilidades de cada modelo elegido.
- Realizar pruebas que permitan seleccionar el modelo probabilístico que mejor describe el fenómeno que se intenta representar: pruebas de bondad de ajuste.
- Estimar los valores de diseño correspondientes al período de retorno de interés.

Con base en los registros de las estaciones del IDEAM, presentados en la Tabla 10, se presentan los respectivos análisis estadísticos y de bondad de ajuste para las funciones de probabilidad continua de valores extremos de Gumbel Tipo I.

Función de Gumbel o de Valor Extremo Tipo I

Supóngase que se tienen N muestras, cada una de las cuales contiene n eventos de cada muestra, es posible demostrar que, a medida que n aumenta, la función de distribución de probabilidad de x tiende a la función de distribución Gumbel.

Tabla 11. Función Gumbel y momentos de primer y segundo orden

FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD DISTRIBUCIÓN GUMBEL	RANGO	PARÁMETROS
$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{\left[-\frac{x-u}{\alpha} - e^{\left(-\frac{x-u}{\alpha}\right)}\right]}$	$-\infty \leq x \leq \infty$	$\alpha = \frac{\sqrt{6}s}{\pi}$ $u = \bar{x} - 0.5772\alpha$

Fuente: Handbook of Hydrology, 1993.

3.6.2 Pruebas de Bondad de Ajuste

Existen varias pruebas de bondad de ajuste, como por ejemplo Kolmogorov, X2, entre otras. Sin embargo, se escoge la de Kolmogorov porque esta prueba tiene la ventaja sobre la χ^2, de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos.

Las pruebas de bondad de ajuste definen que tan bien se ajusta un modelo de distribución estadística con un conjunto de observaciones de una variable específica. En este proyecto se realizaron las pruebas de bondad de ajuste por el método de Kolmogorov-Smirnov.

Dicha prueba, que es sólo válida para distribuciones continuas, consiste en comparar el máximo valor absoluto del parámetro D, con un valor crítico d, que depende del tamaño de la muestra y el nivel de significancia. El valor D se calcula como la diferencia entre la función de distribución de probabilidades hipotética, F(x), y el histograma acumulado observado, F0(x).

$$D = máx|f(x) - f_o(x)|$$

La función de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(x_m) = 1 - \frac{m}{n+1}$$

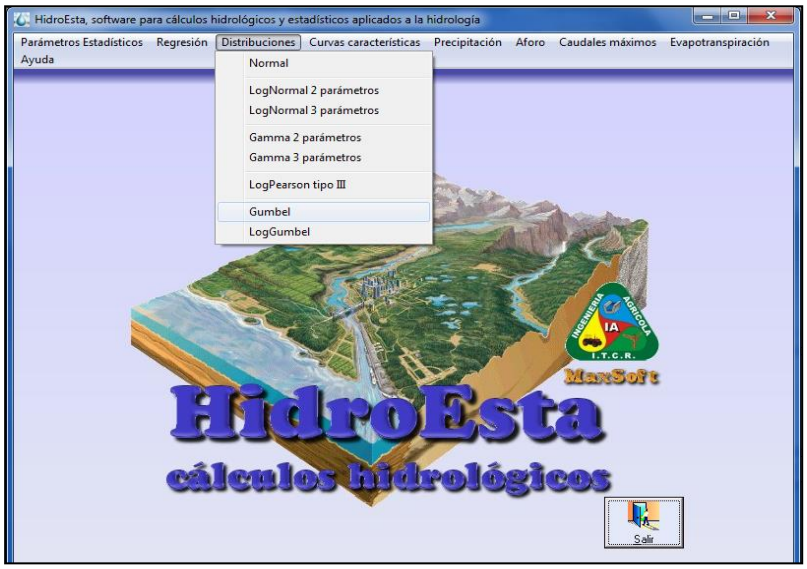
Donde m es el número de orden del dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos.

Si D<d, se acepta la hipótesis nula, es decir la función de distribución de probabilidad en análisis se acepta.

Para este cálculo se utiliza el software HidroEsta, este se alimenta con los datos de la variable a analizar y programa verifica la bondad de ajuste escogida, para las distribuciones de análisis, determinando su confiabilidad de acuerdo con número de datos y valores.

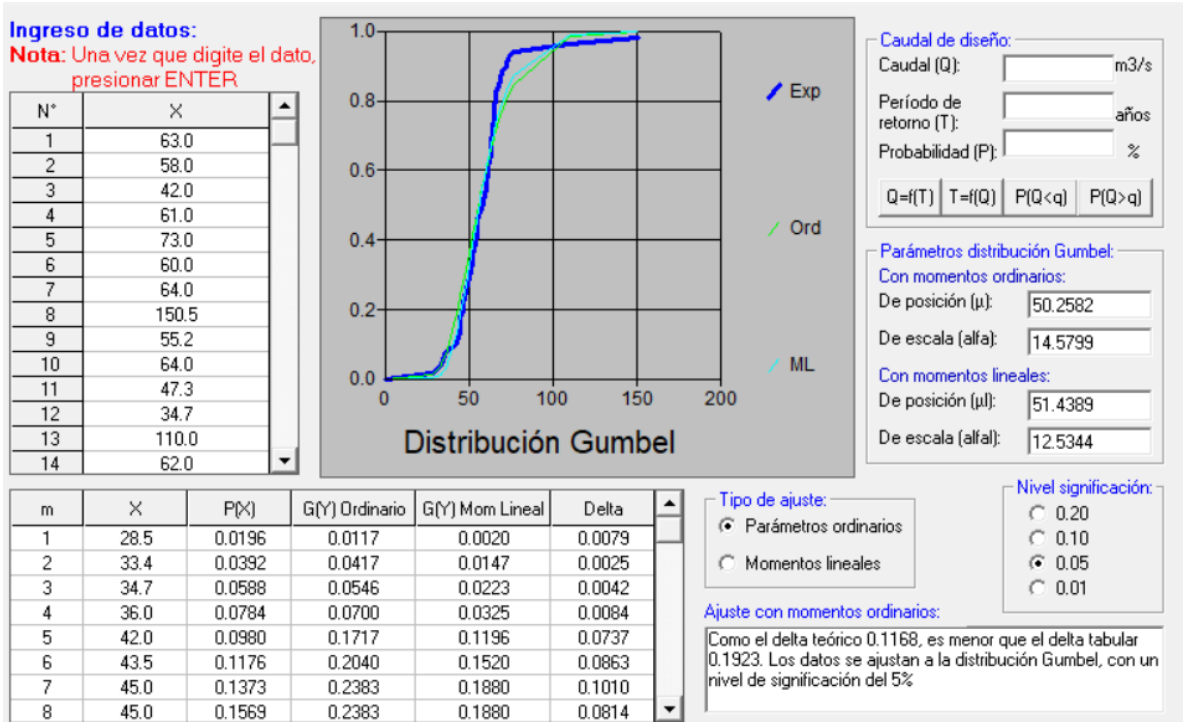
Este software fue desarrollado por Villon Bejar, Máximo. Software para cálculos hidrológicos y su uso es libre.

Figura 4. Software de aplicación de las fórmulas explicadas a usar



Fuente: software Hidroesta

Figura 5. Prueba de bondad para la distribución Gumbel de los datos de caimital



Proyección de precipitación máxima en 24 horas.

Partiendo de la aceptación de las distribuciones de probabilidad de eventos máximos a analizar en el proyecto, se presentan los resultados de precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno.

Tabla 12. Precipitación máxima 24 h en mm para TR por Gumbel

Estación	Tr 10 años	Tr 25 años	Tr 50 años	Tr 100 años	Tr 500 años
MALAGA 2	83.07	96.89	107.15	117.33	140.85

3.7 CURVAS IDF

Las curvas IDF, son graficas en las cuales se exponen las lluvias mediante la intensidad de la precipitacion, como ordenadas de la duracion de la lluvia y la probabilidad (periodo de retorno).

Para el presente proyecto, se construyen curvas IDF sintenticas mediante la metodologia propuesta por (Vargas & Díaz-Granados, 1998)[3] ya que este estudio correlaciona la precipitacion maxima en 24 horas, el numero promedio de dias de lluvia al año, la precipitacion total media anual y la elevacion de la estacion, con unos parametros de ajuste de regresion adaptados para cada una de las regiones del pais.

La formulación general para la obtención de la intensidad media I en mm/hr se da como sigue:

(1) $I = a\frac{T^b}{t^c}M^d$

(2) $I = a\frac{T^b}{t^c}M^d N^e$

(3) $I = a\frac{T^b}{t^c}M^d N^e PT^f$

Dónde:

I = Intensidad de precipitación, en milímetros por hora (mm/h)

T = Período de retorno en años

M = Precipitación máxima promedio anual en 24 horas a nivel minutal

t = Duración de la tormenta en horas.

[3] Vargas, R., & Díaz-Granados, M. (1998). Curvas sintéticas regionalizadas de intensidad duración-frecuencia para Colombia. Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes.

N = Promedio de número de días con lluvia al año (días)

PT = Precipitación media anual (mm)

a, b, c, d, e, f = Parámetros de ajuste de regresión, regionalizados

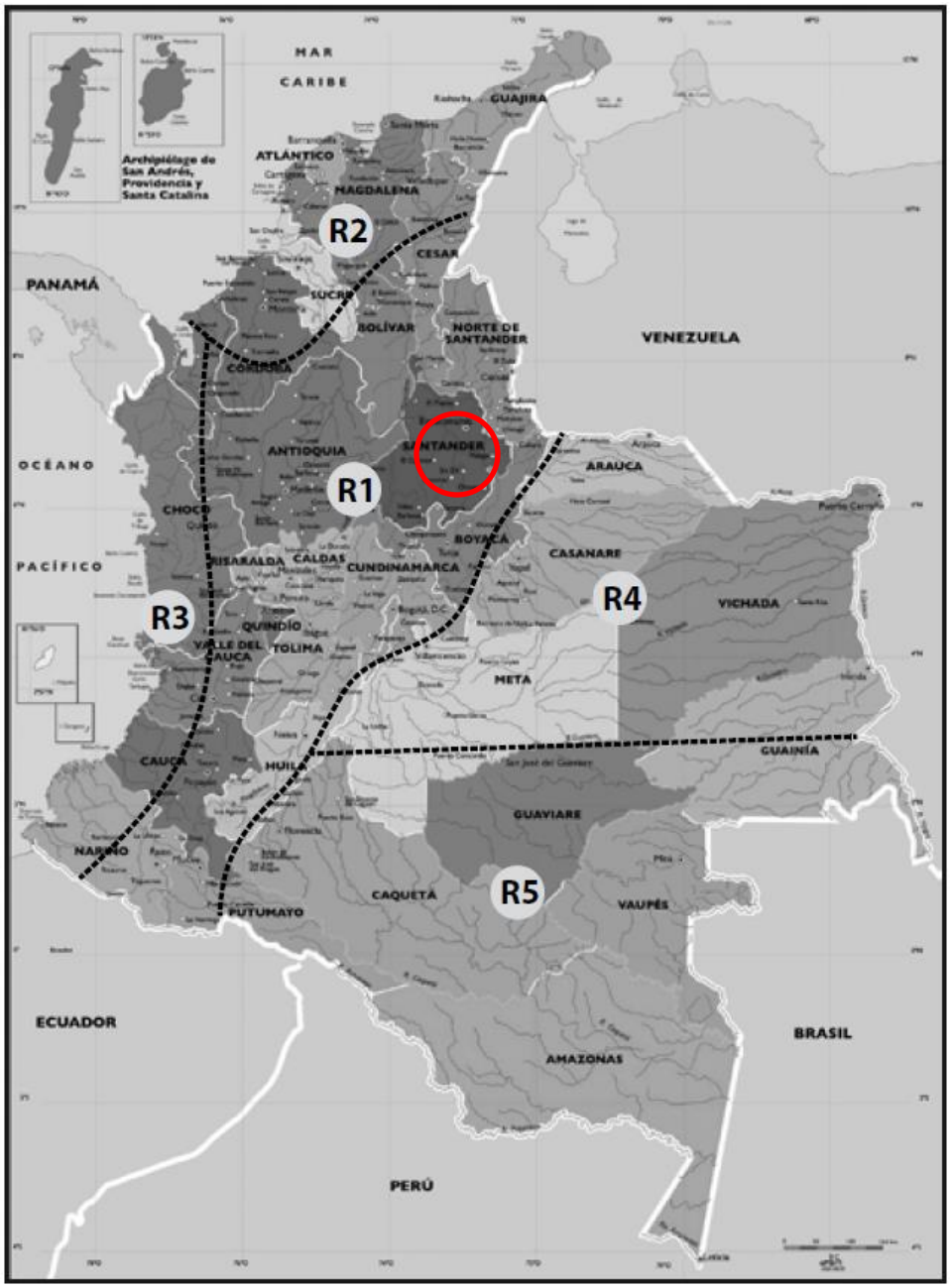
Los valores de los parámetros para las diferentes regiones se muestran en la Tabla 13.

Tabla 13. Parámetros de ajuste de regresión regionalizados en Colombia

Región	Ecuación	a	b	c	d	e	f
Andina (R1)	1	0.94	0.18	0.66	0.83		
	2	1.22	0.19	0.66	0.83	-0.05	
	3	1.61	0.19	0.65	0.75	-0.15	0.08
Caribe (R2)	1	24.85	0.22	0.5	0.1		
	2	16.66	0.21	0.5	0.03	0.15	
	3	8.51	0.21	0.5	-0.01	-0.08	0.28
Pacifico (R3)	1	13.92	0.19	0.58	0.2		
	2	3.02	0.19	0.58	0.04	0.44	
	3	2.31	0.19	0.58	-0.2	0.12	0.4
Orinoquia (R4)	1	5.53	0.17	0.63	0.42		
	2	75.03	0.17	0.63	0.12	-0.23	
	3	1.3E-26	0.19	0.58	1.19	-1.46	8.28

Fuente: Vargas, R., & Díaz-Granados, M. (1998). Curvas sintéticas regionalizadas de intensidad duración-frecuencia para Colombia. Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes.

Figura 6. Regiones de Colombia para definición de parámetros a, b, c y d

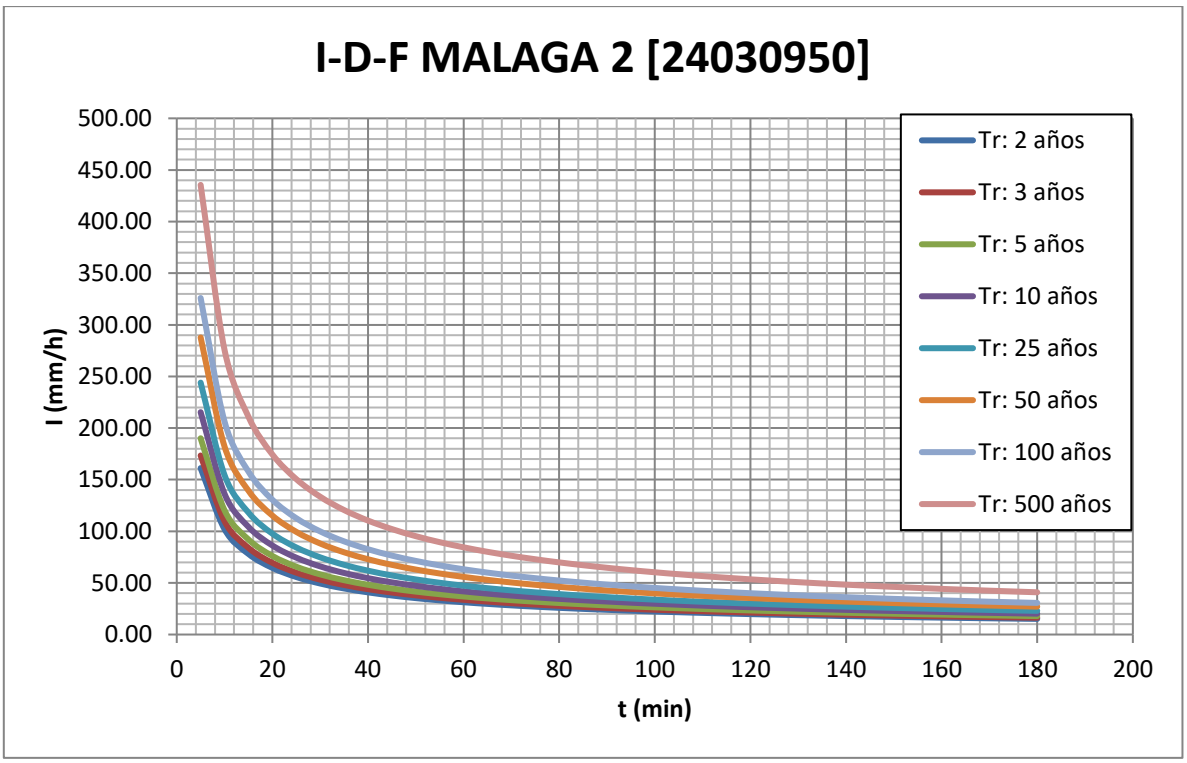


Fuente: INVIAS. (2015). Guía de diseño de pavimento con placa-huella.

Nota: Partiendo de la localización del proyecto, se toma la región andina R1 para los parámetros de proyección de curvas sintéticas

Con base en lo anterior, se construyen las curvas IDF a partir de la ecuación 1 (por su sencilles y la recomendación del manual de drenaje de INVIAS (2011) de la metodología presentada. Las curvas IDF se pueden ver en la Figura 7.

Figura 7. Curvas IDF para el proyecto



3.8 ESTIMACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS PUNTUALES

La estimación del caudal de agua lluvia para el análisis de estructuras, conductos y canales del sistema de alcantarillado, se desarrolla mediante modelos de lluvia – escorrentía con base, como un modelo de abstracciones (hidrograma unitario) o el método racional.

Según el manual de drenajes del INVIAS para áreas menores a 2.5 km2, permite utilizar el método racional para el cálculo de caudales, áreas superiores debe usarse el método del hidrograma de escorrentía superficial, con un tiempo de retorno Tr de diseño en años dependiendo del elemento que se requiera hacer el estudio, para cada uno de los métodos..

3.8.1 Periodo de retorno

Según el artículo 135 de la resolución 0330 de 2017, el perdido de retorno para la estimación de caudales debe determinarse a partir de la Tabla 14 de dicho documento la cual se puede apreciar en la siguiente tabla:

Tabla 14. Periodos de retorno resolución de 2017

Características del área de drenaje	Periodo de retorno (años)
Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 ha	3
Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 ha	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha	10
Canales abiertos que drenan áreas menores a 1000 ha	50
Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores de 1000 ha	100
Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 ha	100

Fuente: Resolución 0330 de 2017

Para el presente proyecto, se toma un **periodo de retorno de 50 años.**

3.8.2 Método racional para estimación de caudales

Según Invias (2011) es factible la utilización del método racional para áreas aferentes inferiores a 2.5 Km2.

Este metodo corresponde a uno de los mas conocidos y de mayor aplicación para la estimacion de caudales extremos en superficies pequeñas. Dicho metodo se basa en el concepto de que una lluvia de intensidad i, empieza instantaneamente y continua indefinidamente, la tasa de escorrentia aumenta hasta el tiempo de concentracion Tc (tiempo en el cual toda la cuenca contribuye al flujo de salida en el cierre del area).

La ecuacion del metodo racional es la siguiente:

$$Q = kCI_{tr}A$$

Dónde:

Q = Caudal pico (m^3/s) para un periodo de retorno T años

K = 0.278 (factor de conversión para garantizar unidades de Km^2)

C = Coeficiente de escorrentía para un periodo de retorno T años

I_{tr} = Intensidad promedio de la lluvia (mm/h) para una duración de lluvia (Tc horas) y un periodo de retorno T años

A = Área de la superficie aferente (Km^2)

Este coeficiente adimensional está definido por Chow, et al (1988), como "la tasa pico de escorrentía directa y la intensidad promedio de precipitación en una tormenta", y es función del período de retorno y de factores como la pendiente de la cuenca, las características del terreno, del almacenamiento y otras características de detención.

Para la estimación del coeficiente de escorrentía, se utilizó la metodología propuesta por INVIAS[4].

$$C = \frac{(Pd - Po)(Pd + 23Po)}{(Pd + 11Po)^2}$$

Dónde:

C = Coeficiente de escorrentía

Po = Parámetro que depende del uso y tipo de suelo, de la cobertura vegetal de la cuenca y de la humedad antecedente.

Pd = Precipitación máxima en 24 horas para los años de período de retorno T y para un tiempo de concentración Tc, obtenida de las curvas IDF.

El valor de Po se determina utilizando la siguiente ecuación y a partir del Número de Curva (CN).

$$Po = \frac{5080 - 50.8CN}{CN}$$

Donde CN es un parámetro propuesto por el S.C.S. para determinar la retención potencial máxima del suelo en una cuenca, y se aplica para valores de humedad antecedente propios de cada cuenca y se obtiene con base en el tipo de suelo y su condición hidrológica.

Sin embargo, Chow, et al (1988) presenta la siguiente tabla con coeficientes de escorrentía para diferentes coberturas como se muestra en la Figura 8.

[4] INVIAS. (2011). Manual de drenaje para carreteras.

Figura 8. Coeficientes de escorrentía para el método racional

Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional

	Periodo de retorno (años)						
Característica de la superficie	**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.)							
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: Chow Ven Te, Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). Applied Hydrology. New York, USA: McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series.

Obteniendo los valores de caudal para diferentes tiempos de retorno que se presentan a continuación:

Tabla 15. Resultados caudales (m3/s) para diferentes tiempos de retorno Quebrada Espartal.

TR	CE	I (mm/h)	A (km2)	Q (m3/s)
2	0.429	34.3	2.091948	8.55
3	0.429	39.9	2.091948	9.95
5	0.429	40.45	2.091948	10.08
10	0.429	45.83	2.091948	11.42
20	0.429	51.92	2.091948	12.94
50	0.429	61.53	2.091948	15.34
100	0.429	69.36	2.091948	17.29
500	0.429	92.67	2.091948	23.10

Tabla 16. Resultados caudales (m3/s) para diferentes tiempos de retorno Área aferente.

TR	CE	I (mm/h)	A (km2)	Q (m3/s)
2	0.498	80.25	0.123	1.37
3	0.498	83.98	0.123	1.43
5	0.498	92.07	0.123	1.57
10	0.498	104.30	0.123	1.78
20	0.498	118.16	0.123	2.01
50	0.498	139.35	0.123	2.38
100	0.498	157.87	0.123	2.69
500	0.498	210.92	0.123	3.60

4 FASE HIDRÁULICA

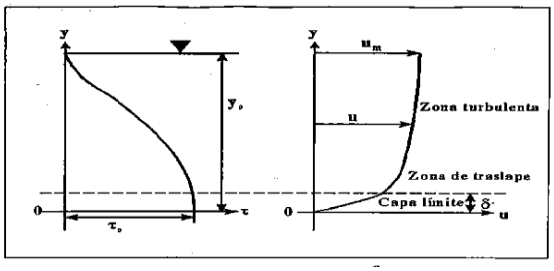
El presente capitulo comprende los diferentes análisis y acciones para la estimación de las profundidades del flujo para el caudal máximo instantáneo de la probabilidad de diseño del proyecto. Dichas profundidades se estiman mediante la creación de un modelo hidráulico en la herramienta computacional HEC-RAS y su extensión RAS Mapper, la cual comprende toda la matemática necesaria para la determinación del comportamiento hidráulico de la masa calculada en el cuerpo hídrico de interés.

4.1 MODELAMIENTO HIDRAULICO

4.1.1 Hidráulica

En la determinación de niveles de inundación, se parte del concepto, que las velocidades de flujo a lo largo de una fuente es diferente en toda las partes de la sección transversal, significa que en el plano vertical, en un canal con rugosidad mínima y flujo subcrítico la velocidad es cero en las paredes y crece lentamente dentro de la capa limite donde el flujo es laminar, pasada la capa limite el flujo es turbulento y la distribución de las velocidades es diferente a la que tenía en la capa limite.

Figura 9. Esfuerzos cortantes y velocidades cerca del fondo en flujo turbulento



Chow Ven Te. (1959). Open-channel hydraulics. McGRaw-Hill, Civil Engineering Series.

Desde un punto de vista hidráulico, en el terreno se deben observar con un sentido analítico los siguientes aspectos:

-Pendiente del cauce

-Rugosidad del lecho y de sus márgenes a partir del tipo material predominante.

−Uniformidad de las secciones del cauce.

−Presencia de obstrucciones.

−Confluencias o desembocaduras cercanas.

−Altura, densidad y tamaño de la vegetación en el cauce y márgenes.

−Huellas de crecientes máximas en el Talud o zonas aledañas.

−Tipo de flujo predominante y existencia de una sección de control.

−Indicios de socavación si la estructura existe.

−Estabilidad de las márgenes.

−Existencia de estructuras o actividades sobre el río que puedan influir en su comportamiento.

4.1.2 Selección del coeficiente de rugosidad

La determinación del coeficiente de rugosidad de Manning es un paso fundamental en el análisis hidráulico, pues a partir de su estimación se determinan las propiedades hidráulicas en el cauce de interés.

Una metodología recomendada por INVIAS (2011) para estimar la rugosidad, es el método de Cowan (1956)., en el que se establece el coeficiente de rugosidad a partir de las características del cauce.

Tabla 17. Valores para el cálculo de rugosidad mediante el método de Cowan

Condiciones del Canal			Valores
Material Involucrado	Tierra	n0	0.020
	Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
	Arenoso		0.023
Grado de irregularidad de la sección transversal	Ligero	n1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones en la sección transversal del canal	Gradual	n2	0.000
	Ocasional		0.005
	Frecuente		0.010
	Muy Frecuente		0.015
Efecto relativo de obstáculos	Despreciable	n3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Nula	n4	0.000
	Baja		0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.1
Grado de sinuosidad	Menor	n5	1.00
	Apreciable		1.15
	Severo		1.30

Fuente: INVIAS. (2011). Manual de drenaje para carreteras

Para el coeficiente de manning se estimará por el método de Cowan mediante la siguiente ecuación:

$$n : (n0 + n1 + n2 + n3 + n4) * n5$$

De manera adicional, se adjunta los valores de rugosidades para corrientes naturales, consignada en Ven te Chow hidráulica de canales abiertos en su tabla 5-6.

Figura 10. Rugosidades de Manning para corrientes naturales

[Modified from Chow (1959, table 5–6), published with permission of McGraw-Hill]

Type of channel and description	Roughness coefficient		
	Minimum	Normal	Maximum
A. Minor streams (top width at flood stage less than 100 ft)			
1. Streams on plain:			
a. Clean, straight, full stage, no rifts or deep pools	0.025	0.030	0.033
b. Same as above, but more stones and weeds	.030	.035	.040
c. Clean, winding, some pools and shoals	.033	.040	.045
d. Same as above, but some weeds and stones	.035	.045	.050
e. Same as above, lower stages more ineffective slopes and sections	.040	.048	.055
f. Same as type d, but more stones	.045	.050	.060
g. Sluggish reaches, weedy, deep pools	.050	.070	.080
h. Very weedy reaches, deep pools or floodways with heavy stand of timber and underbrush	.075	.100	.150
2. Mountain streams, no vegetation in channel, banks usually steep, trees and brush along banks submerged at high stages:			
a. Bottom: gravels, cobbles, and few boulders	.030	.040	.050
b. Bottom: cobbles and large boulders	.040	.050	.070
B. Major streams (top width at flood stage greater than 100 ft). The *n* value is less than that for minor streams of similar description because banks offer less effective resistance			
1. Regular section with no boulders or brush	.025	—	.060
2. Irregular and rough section	.035	—	.100

Fuente: Chow Ven Te. (1959). Open-channel hydraulics. McGRaw-Hill, Civil Engineering Series.

Figura 11. Rugosidades para Manning canales revestidos

Tabla 5-6. Valores del coeficiente de rugosidad *n* (*continuación*)
(las cifras en **negrillas** son los valores generalmente recomendados para el diseño)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
B. Canales revestidos o desarmables			
B-1. Metal			
a. Superficie lisa de acero			
1. Sin pintar	0.011	**0.012**	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b. Corrugado	0.021	0.025	0.030
B-2. No metal			
a. Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
b. Madera			
1. Cepillada, sin tratar	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
3. Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
4. Láminas con listones	0.012	0.015	0.018
5. Forrada con papel impermeabilizante	0.010	0.014	0.017
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 gravas en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin pulir	0.014	0.017	0.020
5. Lanzado, sección buena	0.016	0.019	0.023
6. Lanzado, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	
8. Sobre roca irregularmente excavada	0.022	0.027	
d. Fondo de concreto terminado con llana de madera y con lados de			
1. Piedra labrada, en mortero	0.015	0.017	0.020
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra cementada, recubierta	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra cementada	0.020	0.025	0.030
5. Piedra suelta o *riprap*	0.020	0.030	0.035
e. Fondo de gravas con lados de			
1. Concreto encofrado	0.017	0.020	0.025
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.020	0.023	0.026
3. Piedra suelta o *riprap*	0.023	0.033	0.036
f. Ladrillo			
1. Barnizado o lacado	0.011	**0.013**	0.015
2. En mortero de cemento	0.012	**0.015**	0.018
g. Mampostería			
1. Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
2. Piedra suelta	0.023	0.032	0.035
h. Bloques de piedra labrados	0.013	0.015	0.017
i. Asfalto			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
j. Revestimiento vegetal	0.030	-----	0.500

Fuente: Ven Te Chow, Hidráulica de canales abiertos

Con base en lo anterior, se tiene una rugosidad de Manning según la metodología expuesta es de **n = 0.015** para la proyección de la canalización, entendiendo que la proyección de los canales se efectúa pensando en generar dimensiones que no sean sobrepasadas en condiciones atípicas.

4.1.3 Análisis hidráulico

El análisis hidráulico busca la determinación del perfil de la superficie del agua para la creciente o tormenta de diseño, información a partir de la cual establece:

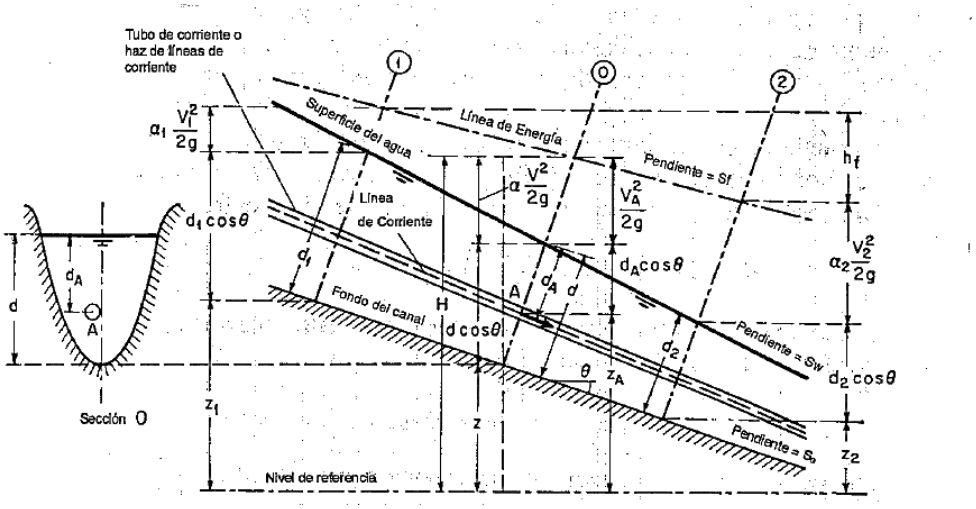
1. La Cota de inundación para determinar la altura de la estructura.

2. El impacto aguas arriba o remanso generado por la estructura.

3. Las distribuciones del flujo y la velocidad para la estimación de la socavación potencial y con ello la cota de cimentación de la infraestructura.

El cálculo del perfil de agua se realiza aplicando el método del paso estándar, considerando las pérdidas por expansión y contracción a través del punto de interés, las cuales se calculan para la condición de bajos caudales (lámina de agua por debajo del punto más alto del canto inferior de la altura de la estructura) y altos caudales (lámina de agua en contacto con el punto más alto del canto inferior de la altura de la estructura).

Figura 12. Tramo del canal para deducción de los métodos paso a paso



Chow Ven Te. (1959). Open-channel hydraulics. McGRaw-Hill, Civil Engineering Series.

4.1.4 Dimensionamiento canales proyectados.

Para el dimensionamiento de los canales proyectados en el área de estudio se hará uso del software HCANALES, una herramienta especializada para el diseño y análisis hidráulico de canales en proyectos de drenaje. Su implementación resulta adecuada, ya que integra los parámetros geométricos, hidráulicos e hidrológicos de cada sección, garantizando resultados consistentes y técnicamente confiables.

La metodología de cálculo implementada por el programa se basa en la ecuación de Manning, expresada de la siguiente forma:

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

donde:

- Q = caudal (m^3/s)
- n = coeficiente de rugosidad de Manning
- A = área hidráulica de la sección (m^2)
- R = radio hidráulico (A/P), siendo PPP el perímetro mojado (m)
- S = pendiente hidráulica (m/m)

Esta formulación permite estimar la capacidad hidráulica de las secciones a partir de su geometría, rugosidad y pendiente, determinando parámetros fundamentales como caudales de diseño, tirantes de flujo y velocidades. En consecuencia, el software facilita la verificación de condiciones de régimen uniforme y asegura que los canales proyectados cumplan con criterios de seguridad hidráulica, estabilidad estructural y funcionalidad, garantizando un manejo adecuado de la escorrentía pluvial y del caudal de la quebrada Espartal en el entorno del aeropuerto de Málaga.

Figura 13. Canal proyectado para control de agua lluvia.

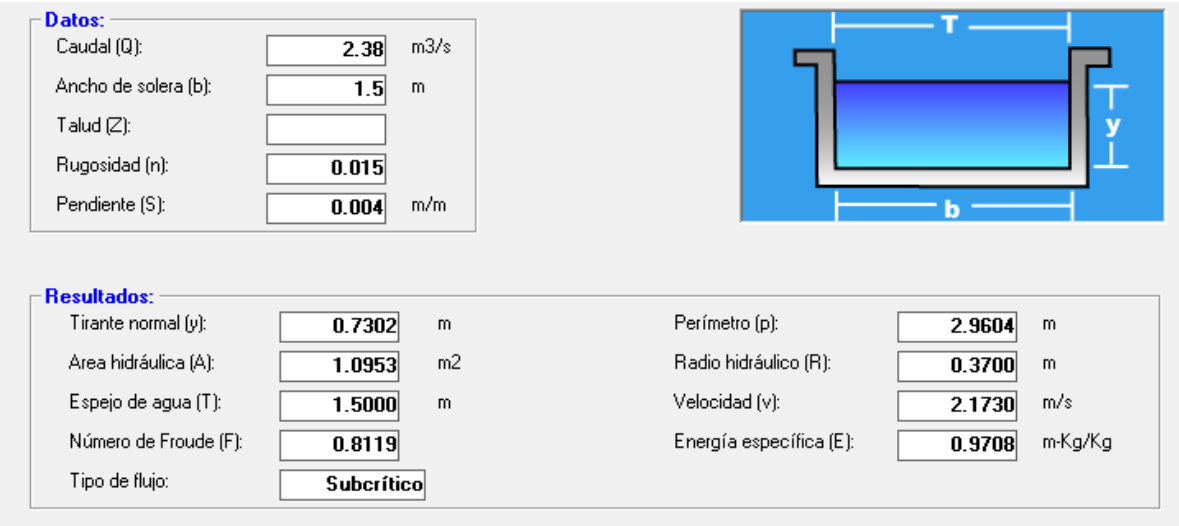


Figura 14. Canal proyectado para canalización de quebrada Espartal.



Tabla 18. Dimensiones definidas para canales de interés.

Canal	Base	Altura	Pendiente
Quebrada Espartal	2.5	1.5	0.01
Control Pluvial 1	1.5	1	0.004
Control Pluvial 2	1.5	1.5	0.004

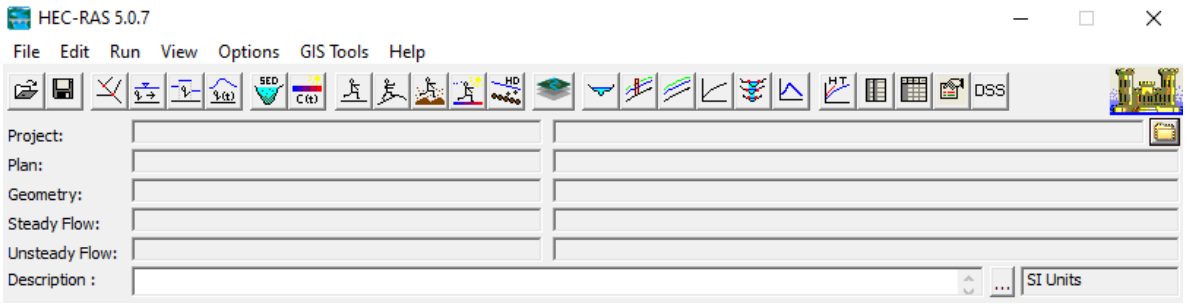
4.1.5 Modelación hidráulica bidimensional en HEC-RAS

El programa HEC-RAS desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de América es un sistema integrado de software para análisis hidráulico de redes de canales naturales y artificiales. En su versión 6.4.1, contiene cuatro (4) módulos para el análisis unidimensional de ríos: Uno para el cálculo de perfiles de flujo en régimen permanente, otro para la simulación de flujo no permanente, un tercero para el cálculo de transporte de sedimentos y lecho móvil y un cuarto de calidad de aguas.

El programa modela, también, el efecto de obstrucciones en la red hídrica, como puentes, alcantarillas, vertederos y otras estructuras, pudiendo aplicarse para el análisis de inundaciones (en que no hay variaciones de flujo en tiempo y en espacio), mejoras en el canal, diques, etc.

Es necesario extraer la información topográfica del levantamiento topográfico realizado en el lote de interés. Para tal efecto se ha utilizado la herramienta AutoCAD Civil 3D. El procedimiento consiste en que por medio de la herramienta Sig se extrae la información al software HEC-RAS, luego de modelar se crea un archivo que permite visualizar el resultado en RAS mapper para sus aislamientos.

Figura 15. Esquema de presentación de HEC-RAS

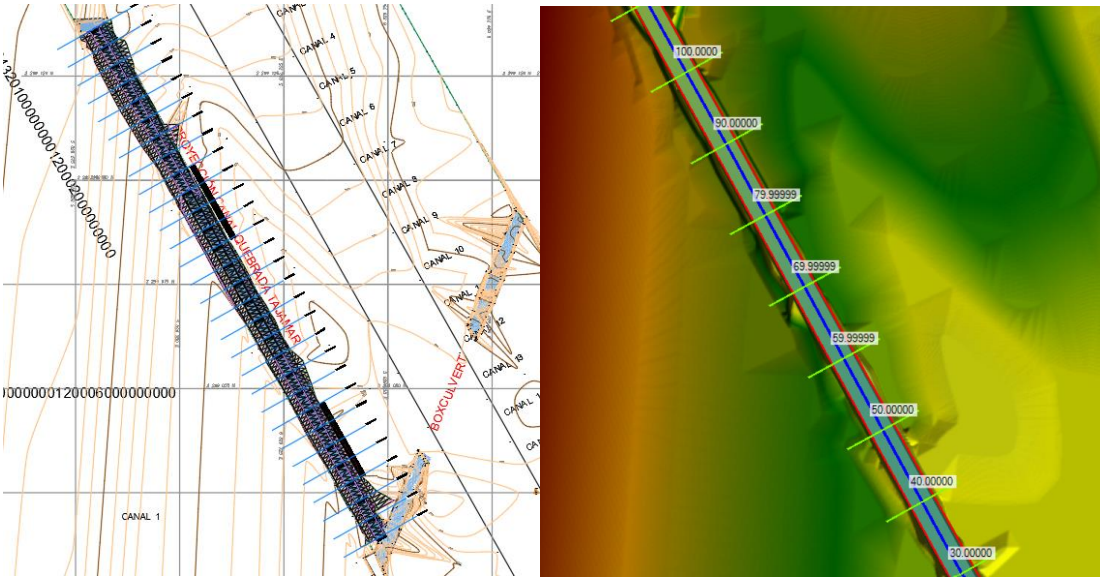


Fuente: HEC-RAS

4.1.5.1 Modelación hidráulica para la zona de interés.

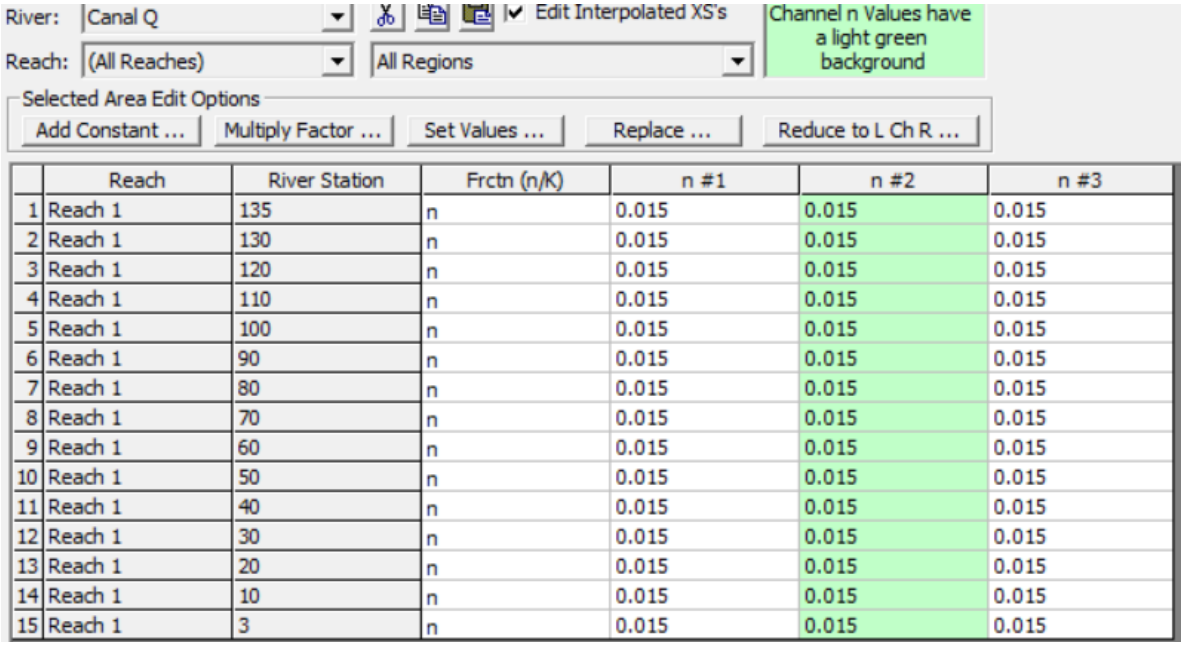
La modelación hidráulica del área de interés, parte de la topología o geometría de la superficie del sector. Dicha geometría corresponde a la planta, perfil y secciones transversales de la superficie levantada en AutoCAD Civil 3D la cual se exporta e implementa en HEC-RAS como se presenta a continuación:

Figura 16. Planta de geometría en AutoCAD Civil 3D y HEC-RAS



Posteriormente a la creación de la geometría, se verifica sus bancas, distancias entre secciones y se asigna la rugosidad correspondiente.

Figura 17. Coeficiente de Manning para las secciones del modelo.



	Reach	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1	Reach 1	135	n	0.015	0.015	0.015
2	Reach 1	130	n	0.015	0.015	0.015
3	Reach 1	120	n	0.015	0.015	0.015
4	Reach 1	110	n	0.015	0.015	0.015
5	Reach 1	100	n	0.015	0.015	0.015
6	Reach 1	90	n	0.015	0.015	0.015
7	Reach 1	80	n	0.015	0.015	0.015
8	Reach 1	70	n	0.015	0.015	0.015
9	Reach 1	60	n	0.015	0.015	0.015
10	Reach 1	50	n	0.015	0.015	0.015
11	Reach 1	40	n	0.015	0.015	0.015
12	Reach 1	30	n	0.015	0.015	0.015
13	Reach 1	20	n	0.015	0.015	0.015
14	Reach 1	10	n	0.015	0.015	0.015
15	Reach 1	3	n	0.015	0.015	0.015

Insertadas las secciones, se elabora la geometría a analizar.

Culminada la geometría del modelo, es necesaria la incorporación de la masa (caudal para la probabilidad de diseño) y las condiciones de borde o contorno para el desarrollo de la modelación.

Figura 18. Asignación de caudal máximo puntual y condiciones de contorno para el modelo hidráulico.

Flow Change Location | Profile Names and Flow Rates

	River	Reach	RS	TR050
1	Canal LLuvia	Reach 2	219	2.38
2	Canal LLuvia	Reach 2	215	2.38
3	Canal Q	Reach 1	135	15.34
4	Canal Q	Reach 1	130	15.34

Steady Flow Boundary Conditions

(•) Set boundary for all profiles ( ) Set boundary for one profile at a time

Available External Boundary Condtion Types

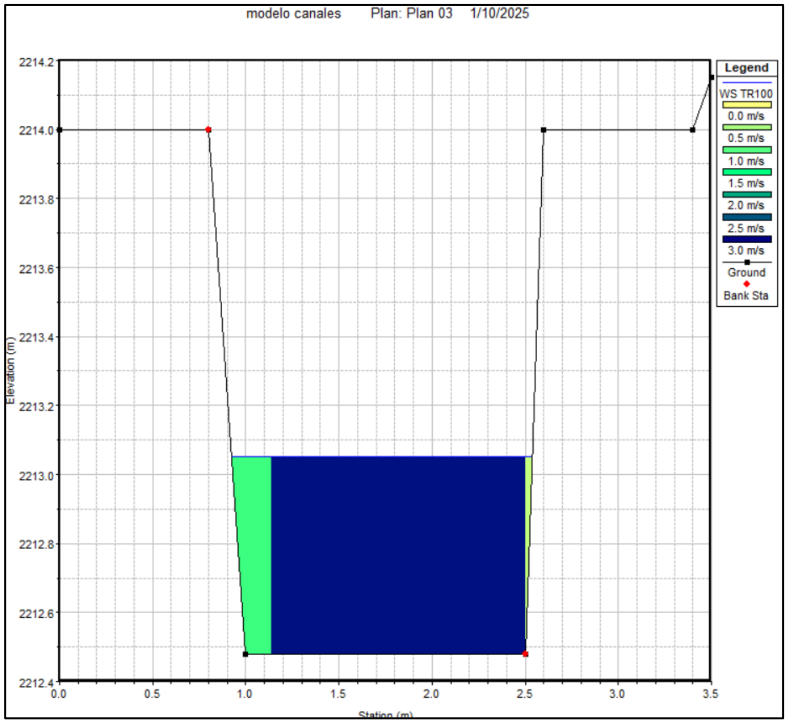
[Known W.S.] [Critical Depth] [Normal Depth] [Rating Curve] [Delete]

Selected Boundary Condition Locations and Types

River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
Canal LLuvia	Reach 2	all	Critical Depth	Normal Depth S = 0.02
Canal Q	Reach 1	all	Critical Depth	Normal Depth S = 0.02

Posteriormente, se ejecuta el modelo y los resultados se presentan a continuación:

Figura 19. Secciones hidráulicas



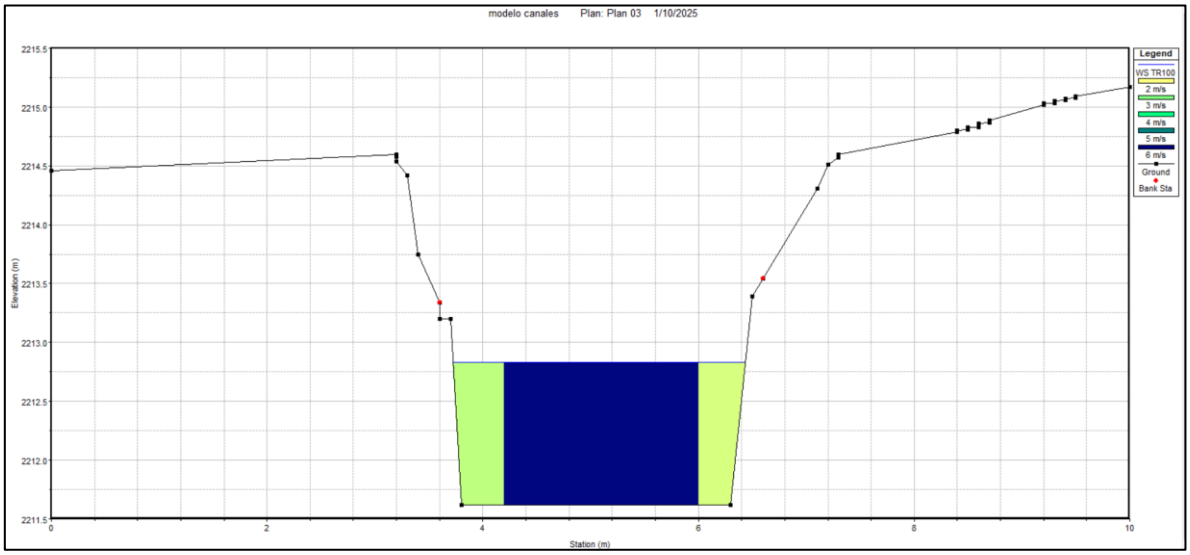
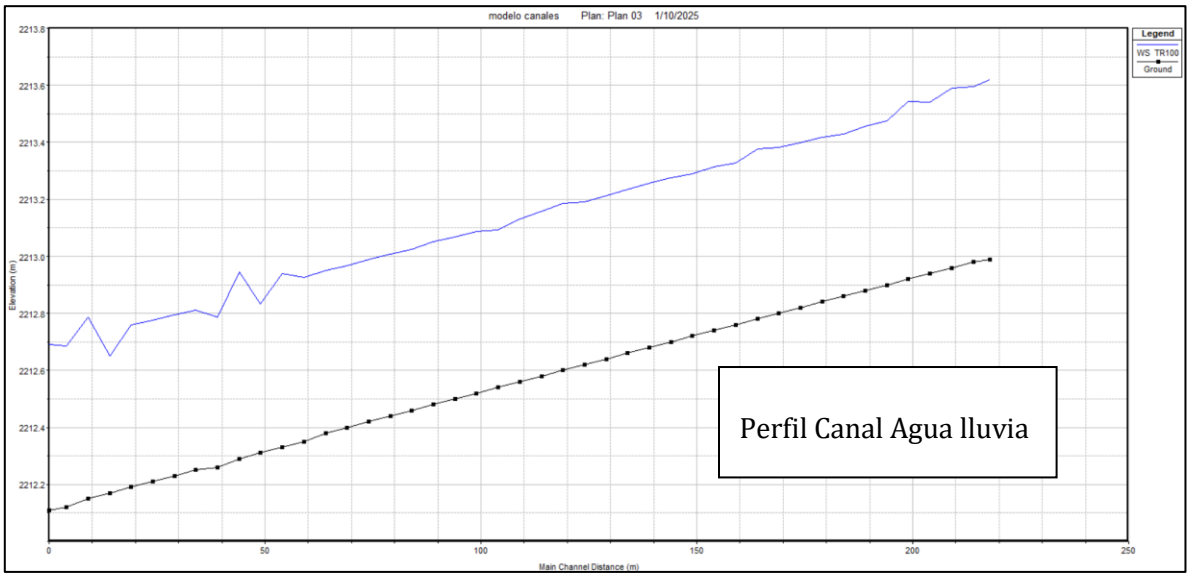


Figura 20. Perfil longitudinal hidráulico



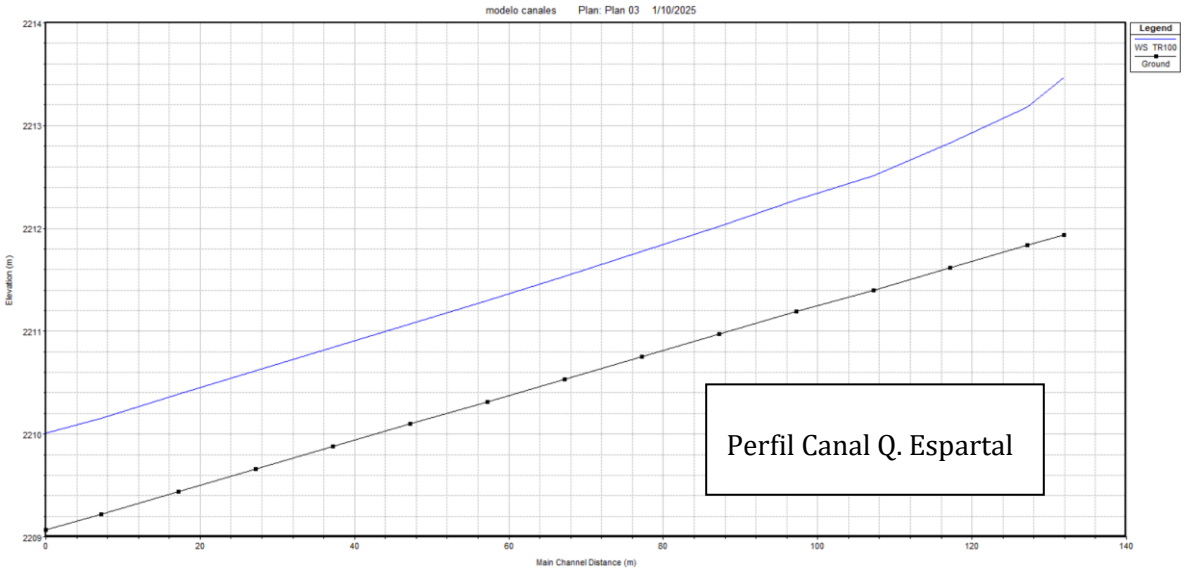


Figura 21. Inundación del cauce con obras para Tr 050 años

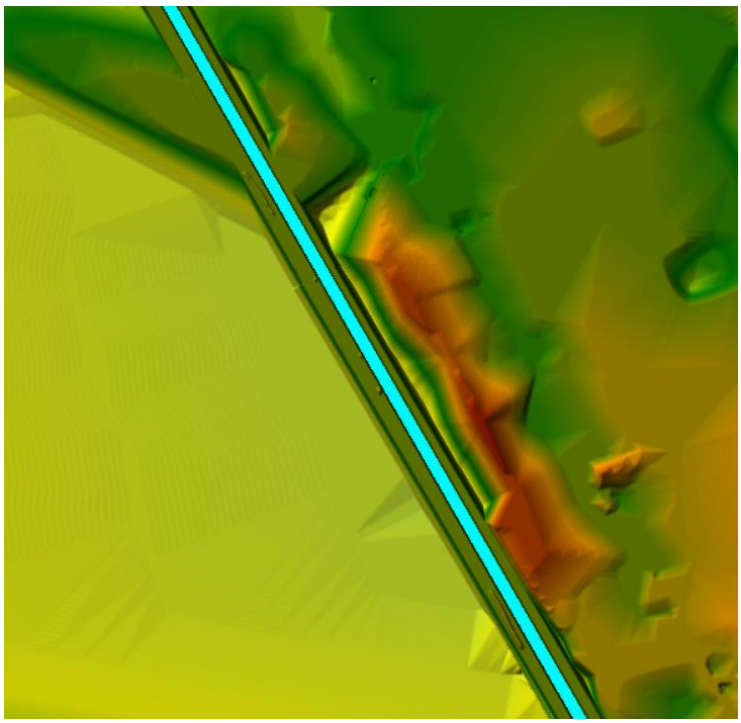
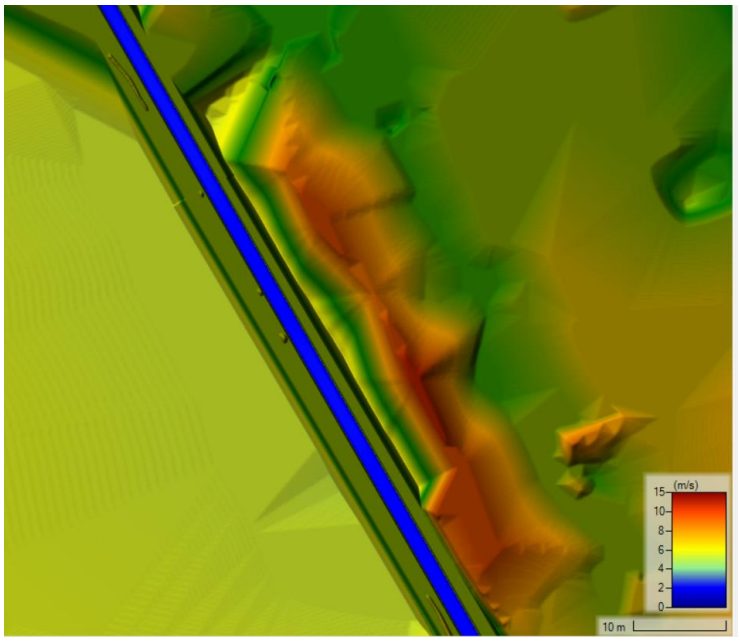


Figura 22. Distribuciones de velocidad con las obras para Tr 050 años.



5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

-Para el desarrollo de la estimación de caudales máximos instantáneos del proyecto, se desarrolló una investigación en el sector, en la que consistió en la revisión de las estaciones hidrométricas que pudiesen instrumentar el cauce para su proyección de caudales y niveles mediante métodos directos, sin embargo se evidencio que la Quebrada Espartal no posee dicha instrumentación por lo tanto, la proyección de sus caudales máximos de desarrolla por el método racional, consignando los cálculos para la estimación de caudal para el periodo de retorno de diseño de 050 años.

-Considerando la cobertura de estaciones meteorológicas con datos suficientes de lluvias y colindantes al área aferente del proyecto, se utilizan los registros de la estación MALAGA 2 [24030950].

-Con base en el dimensionamiento preliminar de las obras a flujo libre, Se desarrolla la modelación hidráulica en HEC-RAS unidimensional de los cauces, teniendo en cuenta las siguientes secciones.

Canal	Base	Altura	Pendiente
Quebrada Espartal	2.5	1.5	0.01
Control Pluvial 1	1.5	1	0.004
Control Pluvial 2	1.5	1.5	0.004

-Como resultado de dicha modelación, se tiene que las obras de arte proyectadas cumplen satisfactoriamente las condiciones de drenaje para el flujo de tormenta de diseño de 050 años.

-La proyección de las obras de arte resulta como una medida adecuada para el drenaje y protección contra la inundación del cauce del proyecto.

-Se obtienen velocidades considerablemente, las cuales se relacionan con las pendientes asociadas a los canales, dichas pendientes generan la necesidad de secciones transversales mas robustas que permitan su transito con normalidad, esto con relación al canal destinado a la recolección de aguas lluvias.

-El canal proyectado para el transito de aguas lluvias tiene la característica de tener velocidades que permiten la sedimentación de partículas, por lo que el canal probamente no realizará autolimpieza constante. Es por eso por lo que se requiere una limpieza constante para evitar la acumulación de sedimentos.

Canal proyectado para Quebrada espartal.

-Es importante mencionar que las velocidades superiores a 5 metros por segundo corresponden a períodos de retorno de 50 años, los cuales se presentaran muy pocas veces durante la vida útil de la obra, incluso si se presentan será por periodos muy cortos de tiempo (1 o 2 horas), por lo que se espera que un concreto de 4.000 psi pueda resistir esta velocidad instantánea o momentánea sin ningún problema.

De acuerdo con el artículo 152 de la resolución establece que los canales revestidos en concreto no deben presentar velocidades por encima de los 5 m/s, con el fin de mitigar el riesgo de erosión. Sin embargo, INVIAS (2011) permite diferentes velocidades máximas de acuerdo con el material que se desarrolla el canal, como se aprecia a continuación.

MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA (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

Adicionalmente el Ministerio de vivienda, ciudad y territorio (2016) como manual de buenas prácticas para la aplicación de la ingeniería RAS Titulo D, dicta en su capítulo 4.5.3.1:

“la velocidad máxima en el canal de drenaje depende del caudal de diseño, del radio hidráulico y del material que conforman las paredes y el fondo del canal. Adicionalmente deben tenerse en cuenta los siguientes dos requisitos:

1. La velocidad máxima en los canales de drenaje depende del riesgo de erosión que estos puedan sufrir, el cual es función del canal en que están construidos.

2. En general, los canales de entrega de caudales de aguas lluvias deben estar revestidos de algún tipo de material no erosionable."

Y consigna las velocidades máximas permisibles en la siguiente tabla:

Tabla D.4.12 Velocidades máximas en canales revestidos (m/s)

Tipo de revestimiento	Características del material	Velocidad máxima
Revestimiento de hormigón (agua libre de arenas y piedras)		12,5
Mampostería convencional o en piedra		3,7
Gaviones (0.5 m y mayor)		4,7
Piedras grandes		3,0
Capas de piedra o arcilla (100 mm a 150 mm)		2,4
Suelo apisonado con piedra	Piedra de 150 - 200 mm	2,6
Capa doble de piedra	Piedra de 200 - 300 mm	3,0
Capa doble de piedra	Piedra de 150 - 200 mm	3,0
Capa doble de piedra	Piedra de 200 - 300 mm	3,1

Por tal motivo y en congruencia con lo expuesto anteriormente, se concluye que la topología de la estructura proyectada por sus secciones y pendientes de diseño, aunque presente en determinados lugares velocidades superiores a 5m/s, todas son inferiores a los 10 m/s y por lo tanto no erosionables para canales de concreto.

-Se recomienda el uso de concreto reforzado con una resistencia superior a los 4000 psi o 28 mpa, el cual es capaz de resistir velocidades de hasta 10 m/s, de acuerdo con lo recomendado en el capítulo 4.5.3.1 del RAS título D y Tabla 4.2 del manual de drenaje de carreteras INVIAS (2011).

- El canal proyectado tiene la característica de tener velocidades (para bajos caudales) que no permiten la sedimentación de partículas, por lo que el canal realizará autolimpieza constante. Es por eso por lo que no se requieren estructuras u obras para el control de sedimentos.

6 BIBLIOGRAFÍA

Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie.* México D.F: LIMUSA S.A.

Chow Ven Te. (1959). Open-channel hydraulics. McGRaw-Hill, Civil Engineering Series.

Chow Ven Te, Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). Applied Hydrology. New York, USA: McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series.

Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología Aplicada.* Santafé de Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A.

Departamento Administrativo Nacional de Estadística. (2018). Obtenido de https://sitios.dane.gov.co/cnpv/app/views/informacion/fichas/68001.pdf

INVIAS. (2011). Manual de drenaje para carreteras.

INVIAS. (2015). Guia de diseño de pavimentos con placa-huella.

Ministerio de vivienda, ciudad y territorio. (2016). Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico - RAS. *Título D - Sistemas de alcantarillado*. Colombia.

Ministerio de vivienda, ciudad y territorio. (Junio de 2017). Resolución 0330 de 2017. Colombia.

Rivano-Gutiérrez, F. M. (2004). *Análisis de eventos extremos de precipitación y su efecto en el diseño de drenaje superficial de .* Valdivia-Chile.

Rosgen, D. L. (1994). A classification of natural rivers. *Catena 22*, 169-199.

Vargas, R., & Díaz-Granados, M. (1998). Curvas sintéticas regionalizadas de intensidad-duración-frecuencia para colombia. Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes.