



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA  
CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL

TEMA: ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD A INUNDACIONES DE LA  
PARROQUIA COLÓN, CANTÓN PORTOVIEJO-MANABI

AUTORES: AGUILAR PONCE, RAMIRO ANDRÉ;  
ECHEVERRIA CHIRIBOGA, SANTIAGO XAVIER

DIRECTOR: ING. SANDOVAL ERAZO, WASHINGTON R., PhD

SANGOLQUÍ

2018



## DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y CONSTRUCCIÓN

### CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

### CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, “ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD A INUNDACIONES DE LA PARROQUIA COLÓN, CANTÓN PORTOVIEJO-MANABI” realizado por los señores **RAMIRO ANDRÉ AGUILAR PONCE Y SANTIAGO XAVIER ECHEVERRIA CHIRIBOGA**, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar a los señores **RAMIRO ANDRÉ AGUILAR PONCE Y SANTIAGO XAVIER ECHEVERRIA CHIRIBOGA** para que lo sustenten públicamente.

Sangolquí, 25 de enero del 2018

ING. WASHINGTON RAMIRO SANDOVAL ERAZO, PhD.

DIRECTOR



## DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y CONSTRUCCIÓN

### CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

### AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **RAMIRO ANDRÉ AGUILAR PONCE**, con cédula de ciudadanía N° 171472543-7 y **SANTIAGO XAVIER ECHEVERRIA CHIRIBOGA**, con cédula de ciudadanía N° 172110481-6, declaramos que el trabajo de titulación: “**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD A INUNDACIONES DE LA PARROQUIA COLÓN, CANTÓN PORTOVIEJO-MANABI**”, ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros, considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaramos que este trabajo es de nuestra autoría, en virtud de ello nos declaramos responsables del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

**Sangolquí, 25 de enero del 2018**

RAMIRO ANDRÉ AGUILAR P.

C.C.: 171472543-7

SANTIAGO XAVIER ECHEVERRIA CH.

C.C.: 172110481-6



## DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y CONSTRUCCIÓN

### CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

### AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN

Nosotros, **RAMIRO ANDRÉ AGUILAR PONCE Y SANTIAGO XAVIER ECHEVERRIA CHIRIBOGA**, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca virtual de la institución el presente trabajo de titulación “**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD A INUNDACIONES DE LA PARROQUIA COLÓN, CANTÓN PORTOVIEJO-MANABI**” cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 25 de enero del 2018

RAMIRO ANDRÉ AGUILAR P.

C.C.: 171472543-7

SANTIAGO XAVIER ECHEVERRIA CH.

C.C.: 172110481-6

## **DEDICATORIA**

Este documento de investigación va dedicado mi hermano gemelo Adrián Aguilar Ponce, él fue mi acompañante de vida tanto años, así como también mi apoyo y moral. Gracias a él he aprendido a ser un ejemplo de hermano y profesional, con ideales por mirar siempre al horizonte y alcanzarlo con esfuerzo y dedicación.

Además, dedico mi trabajo a Michelle Espinoza, mi negrita en tan poco tiempo te has convertido en todo para mí, por ti he mayor esfuerzo para que te sientas orgullosa de nuestro amor.

Y, por último, pero no menos importante a Rosa Zurita Garzón, mi viejita gracias por ser el pilar de la familia, a mi madre.

**Ramiro André Aguilar Ponce**

## DEDICATORIA I

A mis queridos padres Stalin y Ceci, por ser mi apoyo incondicional a lo largo de mi vida estudiantil; brindarme su confianza y sabios consejos que han inculcado en mí, valores importantes en mi vida.

A mi hermano, quien es la persona en quien más confié y mi inspiración en cada meta que me propongo, tú eres y serás el pilar fundamental para salir adelante.

A mis abuelitos Stalin y Jorge, por tanta sabiduría que me han brindado; a mi abuelita Beatriz por todo el amor y la alegría que nos brinda a cada uno de sus nietos y a mi ángel de la guarda, abuelita Néli, que desde el cielo siento su cuidado y protección.

A mi novia Dora Milena, por brindarme todo el amor, cariño y paciencia siendo mi fortaleza durante todo este tiempo, siempre será una persona especial en mi vida.

A mis tíos y tías, por el amor de familia que me han brindado siempre. A mi primos y primas, quienes tuve el honor de compartir mi niñez y a los mas chiquitos quienes anhelo que sigan adelante en sus estudios.

**Santiago Xavier Echeverría Chiriboga**

## AGRADECIMIENTO

En primer lugar, a mis padres Eloísa Ponce y Ramiro Aguilar, en su lucha y sacrificio por varios años han logrado ser padres ejemplares y amorosos, nunca dejare de agradecerles por darme la vida, fortaleza y una linda familia.

A mamá Rosita, mi viejita siempre pensaste que podíamos ser grandes profesionales y nunca dejaste de creerlo, gracias mamita.

A mi segunda madre María Aurelia, mi abuelita donde te encuentres siempre pienso en ti, gracias por dejarnos ser con Adrián, tus únicos hijos.

A la familia Aguilar Zurita y Ponce Mera por su amor y apoyo incondicional a lo largo de mi vida.

Al Ing. Washington Sandoval PhD, mi tutor y amigo, por ser un docente y profesional íntegro para mi instrucción universitaria.

**Ramiro André Aguilar Ponce**

## **AGRADECIMIENTO I**

Mi agradecimiento a Dios, por guiarme en el buen camino e iluminarme en los momentos mas difíciles; por concederme la salud y la fortaleza para lograr con éxitos mis sueños anhelados.

A mis padres, que con mucho esfuerzo y amor me han dado esta linda herencia, que es el estudio.

A mi hermano, por depositar su confianza en mí y ser mi consejero para salir adelante en la vida.

A la prestigiosa Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, por formar profesionales con excelencia y a su vez a los docentes de la carrera de Ingeniería Civil, que imparten en los alumnos sus conocimientos para un futuro ser competitivos en el campo laboral.

Al tutor, Ing. Washington Sandoval, PhD., por habernos guiado en la elaboración de la tesis y brindado su tiempo para resolver las inquietudes que se presentaron. De la misma manera un agradecimiento Al Ing. Darío Bolaños, PhD y docentes de la carrera de Ingeniería Geográfica por la ayuda y conocimientos prestados que fueron fundamentales en el desarrollo de esta tesis.

A mis amigos, que tuve el honor de conocerlos durante la etapa universitaria y quienes han compartido conmigo los sacrificios que representa culminar esta etapa de estudio.

A mi compañero y amigo de tesis André, un enorme agradecimiento por el apoyo, el trabajo, conocimiento, dedicación y el esfuerzo contribuido para la culminación de este proyecto de titulación. Mis mejores deseos para ti.

**Santiago Xavier Echeverría Chiriboga**

## ÍNDICE

<b>CERTIFICACIÓN .....</b>	<b>ii</b>
<b>AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD .....</b>	<b>iii</b>
<b>AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN .....</b>	<b>iv</b>
<b>DEDICATORIA .....</b>	<b>v</b>
<b>DEDICATORIA I .....</b>	<b>vi</b>
<b>AGRADECIMIENTO .....</b>	<b>vii</b>
<b>AGRADECIMIENTO I.....</b>	<b>viii</b>
<b>ÍNDICE .....</b>	<b>ix</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS.....</b>	<b>xiv</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS.....</b>	<b>xxi</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>xxv</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>xxvi</b>
<b>CAPÍTULO I.....</b>	<b>1</b>
<b>1    PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....</b>	<b>1</b>
1.1    Antecedentes .....	1
1.2    Planteamiento del problema .....	3
1.3    Justificación e Importancia.....	4
1.4    Objetivos .....	4
<i>1.4.1    Objetivo General.....</i>	<i>4</i>
<i>1.4.2    Objetivos Específicos .....</i>	<i>5</i>
1.5    Metas .....	5
1.6    Metodología .....	6
<b>CAPÍTULO II.....</b>	<b>7</b>
<b>2    DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA .....</b>	<b>7</b>

2.1	Ubicación Geográfica.....	7
2.2	Condición Hidrográfica.....	8
2.3	Características físicas de la cuenca .....	9
2.4	Delimitación Hidrográfica de la cuenca.....	10
2.5	Geomorfología de la Cuenca.....	12
2.5.1	Área de la cuenca (A).....	12
2.5.2	Longitud del cauce principal (L), perímetro (P), ancho (W).....	12
2.5.3	Factor de forma (Kf).....	14
2.5.4	Índice de compacidad (Kc) .....	16
2.5.5	Elevación mínima y máxima de la cuenca .....	17
2.5.6	Orden de ríos o corrientes de agua y sistema de drenaje.....	17
2.5.7	Densidad de corriente .....	20
2.5.8	Densidad de drenaje.....	20
2.5.9	Sinuosidad de las corrientes de agua.....	21
2.5.10	Curva hipsométrica y Frecuencia altimétrica .....	23
2.5.11	Pendiente promedio de la cuenca .....	27
2.5.12	Pendiente longitudinal del río principal.....	30
<b>CAPÍTULO III.....</b>		<b>31</b>
3	ESTUDIO HIDROMETEOROLÓGICO .....	31
3.1	Recopilación de Información .....	31
3.1.1	Información cartográfica y topográfica.....	31
3.1.2	Información Hidrometeorológica .....	32
3.2	Relleno de datos por Modelo de Correlación.....	34
3.3	Precipitación Media.....	38
3.3.1	Polígonos de Thiessen.....	39
3.3.2	Método de las Isoyetas .....	42
3.3.3	Precipitación media anual para las sub-cuencas de estudio.....	45
3.4	Tiempo de concentración (tc).....	46
3.4.1	Uso del Suelo.....	47

3.4.2	<i>Determinación del número de la curva</i> .....	48
3.4.3	<i>Tiempo de concentración por la ecuación de retardo SCS</i> .....	50
3.5	Escorrentía.....	51
3.5.1	<i>Tipos de escorrentía</i> .....	51
3.5.2	<i>Ciclo de la escorrentía</i> .....	52
3.6	Coefficiente de Escorrentía.....	54
3.7	Determinación de caudales máximos.....	58
3.7.1	<i>Caudales máximos a partir de datos de aforo</i> .....	58
3.7.2	<i>Caudales en cuencas con poca información hidrológica</i> .....	65
3.7.3	<i>Caudales Máximos mediante un modelo hidrológico utilizando el software HEC-HMS</i> .....	70
3.8	Caudales de diseño.....	84
3.8.1	<i>Caudal de diseño de la cuenca de Colón</i> .....	84
3.8.2	<i>Caudal de descarga de Poza Honda</i> .....	85
3.8.3	<i>Caudal acumulado</i> .....	87
<b>CAPÍTULO IV</b> .....		<b>87</b>
4	<b>RIESGO, AMENAZAS, FENOMENOS HIDROMETEOROLÓGICOS Y VULNERABILIDAD SOCIAL</b> .....	<b>88</b>
4.1	Riesgo.....	88
4.1.1	<i>Amenaza</i> .....	89
4.2	Inundaciones.....	90
4.2.1	<i>Crecientes</i> .....	90
4.2.2	<i>Inundaciones</i> .....	90
4.2.3	<i>Inundaciones en el Ecuador</i> .....	93
4.2.4	<i>Inundaciones en Portoviejo y la parroquia Colón</i> .....	95
4.3	Vulnerabilidad.....	98
4.3.1	<i>Tipos de vulnerabilidad</i> .....	99
<b>CAPÍTULO V</b> .....		<b>101</b>
5	<b>MODELACIÓN MATEMÁTICA</b> .....	<b>101</b>

5.1	Capacidades hidráulicas .....	101
5.2	Ecuaciones básicas para el cálculo de perfiles .....	102
5.2.1	<i>Flujo Permanente</i> .....	102
5.3	Hec-GeoRAS 10.3: Especificaciones y conceptualización.....	105
5.3.1	<i>Información Requerida por el modelo</i> .....	106
5.3.2	<i>Esquema de trabajo</i> .....	106
5.3.3	<i>Condiciones de Fronteras</i> .....	106
5.4	Parámetros Hidráulicos de Diseño .....	107
5.4.1	<i>Secciones Transversales</i> .....	107
5.4.2	<i>Caudal de Modelamiento</i> .....	107
5.4.3	<i>Coefficiente de Rugosidad de Manning (n)</i> .....	107
5.4.4	<i>Coefficiente de Contracción y Expansión</i> .....	112
5.5	Desarrollo del proceso de modelación aplicando Hec-GeoRAS .....	112
5.5.1	<i>Pre-Proceso de Modelamiento</i> .....	112
5.5.2	<i>Proceso de Modelamiento</i> .....	116
5.5.3	<i>Post-Proceso de Modelamiento</i> .....	120
<b>CAPÍTULO VI .....</b>		<b>123</b>
6	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS .....	123
6.1	Resultados en HEC-RAS .....	123
6.1.1	<i>Resultados para Tiempo de retorno 10 años</i> .....	123
6.1.2	<i>Resultados para Tiempo de retorno 25 años</i> .....	126
6.1.3	<i>Resultados para Tiempo de retorno 50 años</i> .....	129
6.1.4	<i>Resultados para Tiempo de retorno 100 años</i> .....	132
6.1.5	<i>Resultados para Tiempo de retorno 500 años</i> .....	134
6.2	Análisis de Inundaciones.....	137
6.2.1	<i>Análisis y Mapas de Inundaciones de la Parroquia Colon</i> .....	137
6.3	Amenaza y Riesgo en la parroquia de Colón .....	145
6.3.1	<i>Amenaza</i> .....	145
6.3.2	<i>Vulnerabilidad</i> .....	149

6.3.3	<i>Riesgo</i> .....	151
6.4	Alternativas de prevención o mitigación de los efectos de las inundaciones.....	159
6.4.1	<i>Implementación en el Reglamento del Área Urbana y Rural del Cantón Portoviejo</i> .....	160
6.4.2	<i>Protección de las infraestructuras importantes con tubos de polietileno</i> .....	163
6.4.3	<i>Albergues temporales con protección de cerramiento desmontable de aluminio</i> .....	170
<b>CAPÍTULO VII</b> .....		<b>178</b>
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	178
7.1	Conclusiones .....	178
7.2	Recomendaciones.....	179
<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....		<b>180</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Inundación en la zona de Estancia Vieja vía Portoviejo-Santa Ana .....	2
<i>Figura 2.</i> Ubicación geográfica de la sub-cuenca del río Portoviejo.....	7
<i>Figura 3.</i> Cuenca Hidrográfica del río Portoviejo .....	9
<i>Figura 4.</i> Cuenca del río Portoviejo.....	10
<i>Figura 5.</i> La cuenca con un sistema hidrológico .....	11
<i>Figura 6.</i> Delimitación de la Sub-cuenca del río Portoviejo, sub-cuencas de estudio Poza Honda y Colón.....	11
<i>Figura 7.</i> Corriente principal y Corrientes tributarias.....	13
<i>Figura 8.</i> Longitud y Perímetro de la Cuenca.....	13
<i>Figura 9.</i> Clasificación de corrientes de agua.....	17
<i>Figura 10.</i> Orden de ríos Colón .....	18
<i>Figura 11.</i> Orden de ríos Poza Honda.....	19
<i>Figura 12.</i> Sinuosidad de las corrientes de agua.....	22
<i>Figura 13.</i> Tramo de estudio del río Portoviejo donde .....	22
<i>Figura 14.</i> Tipos de Curvas Hipsométricas .....	23
<i>Figura 15.</i> Modelo digital de Elevaciones de cuenca de Colón y Poza Honda .....	24
<i>Figura 16.</i> Reclassify en intervalos iguales .....	24
<i>Figura 17.</i> Curva Hipsométrica y Frecuencia Altimétrica cuenca Colón.....	26
<i>Figura 18.</i> Curva Hipsométrica y Frecuencia Altimétrica cuenca Poza Honda .....	26
<i>Figura 19.</i> Pendiente de la cuenca. Método de las cuadrículas asociadas a un vector. ....	28
<i>Figura 20.</i> Pendiente en porcentaje de las cuencas de estudio .....	28
<i>Figura 21.</i> Modelo digital de elevación .....	31
<i>Figura 22.</i> Estaciones Meteorológicas e Hidrológicas de las cuencas de Estudio .....	33

<i>Figura 23.</i> Curva de tendencia polinómica de ajuste entre M0005 y M1208.....	36
<i>Figura 24.</i> Curva de tendencia polinómica de ajuste entre M0005 y M0447.....	37
<i>Figura 25.</i> Curva de tendencia polinómica de ajuste entre M0005 y M0449.....	37
<i>Figura 26.</i> Curva de tendencia polinómica de ajuste entre M1077 y M1076.....	37
<i>Figura 27.</i> Curva de tendencia polinómica de ajuste entre M1076 y M1080.....	38
<i>Figura 28.</i> Método de Polígonos de Thiessen.....	40
<i>Figura 29.</i> Polígonos Thiessen de Sub-cuenca Colón .....	41
<i>Figura 30.</i> Polígonos Thiessen de Sub-cuenca Poza Honda.....	41
<i>Figura 31.</i> Método de Isoyetas .....	43
<i>Figura 32.</i> Método de Isoyetas de las Cuencas de estudio .....	44
<i>Figura 33.</i> Uso de suelo para las sub-cuencas Colón y Poza Honda .....	47
<i>Figura 34.</i> Ciclo de Escorrentía 1era fase.....	52
<i>Figura 35.</i> Ciclo de Escorrentía 2da fase.....	53
<i>Figura 36.</i> Ciclo de Escorrentía 3era fase.....	53
<i>Figura 37.</i> Ciclo de Escorrentía 4ta fase.....	54
<i>Figura 38.</i> Gráfico de Tasa de precipitación vs Tiempo.....	56
<i>Figura 39.</i> Curvas de tendencia de caudales máximos obtenidos de datos históricos y de la distribución de probabilidad-sub cuenca Colón .....	65
<i>Figura 40.</i> Factores para la fórmula de Nadal (1986).....	67
<i>Figura 41.</i> Modelo de cuenca, Subbasin y métodos en HEC-HMS sub-cuenca Colón.....	72
<i>Figura 42.</i> Hidrogramas unitarios sintéticos del SCS. Hidrograma adimensional e hidrograma unitario triangular. ....	74
<i>Figura 43.</i> Distribución temporal en el primer cuartil e histogramas seleccionados de tormentas. ....	78
<i>Figura 44.</i> Distribución de probabilidad del 30% del modelo de Huff. ....	79

<i>Figura 45.</i> Hidrogramas de máximas crecidas para periodos de retorno de 10, 25, 50,100 y 500 años.....	84
<i>Figura 46.</i> Presa de Poza Honda.....	85
<i>Figura 47.</i> Esquema del riesgo .....	88
<i>Figura 48.</i> Inundación que se genera en la parroquia de Colon en el año 2017, sector de Estancia Vieja, vía Portoviejo-Santa Ana .....	96
<i>Figura 49.</i> a) Río Portoviejo alcanzo el nivel del puente peatonal durante la precipitación de 74,4 mm que se dio el día 8 de abril del 2017. b) Estado normal del río tomada el día 18 de diciembre .....	96
<i>Figura 50.</i> Inundación del día 8 de abril del 2017en la parroquia de Colón .....	97
<i>Figura 51.</i> Representación de ecuación de pérdidas de energía .....	103
<i>Figura 52.</i> Método de subdivisión transversal de Manning.....	104
<i>Figura 53.</i> Gráfico de altura de velocidad .....	104
<i>Figura 54.</i> Fotografía satelital de Google Earth de un tramo del río aguas arriba y aguas abajo del sector de estudio. ....	110
<i>Figura 55.</i> Dibujo del río, los Banks y flowpaths del tramo del río Portoviejo utilizando la extensión Hec-GeoRAS .....	114
<i>Figura 56.</i> Secciones transversales creadas en el tramo de estudio del río Portoviejo utilizando la extensión Hec-GeoRAS .....	115
<i>Figura 57.</i> Esquema de la sección transversal del río Portoviejo en la estación 35529.55. ....	115
<i>Figura 58.</i> Importación de la geometría del río Portoviejo, las secciones transversales y los bancos .....	117
<i>Figura 59.</i> Tabla del coeficiente de Manning ingresado en el HEC-RAS para el tramo del río Portoviejo.....	118
<i>Figura 60.</i> Simulación de inundación para los diferentes periodos de retorno del tramo del río Portoviejo.....	120

<i>Figura 61.</i> Capas de exportación de HEC-RAS del tramo del río Portoviejo de la zona de estudio Colón.....	121
<i>Figura 62.</i> Creación de un TIN de las secciones para un tiempo de retorno de 500 años del tramo de estudio del río Portoviejo. ....	122
<i>Figura 63.</i> Simulación de la inundación para un periodo de 500 años del tramo de estudio del río Portoviejo.....	122
<i>Figura 64.</i> Simulación de la mancha de inundación a lo largo del río Portoviejo para un periodo de retorno de 10 años .....	124
<i>Figura 65.</i> Velocidades con respecto a la longitud del tramo de estudio para un tiempo de retorno de 10 años .....	125
<i>Figura 66.</i> Perfil longitudinal del río con la altura de agua para 10 años de los sectores Colón, Estancia Vieja, El Pollo, Lodana, y Santa Ana. ....	125
<i>Figura 67.</i> Número de Froude correspondiente a cada sección transversal a lo largo del tramo del río Portoviejo para el tiempo de retorno de 10 años. ....	126
<i>Figura 68.</i> Simulación del área de inundación a lo largo del río Portoviejo para un periodo de retorno de 25 años. ....	127
<i>Figura 69.</i> Velocidades con respecto a la longitud del tramo de estudio para un tiempo de retorno de 25 años. ....	127
<i>Figura 70.</i> Perfil longitudinal del río con la altura de agua para 25 años de los sectores Colón, Estancia Vieja, El Pollo, Lodana, y Santa Ana. ....	128
<i>Figura 71.</i> Número de Froude correspondiente a cada sección transversal a lo largo del tramo del río Portoviejo para el tiempo de retorno de 25 años. ....	129
<i>Figura 72.</i> Simulación del área de inundación a lo largo del río Portoviejo para un periodo de retorno de 50 años. ....	129
<i>Figura 73.</i> Velocidades con respecto a la longitud del tramo de estudio para un tiempo de retorno de 50 años. ....	130

<i>Figura 74.</i> Perfil longitudinal del río con la altura de agua para 50 años de los sectores Colón, Estancia Vieja, El Pollo, Lodana, y Santa Ana. ....	130
<i>Figura 75.</i> Número de Froude correspondiente a cada sección transversal a lo largo del tramo del río Portoviejo para el tiempo de retorno de 50 años. ....	131
<i>Figura 76.</i> Simulación del área de inundación a lo largo del río Portoviejo para un periodo de retorno de 100 años. ....	132
<i>Figura 77.</i> Velocidades con respecto a la longitud del tramo de estudio para un tiempo de retorno de 100 años. ....	132
<i>Figura 78.</i> Perfil longitudinal del río con la altura de agua para 100 años de los sectores Colón, Estancia Vieja, El Pollo, Lodana, y Santa Ana. ....	133
<i>Figura 79.</i> Número de Froude correspondiente a cada sección transversal a lo largo del tramo del río Portoviejo para el tiempo de retorno de 100 años. ....	134
<i>Figura 80.</i> Simulación del área de inundación a lo largo del río Portoviejo para un periodo de retorno de 500 años. ....	135
<i>Figura 81.</i> Velocidades con respecto a la longitud del tramo de estudio para un tiempo de retorno de 500 años. ....	135
<i>Figura 82.</i> Perfil longitudinal del río con la altura de agua para 500 años de los sectores Colón, Estancia Vieja, El Pollo, Lodana, y Santa Ana. ....	136
<i>Figura 83.</i> Número de Froude correspondiente a cada sección transversal a lo largo del tramo del río Portoviejo para el tiempo de retorno de 500 años. ....	137
<i>Figura 84.</i> Manchas de inundación para diferentes periodos de retorno para el sector de estudio en la parroquia de Colón. ....	138
<i>Figura 85.</i> Esquema de muro a gravedad para la zona analizada. ....	159
<i>Figura 86.</i> Casa de hormigón y bloque elevado a 1m sobre el nivel de vía en Estancia vieja. ...	162
<i>Figura 87.</i> Casa de caña con subestructura de hormigón armado para la cimentación y columnas en Estancia vieja. ....	162
<i>Figura 88.</i> Señales de emergencia para inundaciones. ....	163

<i>Figura 89.</i> Sistema de protección con tubos de polietileno para proteger la vivienda ante la inundación. ....	164
<i>Figura 90.</i> Instalación del AquaDam para la protección de un edificio de las inundaciones del río Ohio en Metropolis, Illinois. ....	164
<i>Figura 91.</i> Ubicación de las infraestructuras importantes que son necesarias proteger con el sistema de tubos de polietileno. ....	165
<i>Figura 92.</i> Centro de Salud en el sector del Centro de Colón .....	166
<i>Figura 93.</i> Iglesia en el sector del Centro de Colón. ....	166
<i>Figura 94.</i> Estación de Cuerpo de Bomberos en el sector del Centro de Colón. ....	167
<i>Figura 95.</i> Centro de Salud en el sector del El Cadi. ....	167
<i>Figura 96.</i> Iglesia en el sector del El Cadi .....	167
<i>Figura 97.</i> Iglesia en el sector de Estancia Vieja Adentro. ....	168
<i>Figura 98.</i> Unidad de Policía Comunitaria en el sector de Estancia Vieja. ....	168
<i>Figura 99.</i> Iglesia en el sector de Estancia Vieja. ....	168
<i>Figura 100.</i> Centro de Salud en el sector de Estancia Vieja. ....	169
<i>Figura 101.</i> Barrera automática contra inundaciones .....	171
<i>Figura 102.</i> Funcionamiento de la barrera automática contra inundaciones .....	172
<i>Figura 103.</i> Detalle de la fosa de servicio de la barrera automática contra inundaciones .....	173
<i>Figura 104.</i> Paquete de hormigón de la barrera automática contra inundaciones de la empresa SCFB. ....	174
<i>Figura 105.</i> Ubicación de las infraestructuras importantes que serán utilizadas como albergues temporales .....	174
<i>Figura 106.</i> Escuela ubicada en el sector Centro de Colón llamada “Centro Educación Básica Horacio Hidrovo Velásquez” .....	175
<i>Figura 107.</i> Escuela ubicada en el sector El Cadi llamada “Escuela Simón Bolívar” .....	175

<i>Figura 108.</i> Escuela ubicada en el sector Estancia Vieja llamada “Unidad Educativa Fiscal Mixta Machala N30” .....	176
<i>Figura 109.</i> Casa comunal en el sector El Cadi llamada “El Porvenir El Cadi” .....	176
<i>Figura 110.</i> Casa comunal en el sector Estancia Vieja llamada “Asociación de Trabajadores Agrícolas Autónomos 1 de Mayo” .....	177

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. <i>Coordenadas Geográficas de los puntos de control</i> .....	8
Tabla 2. <i>Áreas de Sub-cuencas</i> .....	12
Tabla 3. <i>Área, longitud y perímetro de la sub-cuenca en Colón</i> .....	14
Tabla 4. <i>Área, longitud y perímetro de la sub-cuenca en Poza Honda</i> .....	14
Tabla 5. <i>Clases de valores de forma</i> .....	15
Tabla 6. <i>Clases de valores de compacidad</i> .....	16
Tabla 7. <i>Cotas Máximas y Mínimas</i> .....	17
Tabla 8. <i>Datos de Área y Longitud de corrientes</i> .....	21
Tabla 9. <i>Datos para construcción de la curva hipsométrica y frecuencia altimétrica de Sub-Cuenca Colón</i> .....	25
Tabla 10. <i>Datos para construcción de la curva hipsométrica y frecuencia altimétrica de Cuenca Poza Honda</i> .....	25
Tabla 11. <i>Pendiente media Sub-cuenca Colón</i> .....	29
Tabla 12. <i>Pendiente media Sub-cuenca Poza Honda</i> .....	29
Tabla 13. <i>Resumen de las estaciones hidrometeorológicas</i> .....	34
Tabla 14. <i>Ecuaciones y coeficiente de correlación para relleno</i> .....	36
Tabla 15. <i>Precipitación promedio anual estaciones de Colón</i> .....	39
Tabla 16. <i>Precipitación promedio anual estaciones de Poza Honda</i> .....	39
Tabla 17. <i>Precipitación media por polígonos de Thiessen para Colón</i> .....	42
Tabla 18. <i>Precipitación media por polígonos de Thiessen para Poza Honda</i> .....	42
Tabla 19. <i>Precipitación media por Método de Isoyetas para Colón</i> .....	44
Tabla 20. <i>Precipitación media por Método de Isoyetas para Poza Honda</i> .....	45
Tabla 21. <i>Área del uso de suelo de las sub-cuencas Colón</i> .....	47

Tabla 22. <i>Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana</i> .....	49
Tabla 23. <i>Número de la curva CN para sub-cuenca Colón</i> .....	50
Tabla 24. <i>Calculo de coeficiente de escorrentía con el Método SCS para abstracciones</i> .....	57
Tabla 25. <i>Distribución de probabilidades para el ajuste de información hidrológica</i> .....	61
Tabla 26. <i>Desarrollo estadístico de datos histórico de caudales máximos para sub-cuenca Colón</i> .....	63
Tabla 27. <i>Caudales máximos mediante el método Log-Pearson Tipo III</i> .....	64
Tabla 28. <i>Caudales máximos para diferentes periodos de retorno- sub-cuenca Colón (ajuste Distribución Log-Pearson Tipo III)</i> .....	65
Tabla 29. <i>Fórmula para el coeficiente de a conforme la precipitación</i> .....	69
Tabla 30. <i>Resumen de cálculo de caudales con poca información</i> .....	69
Tabla 31. <i>Caudales máximos para diferentes periodos de retorno- Sub-cuenca Colón, con el método de (Sandoval &amp; Aguilera, 2014)</i> .....	70
Tabla 32. <i>Métodos disponibles en HEC-HMS para los cálculos en las sub-cuencas</i> .....	71
Tabla 33. <i>Numero de curva e inicial de abstracción de la sub-cuenca Colón</i> .....	73
Tabla 34. <i>Tiempo de concentración y Lag-Time de la sub-cuenca Colón</i> .....	74
Tabla 35. <i>Métodos disponibles en HEC-HMS para modelo meteorológico</i> .....	75
Tabla 36. <i>Ecuaciones de intensidad de duración-frecuencia para la estación M0005</i> .....	77
Tabla 37. <i>Intensidades máximas <math>I_{TR}</math> para sub-cuenca Colón</i> .....	77
Tabla 38. <i>Modelo de lluvias para T=10 años para Sub-cuenca Colón</i> .....	79
Tabla 39. <i>Modelo de lluvias para T=25 años para Sub-cuenca Colón</i> .....	80
Tabla 40. <i>Modelo de lluvias para T=50 años para Sub-cuenca Colón</i> .....	80
Tabla 41. <i>Modelo de lluvias para T=100 años para Sub-cuenca Colón</i> .....	81
Tabla 42. <i>Modelo de lluvias para T=500 años para Sub-cuenca Colón</i> .....	81

Tabla 43. <i>Hietogramas para diferentes periodos de retorno</i> .....	82
Tabla 44. <i>Caudales máximos para diferentes periodos de retorno- Sub-cuenca Colón (Modelación en HEC-HMS)</i> .....	83
Tabla 45. <i>Resumen de los valores de caudales máximos de la Sub-Cuenca Colón</i> .....	84
Tabla 46. <i>Caudales máximos de diseño de la cuenca de Colón</i> .....	85
Tabla 47. <i>Caudales máximos para diferentes periodos de retorno- Sub-cuenca Poza Honda (Caudales con poca información)</i> .....	86
Tabla 48. <i>Caudales máximos de diseño + caudal acumulado</i> .....	87
Tabla 49. <i>Eventos ocurridos entre el periodo 1896-2001</i> .....	97
Tabla 50. <i>Precipitaciones acumuladas en el Fenómeno del Niño de 1997-1998</i> .....	98
Tabla 51. <i>Coefficientes de rugosidad de Manning (n) para método de Cowan</i> .....	109
Tabla 52. <i>Valores de los factores <math>n_3</math>, <math>n_4</math> y <math>m</math> para aguas arriba y aguas abajo del río Portoviejo</i> .....	111
Tabla 53. <i>Valor del coeficiente de rugosidad de Manning “n” para el tramo de estudio del río Portoviejo</i> .....	111
Tabla 54. <i>Coefficientes de contracción y expansión</i> .....	112
Tabla 55. <i>Valores de las alturas de agua para los sectores de la parroquia de Colón para un tiempo de retorno de 25 años.</i> .....	128
Tabla 56. <i>Valores de las alturas de agua para los sectores de la parroquia de Colón para un tiempo de retorno de 50 años.</i> .....	131
Tabla 57. <i>Valores de las alturas de agua para los sectores de la parroquia de Colón para un tiempo de retorno de 100 años.</i> .....	133
Tabla 58. <i>Valores de las alturas de agua para los sectores de la parroquia de Colón para un tiempo de retorno de 500 años.</i> .....	136
Tabla 59. <i>Resumen de las alturas de inundación según el periodo de tiempo</i> .....	137

Tabla 60. <i>Área de la zona afectada por la inundación en la parroquia Colón para los periodos de retorno 10, 25, 50, 100, 500.</i> .....	139
Tabla 61. <i>Viviendas e infraestructura afectadas por la mancha de inundación para diferentes periodos de retorno</i> .....	145
Tabla 62. <i>Rango de amenazas, grado de calificación, probabilidad de ocurrencia del fenómeno y los colores para el mapa de amenazas de la parroquia de Colón.</i> .....	147
Tabla 63. <i>Porcentaje de amenazas de las áreas afectadas según el grado de calificación</i> .....	147
Tabla 64. <i>Calificación de la vulnerabilidad</i> .....	149
Tabla 65. <i>Grado de exposición de las comunidades localizadas en la parroquia Colón</i> .....	151
Tabla 66. <i>Clasificación del Riesgo en la Parroquia Colón</i> .....	151
Tabla 67. <i>Riesgo por inundación para un periodo de retorno de 10 años</i> .....	152
Tabla 68. <i>Riesgo por inundación para un periodo de retorno de 25 años</i> .....	152
Tabla 69. <i>Riesgo por inundación para un periodo de retorno de 50 años</i> .....	153
Tabla 70. <i>Riesgo por inundación para un periodo de retorno de 100 años</i> .....	153
Tabla 71. <i>Riesgo por inundación para un periodo de retorno de 500 años</i> .....	153
Tabla 72. <i>Costo de muros a gravedad de hormigón armado</i> .....	160
Tabla 73. <i>Especificaciones del tubo de polietileno para una altura de 1.40m</i> .....	169
Tabla 74. <i>Costo referencial del tubo de polietileno para protección de infraestructuras en la parroquia de Colón.</i> .....	170
Tabla 75. <i>Alturas disponibles del sistema de barrera automática contra inundaciones (SCFB Self Closing Flood Barrier)</i> .....	173
Tabla 76. <i>Costo de la propuesta de la barrera automática contra inundaciones que ofrece la empresa “Self Closing Flood Barrier” SCFB 1500</i> .....	177

## RESUMEN

Los altos niveles de precipitación en las zonas que alimentan el río Portoviejo generan constantes crecidas y desbordamientos de este río, dejando daños en viviendas y sembríos de las poblaciones aledañas. De estas, una de las parroquias afectadas es Colón, ubicada en el cantón Portoviejo-Manabí. El presente trabajo tiene como objetivo determinar las zonas vulnerables a inundaciones y los efectos adversos que ocurren en Colón para diferentes periodos de retorno. Para esto se realizó el estudio hidrológico basado en las estaciones hidrológicas y meteorológicas en función de las características físicas, geográficas, climatológicas e hidrológicas de la cuenca utilizando el software ArcGIS. Además, con el criterio basado en caudales máximos con tres métodos diferentes y la capacidad reguladora de la presa de Poza Honda, proporcionaron los datos para la modelación hidráulica y análisis de las crecidas. Para esta modelación se utilizó el software para análisis hidráulico HEC-RAS, el cual fue determinante para calcular alturas y manchas o superficies de inundaciones con respecto a la topografía existente. Los resultados de análisis confirmaron la alta vulnerabilidad de la zona a inundaciones fluviales de respuesta lenta, debido a la pendiente del río y 785 km de área de la cuenca. Sobre la base de los criterios de amenaza y riesgo contemplados en el documento, se desprenden medidas de mitigación y protección, y recomendaciones para implementar nuevos artículos en la Ordenanza que Regula el Desarrollo y el Ordenamiento Territorial del Cantón Portoviejo ante amenazas de inundación en la Parroquia Colón.

### **PALABRAS CLAVES:**

- **RÍO PORTOVIEJO**
- **INUNDACIONES**
- **CAUDALES MÁXIMOS**
- **MODELAMIENTO HIDRÁULICO**
- **AMENAZA Y RIESGO**

## **ABSTRACT**

The high levels of precipitation in the areas that feed the Portoviejo River generate constant floods and overflows of this river, leaving damage to homes and crops of surrounding populations. Of these, one of the affected parishes is Colón, located in the canton of Portoviejo-Manabí. The objective of this work is to determine the zones vulnerable to flooding and the adverse effects that occur in Colón for different periods of return. For this, the hydrological study based on the hydrological and meteorological stations was carried out based on the physical, geographical, climatological and hydrological characteristics of the basin using the ArcGIS software. Besides, with the criterion based on maximum flows with three different methods and the regulatory capacity of the Poza Honda dam, they provided data for hydraulic modeling and flood analysis. For this modeling, the software for hydraulic analysis HEC-RAS was used, which was decisive to calculate heights and spots or surfaces of floods with respect to the existing topography. The results of the analysis confirmed the high vulnerability of the area to slow-response fluvial floods, due to the slope of the river and 785 km of area of the basin. On the basis of the threat and risk criteria contemplated in the document, mitigation and protection measures are developed, and recommendations to implement new articles in the Ordinance Regulating the Development and Land Management of the Portoviejo Canton in the face of flood threats in the Parish Colon.

### **KEY WORDS:**

- **PORTOVIEJO RIVER**
- **FLOODS**
- **MAXIMUM WATER FLOW**
- **HYDRAULIC MODELING**
- **THREAT AND RISK**

## CAPÍTULO I

### 1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

#### *1.1 Antecedentes*

Ecuador es un país mega-vulnerable por la situación geodinámica y su posición geográfica, el cual es amenazado por desastres naturales muy representativos, como son: volcanes activos con alcances muy destructivos, terremotos, deslizamientos, sequías e inundaciones por la presencia de los fenómenos de “La Niña” y “El Niño” (Toulkeridis, 2015).

La región costera es más propensa a sufrir inundaciones, debido a la existencia de grandes planicies adyacentes a los ríos que se inundan recurrentemente. Y como consecuencia de la acumulación de sedimentos y taponamiento de los cauces se producen los desbordamientos. A su vez, esta región se hace vulnerable ya que la mayoría de su población se asienta a orillas de los cauces o en la parte baja de los valles costeros, provocando inundaciones en el momento de una crecida o en temporadas de fuertes lluvias (Solano & Vintimilla, 2013).

La temperatura media de la región es de 25°C y el clima varía entre tropical seco, tropical húmedo a tropical extremadamente húmedo. Entre diciembre a marzo, cuando sus características y efectos de las corrientes marinas son influenciadas por la corriente cálida de “El Niño” el cual, provocan inundaciones por las altas precipitaciones que llegan a consecuencia de este fenómeno. Por otro lado, en verano, de junio a diciembre es menos caluroso por el efecto de la corriente fría de Humboldt, la cual provoca consecuencias negativas como sequías extremas (Gobierno Provincial de Manabí, 2016).

El fenómeno de El Niño puede aparecer en cualquier época del año, sin embargo, los ciclos recurren entre 2 y 7 años lo que produce un calentamiento de las aguas ecuatoriales del Océano Pacífico Tropical influenciando de esta manera en las condiciones climáticas, ya sean vientos, temperaturas altas y precipitaciones. (Gobierno Provincial de Manabí, 2016).

Para el año 2017 el gobierno declaró alerta naranja en las provincias de Manabí, Guayas, Esmeraldas y Santa Elena, debido a las intensas lluvias registradas en el país que superaron los niveles promedio, esto ha generado afectaciones producidas por inundaciones y deslizamientos. De acuerdo a la resolución publicada por la Secretaria de Gestión de Riesgos señala que las precipitaciones exceden a los valores normales de lluvias para el periodo, el cual presentan mayores afectaciones a la población y a las infraestructuras. (Secretaria de Gestión de Riesgo, 2017)

En Portoviejo, provincia de Manabí los registros emitidos por del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI,2017) marcaron que “el mes de febrero del año 2017 la precipitación alcanzó un promedio de 231,3 milímetros de agua por metro cuadrado y comparando con la del año 2016 fueron 142,7 milímetros”. Esta precipitación generó el desbordamiento de ríos, dejando familias afectadas y daños en las viviendas. (Secretaria de Gestión de Riesgo, 2017)

De acuerdo con el Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Portoviejo (2017) las zonas más vulnerables a inundaciones son: Estancia Vieja, Colón y los sectores de los puentes Mamey, Chile, Santa Cruz, Velasco Ibarra, Plazoleta 24 de Mayo y el Sector Milagro de Picoazá. En la **Figura 1** se muestra la zona de inundación en la parroquia de Estancia Vieja vía Portoviejo – Santa Ana el día 8 de abril del año 2017.



**Figura 1.** Inundación en la zona de Estancia Vieja vía Portoviejo-Santa Ana

Fuente: (ElComercio, 2017)

Según la Secretaria del Agua (2012) Debido al incremento de la intensidad de las precipitaciones en los últimos años como una de las zonas más afectadas por inundaciones es la parroquia de Colón ubicada al sur-oeste de la ciudad de Portoviejo.

Los pobladores de la parroquia de Colón se dedican a la agricultura, la ganadería y a negocios de abarrotes, ya que estos son las principales fuentes de ingreso tanto para las familias como para la comunidad en general y se benefician con los productos obtenidos. La comunidad agrícola aprovecha los valles aledaños al río Portoviejo que son considerados graneros naturales por la enorme cantidad de agricultores dedicados a producir la tierra. (Secretaria del Agua [SENAGUA], 2012)

## ***1.2 Planteamiento del problema***

Según el informe publicado por la Secretaria de Gestión de Riesgo (2017) señala que “en el presente año las precipitaciones exceden los niveles promedio de lluvia, generando mayores afectaciones en cuando a población e infraestructura por inundaciones y deslizamientos”, por lo tanto el gobierno declaró la alerta naranja en las provincias de Manabí, Guayas, Esmeraldas y Santa Elena.

Las intensas lluvias registradas en los primeros días de abril generaron la crecida del río Portoviejo, su nivel subió hasta cinco metros y aproximadamente 25.127 personas han sido afectadas, dejando viviendas anegadas, cubriendo por completo las vías principales de Santa Ana, Portoviejo, Chone, Flavio Alfaro y Rocafuerte. El río tiene una longitud de 132 kilómetros, este nace en la localidad Pata de Pájaro (Santa Ana), pasa por Portoviejo y llega a Rocafuerte, el río confluye con otros afluentes donde existen poblamos susceptibles a anegaciones. (Secretaria de Gestión de Riesgo, 2017)

Siendo la parroquia de Colón considerada como una zona vulnerable y la más afectada a inundaciones, es necesario realizar un estudio completo que permita determinar las condiciones hidrológicas e hidráulicas por las cuales se producen estas inundaciones, por lo que, se requiere un modelamiento de la crecida del río Portoviejo para obtener mapas de zonas de riesgos aplicando HEC-RAS y otras herramientas informáticas, donde este análisis servirá a futuro para proponer

soluciones adecuadas en el control de inundaciones, el mismo que beneficiará a todos los moradores del sector y a sus infraestructuras.

### ***1.3 Justificación e Importancia***

La comunidad de la parroquia urbana Colón se encuentra en una zona vulnerable a inundaciones y deslizamientos y como consecuencia de este evento es propensa a sufrir daños en la infraestructura y la población. Esta comunidad se dedica a la producción agrícola, ganadería y otros, estas actividades representan fuentes de ingreso económico a las familias que moran en el sector.

Resulta necesario realizar un estudio para determinar las zonas con mayor riesgo a inundaciones, de esta manera, la información obtenida será un aporte para establecer una solución sustentable, que técnicamente resuelva las etapas críticas que se producen en invierno con las fuertes lluvias y crecidas del río Portoviejo.

La simulación por computadora, a través de un sistema de información geográfica (SIG), es una alternativa confiable para realizar un estudio de inundaciones ya que involucra diversas variables y los resultados proveerán mayor comprensión de las zonas analizadas de acuerdo a la tesis desarrollada por Solano y Vintimilla (2013).

Los resultados y propuestas consideradas en este estudio permitirá al Gobierno Autónomo Descentralizado de Portoviejo tomar medidas como, la implementación de obras de mitigación para reducir los daños generados debido al efecto de las inundaciones y establecer sistemas de alerta temprana para salvaguardar la vida de los habitantes de este cantón.

### ***1.4 Objetivos***

#### ***1.4.1 Objetivo General***

Determinar las zonas vulnerables a inundaciones de la Parroquia Colón, Cantón Portoviejo-Manabí para diferentes períodos de retorno de crecidas del Río Portoviejo, con el fin de analizar y establecer alternativas que mitiguen los efectos de las inundaciones.

### ***1.4.2 Objetivos Específicos***

- Recopilar e interpretar información geográfica, hidráulica e hidrológica existente de la cuenca del río Portoviejo.
- Determinar los hidrogramas de modelación con caudales de diseño de la cuenca del río Portoviejo para periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años.
- Simular las crecidas para cada periodo de retorno y así determinar áreas de inundación del río Portoviejo utilizando el software hidráulico HEC-RAS.
- Elaborar mapas de riesgo de las áreas de inundaciones en la parroquia de Colón.
- Proponer varias alternativas de prevención y mitigación de los efectos de las inundaciones en base a los resultados del software hidráulico HEC-RAS.

### ***1.5 Metas***

- Tablas y figuras con la información geomorfológica, hidráulica e hidrológica de la cuenca del río Portoviejo a través de levantamiento de información en campo, libros, artículos, tesis, páginas web y diferentes normas relacionadas
- Hidrogramas de Modelación con caudales de diseño del río Portoviejo obtenidos de la recopilación de información de caudales y precipitaciones máximas en la estación meteorológica Portoviejo M005 y Rocafuerte M165 que son las más cercanas a la zona de análisis y otros medios indirectos.
- Modelo en computadora utilizando el programa HEC-RAS para simular la crecida del río Portoviejo para varios periodos de retorno y obtener los cálculos de los flujos de superficie de agua, cálculos de flujo uniforme y otros parámetros hidráulicos.
- Mapa de zonificación de riesgo en áreas con alta, media y baja vulnerabilidad a inundación en la parroquia de Colón con la interpretación de los resultados obtenidos en el programa HEC-RAS.
- Propuesta de prevención y mitigación para efectos de inundaciones en base a los resultados de la modelación hidráulica.

## ***1.6 Metodología***

En este proyecto se desarrollará con el método de investigación deductivo de análisis y síntesis, que parte de datos generales aceptados, para deducir por medio del razonamiento lógico, varias suposiciones, es decir; parte de verdades previamente establecidas como principios generales, para luego aplicarlo a casos individuales y comprobar así su validez.

Recopilación de información necesaria a través de levantamiento de información en campo, libros, artículos y diferentes normas relacionadas con la rama de la Hidrología e Hidráulica que servirá para hacer el estudio de la información geomorfológica de la cuenca a través de modelos digitales.

Se realizará varios modelamientos hidráulicos con la topografía actual de la zona en el software HEC-RAS 5.0.3 (Hydrological Engineering Center - River Analysis System), este programa fue desarrollado por Engineers U. S. (2016) y analiza factores hidráulicos y el flujo de agua para simular crecidas para diferentes periodos de retorno.

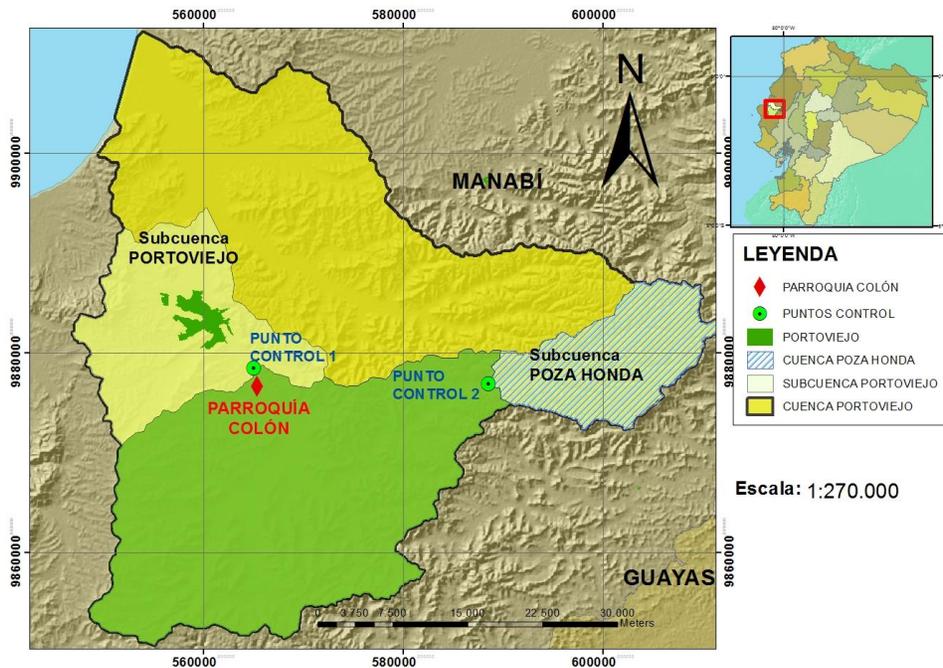
## CAPÍTULO II

### 2 DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA

#### 2.1 Ubicación Geográfica

La parroquia de Colón es una de las nueve parroquias rurales que tiene el Cantón Portoviejo, provincia de Manabí y está ubicada al sur-oeste de la ciudad, con las coordenadas UTM: Latitud 9876741,358 y longitud 565536,621. La zona de análisis está localizada en la cuenca baja del río Portoviejo.

En la **Figura 2** se aprecia la ubicación geográfica de la parroquia Colón, la sub-cuenca del río Portoviejo que representa la cuenca de análisis para este proyecto; la unión de esta sub-cuenca y la sub-cuenca de Río Chico se forma la cuenca Portoviejo.



**Figura 2.** Ubicación geográfica de la sub-cuenca del río Portoviejo

Los puntos de control que se aprecia en la **Figura 2** son los puntos donde se limita el área de estudio para el presente proyecto. En el punto 2 es donde se descarga el caudal de la represa

Poza Honda y el punto 1 es la zona donde se realiza el control del caudal aguas abajo en la parroquia de Colón.

La Subcuenca de Poza Honda delimitada por el punto de control 2, tiene la peculiaridad de converger con el vertedero de descarga de la represa de Poza Honda, esta presa hidráulica está situada a 3 kilómetros al oeste de Honorato Vásquez y a 30 kilómetros al suroeste de Portoviejo con las coordenadas UTM : Latitud 9876194,36 y longitud 589.006,65. (Empresa Publica del Agua, 2017)

La represa de Poza Honda se construyó para el suministro de agua potable y riego a los cantones de Santa Ana, Portoviejo y Roca Fuerte, por lo tanto, es oportuno obtener datos hidráulicos sobre ella referente a la institución estatal conocida como la Empresa Publica del Agua en el Departamento de Mantenimiento y Operación para demostrar la eficacia de la investigación.

En la Tabla 1 se muestran las coordenadas geográficas del punto de control 1 y punto de control 2 que se aprecia en la *Figura 2*.

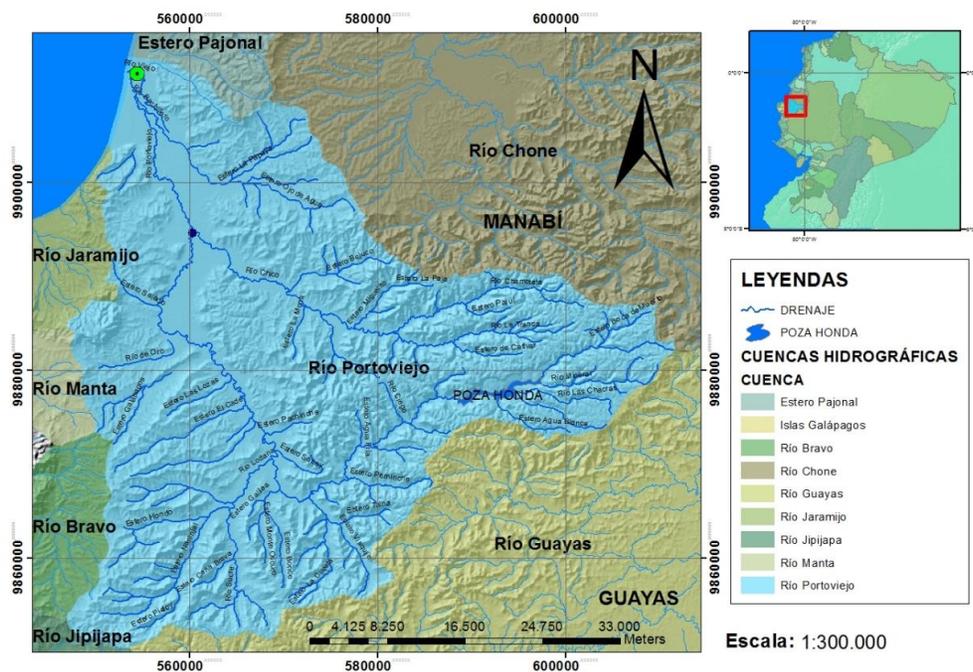
**Tabla 1.**  
*Coordenadas Geográficas de los puntos de control*

<b>COORDENADAS UTM</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>LATITUD</b>
Punto de control 1	565127,486	9878565,49
Punto de control 2	588576,231	9876944,91

## **2.2 Condición Hidrográfica**

La cuenca del río Portoviejo tiene como principal sistema hidrográfico aportante a los ríos Pata de Pájaro, Mineral, Visquije, Bonce, Naranjal, Esmeraldas, Manche Grande, Río Chico, Bachillero y Portoviejo; los que nacen de las estribaciones de los Cerros Santa Ana (INAMHI, 2006, pág. 3).

La cuenca está compuesta por dos sub-cuencas, la cuenca del Río Chico y la cuenca del río Portoviejo, cuyo sistema fluvial y su red hídrica intersecan para crear la cuenca dicha anteriormente. Al norte se encuentra la cuenca de Chone y el Estero Pajonal, al sur la cuenca Jipijapa, al este el Océano Pacífico y oeste la cuenca Guayas como se muestra en la *Figura 3*.



**Figura 3.** Cuenca Hidrográfica del río Portoviejo

### 2.3 Características físicas de la cuenca

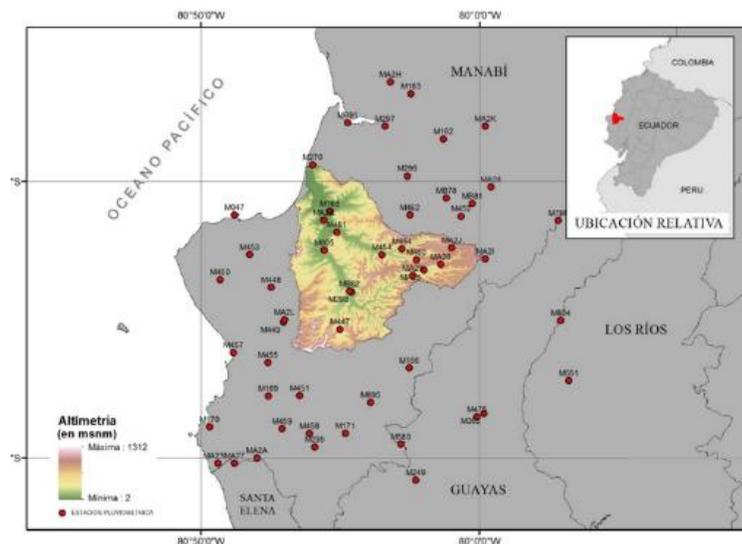
Las características físicas de una cuenca dependen de varios factores como: topografía, clima, pendiente, uso de suelo y otros parámetros propios que diferencian una cuenca de otra. Por lo tanto, en cada análisis que se realiza en cualquier cuenca tiene que ser respaldado con información actual o al menos con un porcentaje alto de aceptación para obtener resultados confiables que se apeguen a la realidad.

El proyecto está localizado en la región central de la provincia de Manabí, en la cuenca del río Portoviejo, esta cuenca tiene una superficie aproximada de 2096 km<sup>2</sup>. Y sus curvas de nivel están comprendidas entre 600 msnm hasta que desemboca al nivel del mar (0 msnm). En la **Figura 4** se muestra la cuenca del río Portoviejo.

La cuenca presenta un alto deterioro ambiental por la deforestación, contaminación de sus aguas, ocupación indebida de márgenes, inundaciones y además no existe autoridad de control u ordenamiento alguno.

Para el año 2017, en la temporada invernal hubo varios casos de inundaciones que afectaron principalmente las zonas rurales de Portoviejo, por tal motivo, el objetivo de esta tesis es analizar

una de las zonas afectadas que se encuentra localizada en la parroquia de Colón, en la sub-cuenca del río Portoviejo.



**Figura 4.** Cuenca del río Portoviejo

Fuente: (Thielen, Cevallos, Erazo, & Zurita, 2016)

## 2.4 Delimitación Hidrográfica de la cuenca

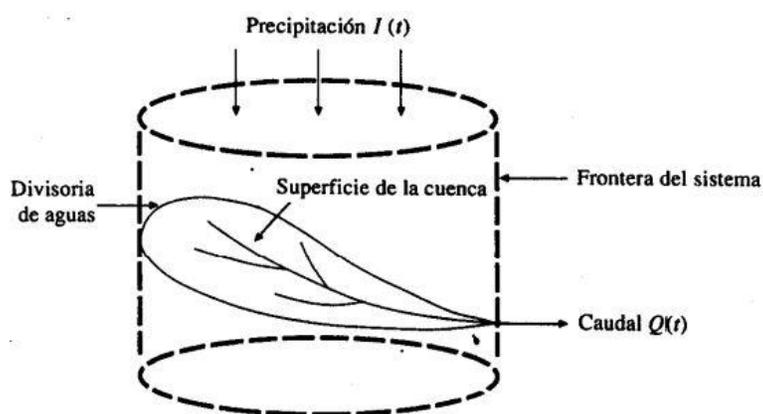
En el libro de Monsalve (1995) conceptualiza a la cuenca hidrográfica como “un área definida topográficamente, drenada por un curso de agua o un sistema conectado de cursos de agua, tal que todo el caudal efluente es descargado a través de una salida simple” (pág. 33). Los límites de una cuenca hidrográfica están determinados por la línea de «divortium aquarum» o divisoria de aguas.

Existen dos tipos de divisorias: las divisorias topográficas o superficial y las divisorias freática o subterránea. En la figura 5 se aprecia un sistema hidrológico que se encuentra en la delimitación de una cuenca.

Dentro de una divisoria de aguas de una cuenca, se pueden delimitar sub-cuencas o cuencas de orden inferior; las divisorias que delimitan las sub-cuencas se definen como divisoria de aguas o parteaguas secundarias.

Para realizar la delimitación de la cuenca Portoviejo y de la sub-cuenca de estudio se utiliza el programa ArcGIS, que trabaja con el Sistema de Información Geográfica (SIG) y esta es una

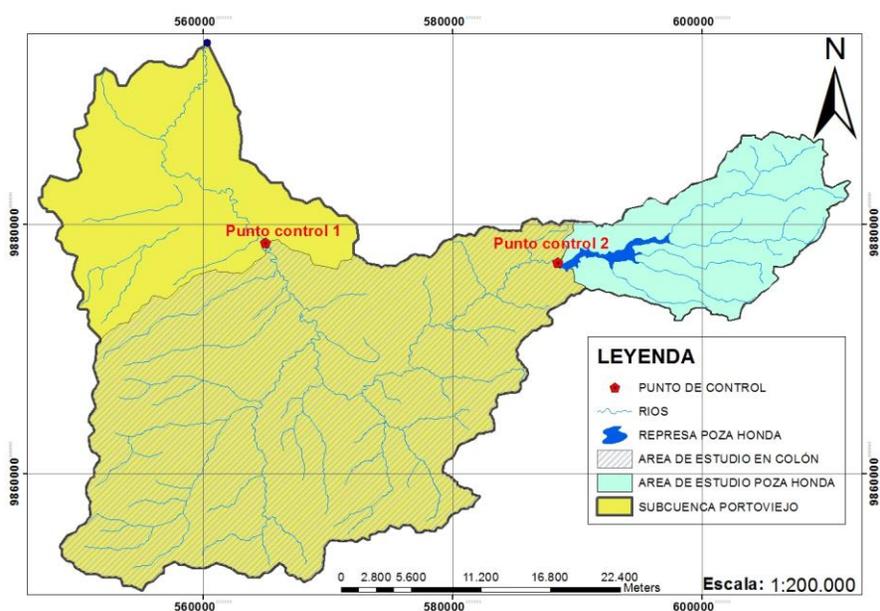
herramienta que ayuda a delimitar una cuenca de manera eficaz y rápida. Para el cual se realiza un modelo digital de elevación (DIM por sus siglas en inglés) utilizando las cartas digitales del área de estudio y con la herramienta *Hydrology* se delimita la zona tomando como referencia un punto de control.



**Figura 5.** La cuenca con un sistema hidrológico

Fuentes: (Chow, Maidment, & Mays, 1994, pág. 8)

La **Figura 6** muestra la delimitación de la sub-cuenca de Portoviejo y la sub-cuenca de estudio, que comienza desde el punto de control 2 que es en Poza Honda (aguas arriba) hasta el punto de control 1 en la parroquia de Colón (aguas abajo).



**Figura 6.** Delimitación de la Sub-cuenca del río Portoviejo, sub-cuencas de estudio Poza Honda y Colón

## 2.5 Geomorfología de la Cuenca

### 2.5.1 Área de la cuenca (A)

Aparicio (1992) define el área de la cuenca como “la superficie de proyección horizontal delimitada por la línea divisoria o parteaguas” (pág. 20). Esta delimitación genera formas irregulares ya sea realizando manualmente con las cartas topográficas o utilizando un software apropiado, por lo tanto, para obtener el área de la cuenca con más exactitud se utilizó el programa ArcGIS 10.3.

Para el análisis de las características morfológicas de este proyecto se tomó puntos de control en el cauce del río Portoviejo y generó divisorias de agua tanto en el punto localizado en la parroquia Colón como el punto localizado en Poza Honda (Ver Figura 6).

En la Tabla 2 se encuentra los valores de las áreas en km<sup>2</sup> de las zonas de estudio obtenidas mediante ArcGIS.

**Tabla 2.**  
**Áreas de Sub-cuencas**

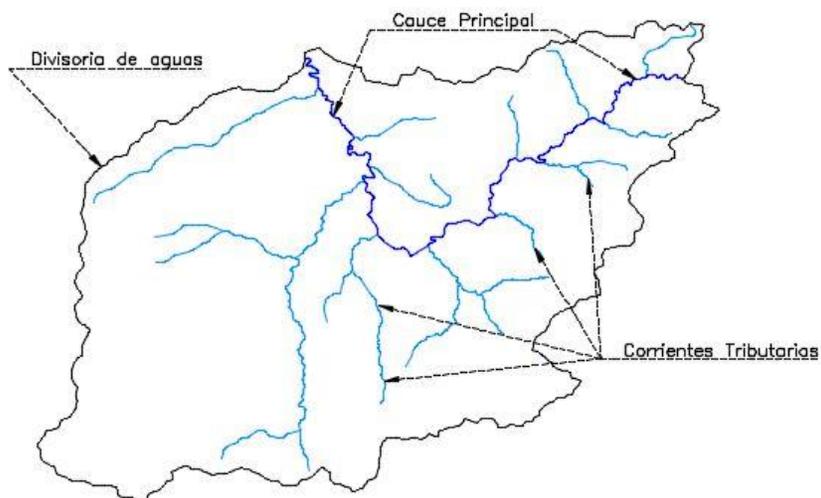
Nombre	Área [km <sup>2</sup> ]
Sub-cuenca Portoviejo	1269,68
Sub-cuenca de estudio Colón	785,13
Sub-cuenca de estudio Poza Honda	189,11

### 2.5.2 Longitud del cauce principal (L), perímetro (P), ancho (W)

Para definir la longitud del cauce del río principal es necesario conocer el concepto de una corriente principal y corrientes tributarias. Aparicio (1992) conceptualiza que:

La corriente principal de una cuenca es: La corriente que pasa por la salida de la misma. Todo punto situado en cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, y toda cuenca tiene solo una corriente principal.

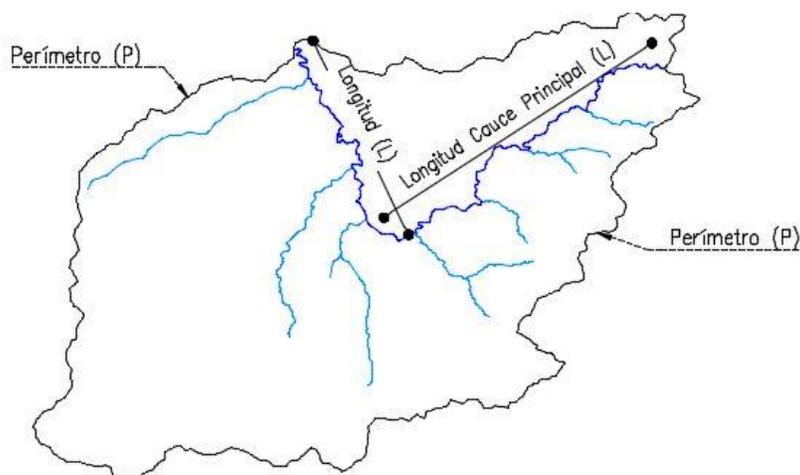
Las corrientes aledañas a la corriente principal se denominan corrientes tributarias. Las cuencas correspondientes a las corrientes tributarias se llaman cuencas tributarias o subcuencas (pág. 20) (Ver *Figura 7*).



**Figura 7.** Corriente principal y Corrientes tributarias

Según Solano y Vintimilla (2013) “La longitud (L) de la cuenca viene definida por la longitud de su cauce principal y es la distancia equivalente que recorre el río entre el punto de desagüe aguas abajo y el punto situado a mayor distancia topográfico aguas arriba” (pág. 25).

El perímetro (P) de una cuenca es la longitud lineal de la línea divisoria de aguas que delimitan la cuenca (Ver *Figura 8*).



**Figura 8.** Longitud y Perímetro de la Cuenca

Los valores de longitud del cauce principal del río tanto como el perímetro de la cuenca se obtuvieron a partir del programa ArcGIS como se muestra en la Tabla 3 y 4, tomado de referencia de los puntos ya establecidos (Ver *Figura 6*).

**Tabla 3.**  
*Área, longitud y perímetro de la sub-cuenca en Colón*

PUNTO DE CONTROL 1	VALOR	SÍMBOLOGÍA	UNIDADES
Área	785,13	A	Km <sup>2</sup>
Longitud	38,58	L	Km
Perímetro	145,06	P	Km

**Tabla 4.**  
*Área, longitud y perímetro de la sub-cuenca en Poza Honda*

PUNTO DE CONTROL 2	VALOR	SÍMBOLOGÍA	UNIDADES
Área	189,11	A	Km <sup>2</sup>
Longitud	26,32	L	Km
Perímetro	71,29	P	Km

En ancho medio ( $W$ ) es la relación entre el área ( $A$ ) y la longitud axial ( $L$ ) de la cuenca.

$$W = \frac{A}{L} \quad (2.1)$$

Donde:

$W$ = ancho medio, en Km

$A$ = área de la cuenca, en Km<sup>2</sup>

$L$ = longitud de la cuenca, en Km

Al desarrollar la formula anterior se obtiene el ancho medio de las cuencas de estudio, dando como resultado los siguientes valores:

$$W_{\text{Sub-cuenca Colón}} = 20,35 \text{ km}$$

$$W_{\text{Sub-cuenca Poza Honda}} = 7,19 \text{ km}$$

### 2.5.3 Factor de forma ( $K_f$ )

Según Monsalve (1995) “el factor de forma es la relación entre el ancho medio y la longitud de la cuenca” (pág. 38).

$$Kf = \frac{W}{L} \quad (2.2)$$

Reemplazando la ecuación (2.1) en la (2.2) se obtiene:

$$Kf = \frac{A}{L^2} \quad (2.3)$$

Donde:

$Kf$ = Factor de forma, adimensional

Una cuenca con factor de forma bajo, está menos sujeto a crecientes que una de la misma área, pero con un factor mayor. Si el valor del factor  $Kf$  es mayor que la unidad proporciona un grado mayor de achatamiento para la cuenca, permitiendo mayor tendencia a concentrar escurrimiento de una precipitación intensa y forme fácilmente grandes avenidas (Monsalve, 1995, pág. 38).

El Instituto Nacional de Geología (2004) clasifica el índice de forma al realizar los análisis morfométricos de las cuencas como se muestra en la Tabla 5.

**Tabla 5.**  
*Clases de valores de forma*

RANGOS DE KF	CLASES DE FORMA
0,01 – 0,18	Muy poco Achatada
0,18 – 0,36	Ligeramente achatada
0,36 – 0,54	Moderadamente achatada

Fuente: (Instituto Nacional de Ecología, 2004, pág. 12)

Para las cuencas de estudio los factores de forma son:

$$Kf_{Colón} = 0,53$$

$$Kf_{Poza Honda} = 0,27$$

Los resultados demuestran que la Sub-cuenca Colón es moderadamente achatada y de Poza Honda es ligeramente achatada.

### 2.5.4 Índice de compacidad ( $Kc$ )

Monsalve (1995) define al índice de Gravellius o coeficiente de compacidad, a la relación entre el perímetro de la cuenca y la longitud de la circunferencia de un círculo de área igual que el de la cuenca.

$$A = \pi r^2 \quad r = \left(\frac{A}{\pi}\right)^{1/2} \quad (2.4)$$

$$Kc = \frac{P}{2\pi r} \quad (2.5)$$

Sustituyendo la ecuación (2.4) en (2.5).

$$Kc = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (2.6)$$

Donde:

$Kc$  = índice de compacidad, adimensional

$P$  = perímetro de la cuenca, en Km

**Tabla 6.**  
*Clases de valores de compacidad*

Rangos de $Kc$	Forma
1 – 1,25	Redonda a oval redonda
1,26 – 1,50	Oval redonda a Oval oblonga
1,51 – 1,75	Oval oblonga a rectangular oblonga

Fuente: (Instituto Nacional de Ecología, 2004, pág. 13)

Los índices de compacidad obtenidos son:

$$Kc_{Colón} = 1,46$$

$$Kc_{Poza Honda} = 1,46$$

Por lo tanto, la forma que adopta estas cuencas según la Tabla 6 es oval oblonga.

### 2.5.5 Elevación mínima y máxima de la cuenca

La elevación máxima es el punto más elevado de la cuenca hidrográfica y la elevación mínima es el punto más bajo, que generalmente es el punto de salida.

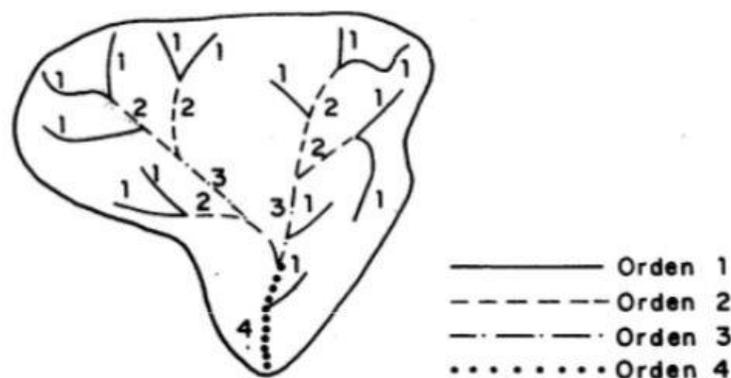
Las cotas máximas y mínimas para las cuencas de estudio ubicado en ArcGis se muestran a continuación:

**Tabla 7.**  
**Cotas Máximas y Mínimas**

Sub-cuenca	Cota Máxima [msnm]	Cota Mínima [msnm]
Colón	702,96	40
Poza Honda	496,25	86,10

### 2.5.6 Orden de ríos o corrientes de agua y sistema de drenaje

El sistema de drenaje está constituido por el río principal y sus tributarios. Como se observa en la **Figura 9**, dentro del sistema de drenaje, al rededor del río principal se forman ramificaciones y el grado de ramificaciones es lo que se conoce como orden de corrientes de agua (Monsalve, 1995).



**Figura 9.** Clasificación de corrientes de agua

Fuente: (Monsalve, 1995, pág. 38)

En Monsalve (1995, pág. 39) explica cada orden de corrientes de agua de la siguiente manera:

- **Corrientes de primer orden:** Pequeños canales que no tienen tributarios.

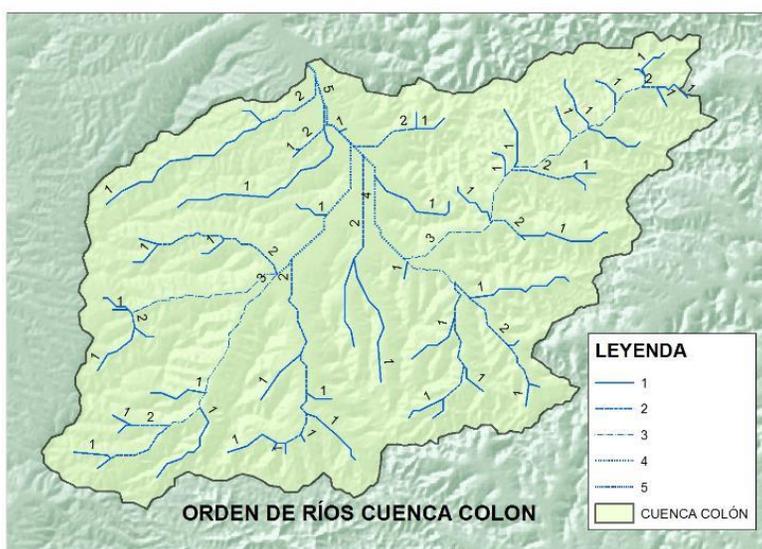
- **Corrientes de segundo orden:** Cuando dos corrientes de primer orden se unen.
- **Corrientes de tercer orden:** Cuando dos corrientes de segundo orden se unen.
- **Corrientes de orden  $n + 1$ :** Cuando dos corrientes de orden  $n$  se unen

Para obtener la formación de corrientes de agua en las cuencas de análisis se utilizó las herramientas *Hidrology* con los comandos *Stream Link* y *Stream Order* (Ver **Figura 10** y **Figura 11**).

- **Sub-Cuenca Colón:**

La **Figura 10** indica que la sub-cuenca Colón tiene corriente de quinto orden y de esta manera se obtiene los siguientes resultados:

- Corriente primer orden ( $N_{C1}$ ): 150
- Corriente segundo orden ( $N_{C2}$ ): 80
- Corriente tercer orden ( $N_{C3}$ ): 45
- Corriente cuarto orden ( $N_{C4}$ ): 28
- Corriente quinto orden ( $N_{C5}$ ): 1



**Figura 10.** Orden de ríos Colón

El número de corrientes del cauce se determina sumando todas las corrientes que se presentan en la cuenca. El número de corrientes se determina con la siguiente expresión:

$$N_c = \sum_{i=1}^n N_{ci} \quad (2.7)$$

Dónde:

$N_c$  = Numero de corrientes en la cuenca hidrográfica

$N_{ci}$  = Numero de corrientes de orden n

Para la sub-cuenca Colón el número de corriente se muestra a continuación:

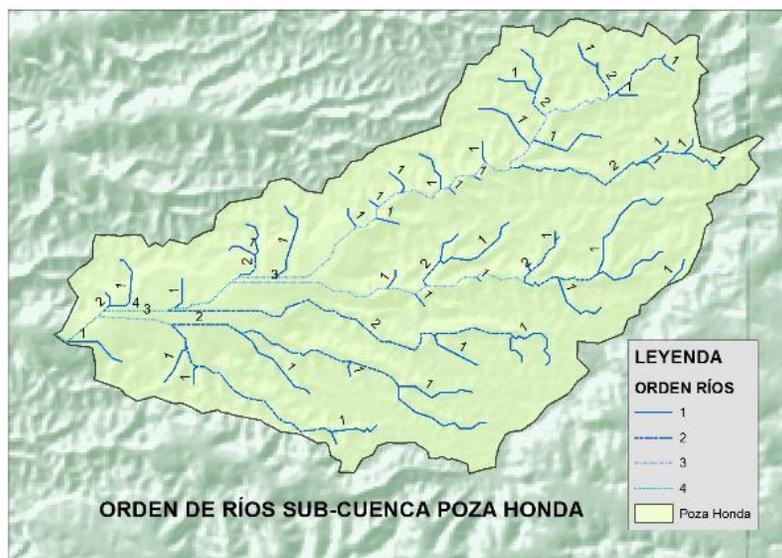
$$N_{ccOLÓN} = 180 + 116 + 45 + 28 + 1$$

$$N_{ccOLÓN} = 370 \text{ corrientes}$$

- **Sub-Cuenca Poza Honda:**

La **Figura 11** indica que la sub-cuenca Poza Honda tiene corriente de cuarto orden y de esta manera se obtiene los siguientes resultados:

- Corriente primer orden ( $N_{c1}$ ): 52
- Corriente segundo orden ( $N_{c2}$ ): 46
- Corriente tercer orden ( $N_{c3}$ ): 63
- Corriente cuarto orden ( $N_{c4}$ ): 1



**Figura 11.** Orden de ríos Poza Honda

Para la sub-cuenca Poza Honda el número de corriente se determina de igual manera con la expresión (2.7).

$$N_{CPOZAHONDA} = 52 + 46 + 63 + 1$$

$$N_{CPOZAHONDA} = 162 \text{ corrientes}$$

### 2.5.7 Densidad de corriente

La densidad de corriente es un parámetro que permite identificar el nivel de respuesta de la cuenca ante una entrada de lluvia. Mientras mayor sea la densidad de corriente, la cuenca es más ramificada generando una respuesta más rápida en la entrada de lluvia y una menor descarga al acuífero.

$$D_c = \frac{N_c}{A} \quad (2.8)$$

Dónde:

$D_c$  = Densidad de corriente, en corrientes/km<sup>2</sup>

En las cuencas de estudio de Colón y Poza Honda la densidad de corriente se la determina con la expresión anterior y los resultados son:

$$D_{c \text{ COLÓN}} = \frac{370}{785,13} = 0,47 \text{ corrientes/km}^2$$

$$D_{c \text{ POZAHONDA}} = \frac{162}{189,11} = 0,86 \text{ corrientes/km}^2$$

### 2.5.8 Densidad de drenaje

La densidad de drenaje es la relación entre la longitud total de los cursos de agua de la cuenca y su área total como se demuestra en la expresión (2.9). El  $D_d$  usualmente toma valores entre 0.5 km/km<sup>2</sup> para las cuencas con drenaje pobre y hasta 3.5 km/m<sup>2</sup> para cuencas excepcionalmente bien drenadas (Monsalve, 1995, pág. 39).

$$D_d = \frac{\sum L}{A} \quad (2.9)$$

Dónde:

$\sum L$  = longitud total de las corrientes de agua en Km/Km<sup>2</sup>

La Tabla 8 contiene el área y de la longitud de corrientes de las cuencas de estudio para el cálculo de las densidades respectivas.

**Tabla 8.**  
**Datos de Área y Longitud de corrientes**

Sub-cuenca	Área (A) [Km <sup>2</sup> ]	Longitud Corrientes [Km]
Colón	785,13	581,25
Poza Honda	189,11	148,96

Se obtiene las densidades para las cuencas de Colon y Poza Honda con la expresión (2.9) y los datos de la Tabla 8.

$$D_{d \text{ Colon}} = 0,74 \text{ Km/Km}^2$$

$$D_{d \text{ Poza Honda}} = 0,79 \text{ Km/Km}^2$$

Los valores son prácticamente iguales ya que son cuencas tributarias pertenecientes al río Portoviejo, y estas tienen una baja eficiencia al drenar el exceso de crecidas ya que se acercan mucho al valor de 0,5 km/km<sup>2</sup> mencionado anteriormente.

### 2.5.9 Sinuosidad de las corrientes de agua

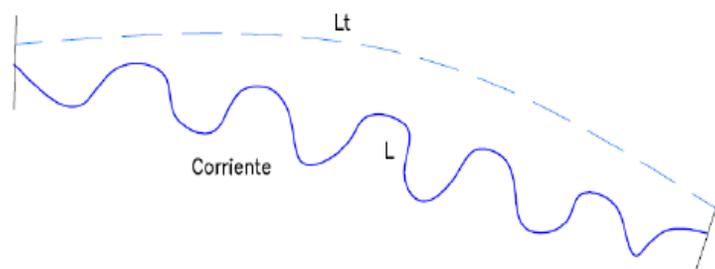
La sinuosidad de las corrientes de agua se calcula dividiendo entre la longitud del río principal y la longitud del valle del río principal medido en línea curva o recta hasta el tramo de estudio (Monsalve, 1995).

$$S = \frac{L}{L_t} \quad (2.10)$$

Dónde:

$S$  = Sinuosidad de corrientes, adimensional

$L_t$  = Longitud del valle medido en línea recta o curva, en km

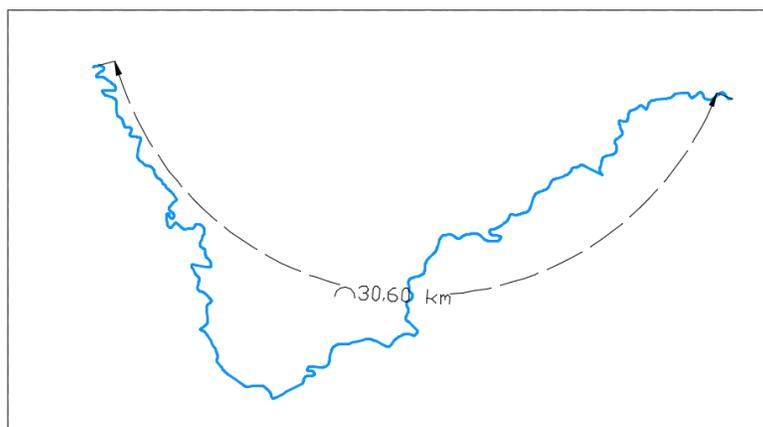


**Figura 12.** Sinuosidad de las corrientes de agua

Fuente: (Monsalve, 1995)

En Monsalve (1995) afirma que “este parámetro da una medida de la velocidad de la escorrentía del agua a lo largo de la corriente. Un valor de  $S$  menor o igual a 1,25 indica baja sinuosidad, por lo tanto, se tiene un río con alineamiento recto”.

En la **Figura 13** se tiene el tramo de estudio del río Portoviejo donde se aprecia la longitud del valle medido en línea curva. La longitud del río principal se determinó en la sección 2.5.2 y la misma es 38,58 km, por lo tanto la sinuosidad se muestra a continuación para el área de estudio Colón.



**Figura 13.** Tramo de estudio del río Portoviejo donde se aprecia la longitud del valle medido en línea curva

$$S = \frac{38,58}{30,60}$$

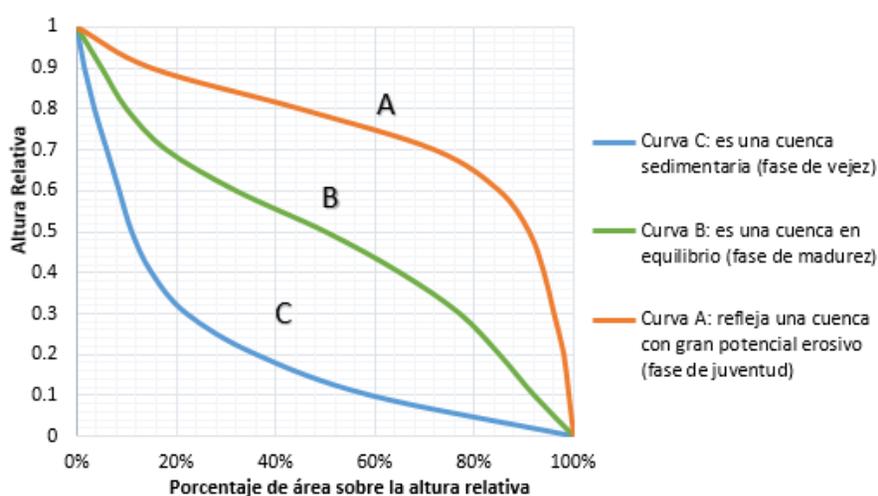
$$S = 1,26$$

La sinuosidad del tramo de estudio del río Portoviejo es 1,26 e indica una sinuosidad media.

### 2.5.10 Curva hipsométrica y Frecuencia altimétrica

La curva hipsométrica representa la variación de elevación de la superficie de una cuenca hidrográfica, esta variación es el porcentaje del área de drenaje que existe por encima y debajo de varias elevaciones. Se construye la curva mediante la relación del valor de la cota en las ordenadas y el porcentaje de área acumulada en las abscisas (Monsalve, 1995, pág. 44).

Existen tres tipos de curvas que puede adoptar una cuenca como se observa en la **Figura 14**, según la forma que adopte la curva representa las edades de los ríos como jóvenes, maduros y viejos.

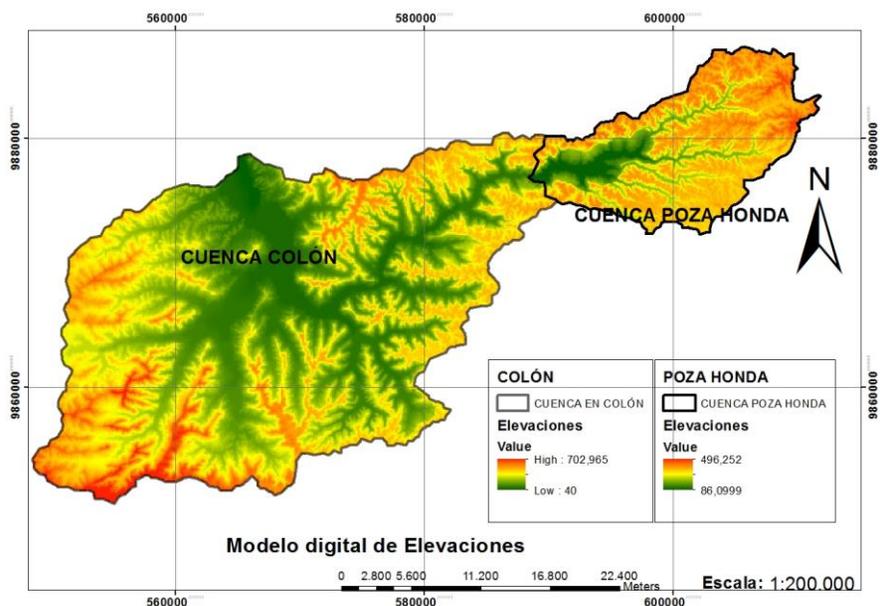


**Figura 14.** Tipos de Curvas Hipsométricas

Fuente: (Aparicio, 1992)

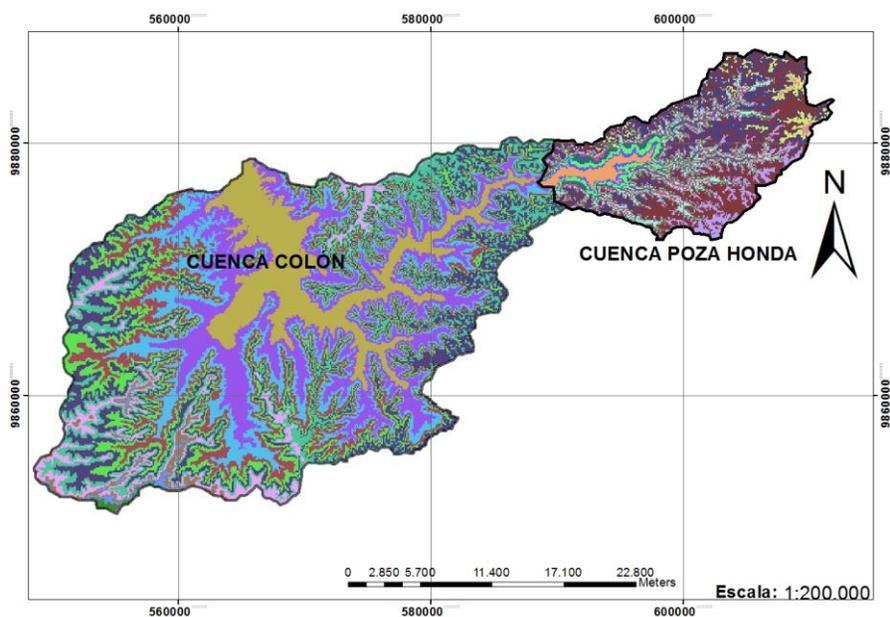
La gráfica de frecuencia altimétrica es otra manera de representar la variación de las áreas en función de las altitudes. El procedimiento para hallar la frecuencia altimétrica es el mismo que para la obtención de los datos que permiten construir la curva hipsométrica (Racca, 2007).

Para construir la curva hipsométrica y la frecuencia altimétrica de las sub-cuencas de estudio Colón y Poza Honda es necesario conocer las áreas entre las variaciones de altitudes. El software ArcGIS genera el archivo *raster* que contiene el modelo digital de elevaciones como se muestra la Figura 15.



**Figura 15.** Modelo digital de Elevaciones de cuenca de Colón y Poza Honda

Es necesario clasificar al raster de elevaciones por intervalos de curvas de nivel, utilizando la herramienta *Reclassify*, para este caso se ha clasificado en 12 intervalos iguales (ver **Figura 16**). Para saber la cantidad de área que contiene cada intervalo se utiliza la herramienta *Zonal Statistics as Table*, esta herramienta nos genera una tabla que contiene los intervalos, la cota máxima, cota mínima y las áreas de los intervalos.



**Figura 16.** Reclassify en intervalos iguales

Por último, se incorpora a la tabla: el promedio entre cotas máximas y mínimas, el área acumulada entre intervalos, el porcentaje del área acumulada y el porcentaje del área respecto a la acumulación de las áreas en los intervalos. Las Tabla 9 y Tabla 10 se presentan los datos para la construcción de la curva hipsométrica y frecuencia altimétrica la cuenca de estudio Colón y Poza Honda respectivamente.

**Tabla 9.**

*Datos para construcción de la curva hipsométrica y frecuencia altimétrica de Sub-Cuenca Colón*

No	Cotas [msnm]			Área [km <sup>2</sup> ]			
	Mínima	Máxima	Promedio	Intervalo	Acumulado	% Acum	%Inter
1	40,00	95,03	67,51	96,42	785,66	100,00	12,27
2	95,04	150,06	122,55	128,60	689,25	87,73	16,37
3	150,06	205,06	177,56	111,06	560,65	71,36	14,14
4	205,09	260,12	232,61	100,11	449,59	57,22	12,74
5	260,12	315,14	287,63	97,27	349,47	44,48	12,38
6	315,15	370,17	342,66	119,71	252,21	32,10	15,24
7	370,18	425,20	397,69	81,00	132,50	16,86	10,31
8	425,21	480,24	452,73	34,45	51,50	6,55	4,38
9	480,29	534,98	507,64	11,17	17,04	2,17	1,42
10	535,33	590,25	562,79	3,65	5,88	0,75	0,47
11	590,70	642,93	616,82	2,02	2,22	0,28	0,26
12	650,55	680,00	665,27	0,21	0,21	0,03	0,03

**Tabla 10.**

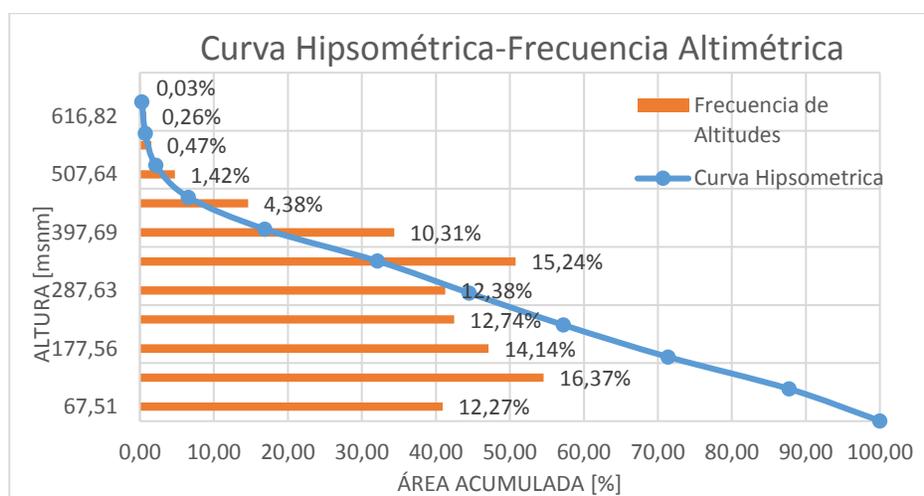
*Datos para construcción de la curva hipsométrica y frecuencia altimétrica de Cuenca Poza Honda*

No	Cotas [msnm]			Área [km <sup>2</sup> ]			
	Mínima	Máxima	Promedio	Intervalo	Acumulado	% Acum	%Inter
1	86,10	120,00	103,05	7,60	189,20	100,00	0,97
2	120,34	154,44	137,39	4,36	181,60	95,98	0,55
3	154,53	188,60	171,56	6,77	177,24	93,68	0,86
4	188,69	222,76	205,73	8,16	170,46	90,10	1,04
5	222,86	256,81	239,84	8,88	162,30	85,79	1,13
6	257,02	291,14	274,08	12,38	153,43	81,09	1,58
7	291,21	325,33	308,27	13,91	141,04	74,55	1,77

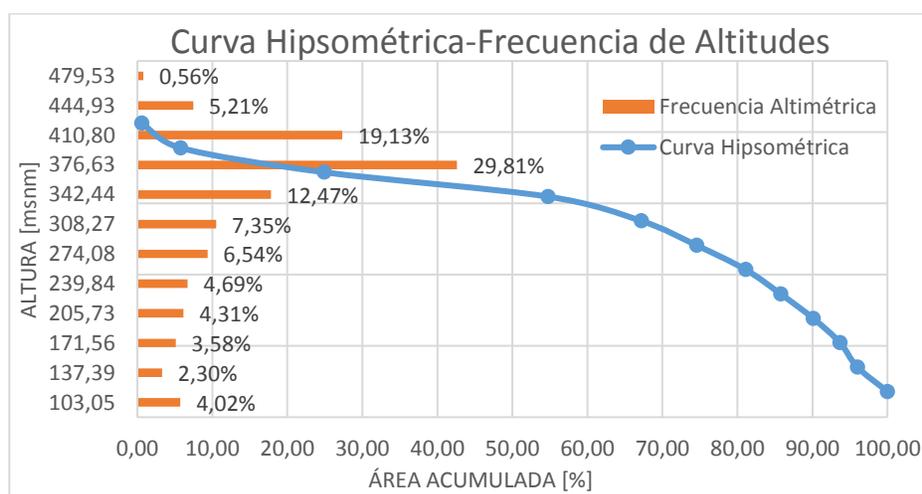
Continúa →

8	325,37	359,52	342,44	23,60	127,14	67,20	3,00
9	359,54	393,71	376,63	56,41	103,53	54,72	7,18
10	393,72	427,89	410,80	36,20	47,13	24,91	4,61
11	427,95	461,90	444,93	9,86	10,93	5,78	1,25
12	462,81	496,25	479,53	1,07	1,07	0,56	0,14

Las **Figura 17** y **Figura 18** representa las curvas hipsométricas y la frecuencia altimétrica de las cuencas de estudio respectivamente.



**Figura 17.** Curva Hipsométrica y Frecuencia Altimétrica cuenca Colón



**Figura 18.** Curva Hipsométrica y Frecuencia Altimétrica cuenca Poza Honda

La curva de la **Figura 17** menciona que la sub-cuenca de Colón es una cuenca sedimentaria (fase de vejez) y Poza Honda refleja una cuenca con gran potencial erosivo según la **Figura 18** (fase de juventud).

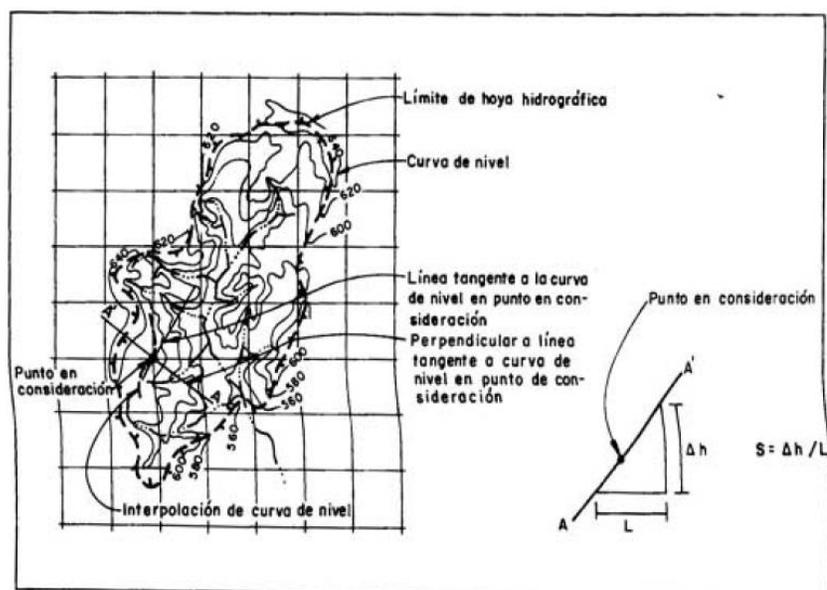
### **2.5.11 Pendiente promedio de la cuenca**

Según Solano y Vintimilla (2013) “se llama pendiente promedio de la cuenca, a la media ponderada de todas las pendientes correspondientes a segmentos divididos en este caso por áreas iguales y se considera que la pendiente máxima resultante de la cuenca es constante a lo largo de la misma” (pág. 33). Idealizando este concepto, la pendiente media afecta directamente la velocidad en la que fluye la escorrentía superficial y por lo tanto, controla el tiempo que lleva el agua de lluvia a concentrarse en los lechos fluviales pertenecientes a la red de drenaje de la cuenca de análisis.

Monsalve (1995) propone el método que se utiliza para la obtención de los valores representativos de las pendientes de los terrenos de una cuenca, *El Método de las Cuadriculas Asociadas a un Vector*:

Consiste en determinar la distribución porcentual de las pendientes de los terrenos por medio de una muestra estadística de las pendientes normales a las curvas de nivel de un número grande de puntos dentro de la cuenca. En resumen, el proceso se basa en definir por los menos 50 puntos y trazar cuadriculas sobre el área, cada punto de intersección de dichas cuadriculas define una pendiente de terreno. Esquemáticamente los pasos a seguir se aclaran en la **Figura 19**.

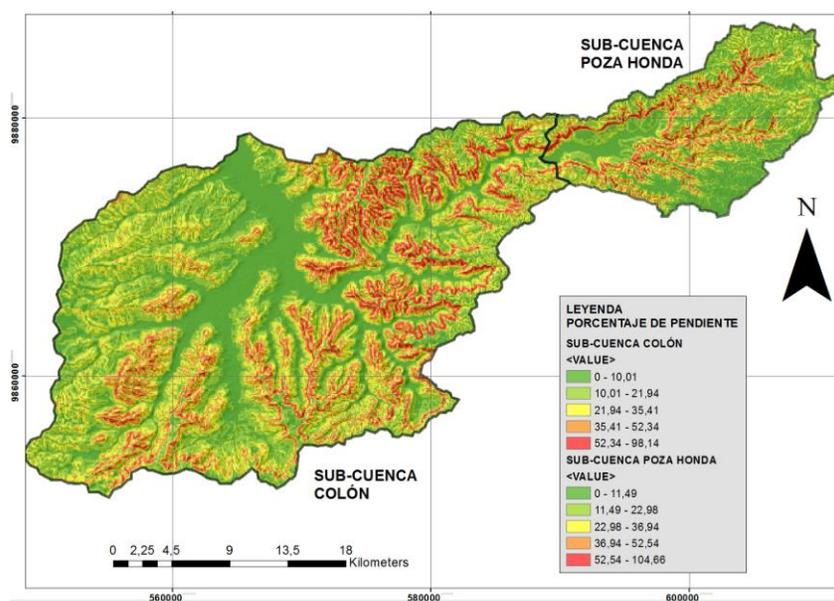
Finalmente, al tener la pendiente de todos los puntos definidos por las cuadriculas, se clasifican dichos valores por intervalos de clase. El número de tales intervalos está en relación con el número  $n$  de puntos obtenidos, pero en general no debe ser menor de un valor comprendido entre 5 y 10. (Pag.40-41).



**Figura 19.** Pendiente de la cuenca. Método de las cuadrículas asociadas a un vector.

Fuente: (Monsalve, 1995, pág. 41)

Para resumir el proceso expuesto anteriormente y encontrar la pendiente promedio tanto como para la Sub-cuenca de Colón como Poza Honda se utiliza ArcGIS, y mediante la función *Slope* de la herramienta *Surface Analysis* realiza un mapa en que contiene la variación de pendiente del terreno como muestra en la **Figura 20**.



**Figura 20.** Pendiente en porcentaje de las cuencas de estudio

Con ayuda de la función *Zonal Statistics as Table* se despliega la información que almacena la función *Slope* y una vez realizado lo mencionado se crea una tabla de Excel que contendrá el promedio del rango de pendiente, el número de ocurrencias para cada una y una ponderación, siendo el producto de las 2 anteriores. Finalmente, los cálculos la pendiente promedio de las sub-cuencas se obtuvieron al dividir el total de las ponderaciones con el total de las ocurrencias. Como se muestra en la Tabla 11 para la sub-cuenca de Colón y la Tabla 12 para la sub-cuenca de Poza Honda.

$$Pendiente Media = \frac{\sum(\# Ocurrencia \times Prom)}{\sum \# Ocurrencia} \quad (2.11)$$

**Tabla 11.**  
*Pendiente media Sub-cuenca Colón*

No	Rango de pendientes			Numero de ocurrencias	Ponderación [# de ocurrencias * Prom.]
	Inferior	Superior	Promedio		
1	0	5	2,5	12607	31535,94
2	5	11,93	8,47	14651	124050,95
3	11,93	18,47	15,2	16115	244969,12
4	18,47	24,63	21,55	13546	291935,5
5	24,63	30,79	27,71	9884	273875,61
6	30,79	36,94	33,87	6874	232790,85
7	36,95	43,49	40,22	5626	226259,47
8	43,49	50,03	46,76	4295	200838,52
9	50,03	56,57	53,3	3212	171208,83
10	56,57	63,5	60,03	2275	136578,84
11	63,51	72,35	67,93	1466	99579,76
12	72,36	98,14	85,25	625	53280,77
<b>TOTAL</b>				<b>91176,00</b>	<b>2086904,16</b>

$$Pendiente Media_{COLÓN} = \frac{2086904,16}{91176,0} = 22,89$$

**Tabla 12.**  
*Pendiente media Sub-cuenca Poza Honda*

No	Rango de pendientes			Numero de ocurrencias	Ponderación [# de ocurrencias * Prom.]
	Inferior	Superior	Promedio		
1	0,00	6,16	3,08	3136	9653,09
2	6,16	12,72	9,44	4982	47029,61
3	12,73	18,88	15,80	4079	64461,26

Continúa →

4	18,88	25,45	22,17	2897	64212,01
5	25,45	32,42	28,94	1908	55209,95
6	32,43	39,81	36,12	1536	55475,02
7	39,84	46,78	43,31	1321	57212,43
8	46,79	53,36	50,07	1022	51174,41
9	53,37	59,92	56,65	575	32570,90
10	59,93	66,90	63,41	305	19340,93
11	66,91	77,10	72,01	147	10584,81
12	77,46	104,66	91,06	48	4370,84
<b>TOTAL</b>				<b>21956,00</b>	<b>471295,26</b>

$$\text{Pendiente Media}_{\text{POZA HONDA}} = \frac{471295,26}{21956,0} = 21,47 \%$$

### 2.5.12 Pendiente longitudinal del río principal

Se define al pendiente del cauce ( $Y_r$ ) como la relación entre la diferencia de la altura de la cota de aguas arriba y la cota del punto desagüe o aguas abajo y la longitud de la corriente total del cauce principal.

$$J = \frac{\Delta H}{L} \quad (2.12)$$

Donde:

$J$ = Pendiente longitudinal del río principal, en m

$\Delta H$ = Diferencia de cotas entre aguas arriba y punto de desagüe, en m

La cota donde inicia el análisis o la cota aguas arriba es de 420 msnm. y la cota en el punto de desagüe o donde se requiere el control del caudal es de 40 msnm., dando la diferencia de cotas de 380 msnm. Al desarrollar la formula anterior se obtuvo la pendiente del cauce principal dando como resultado:

$$J = \frac{380 \text{ msnm}}{38580 \text{ m}}$$

$$J_{\text{Colón}} = 0,0098 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 0,98\%$$

## CAPÍTULO III

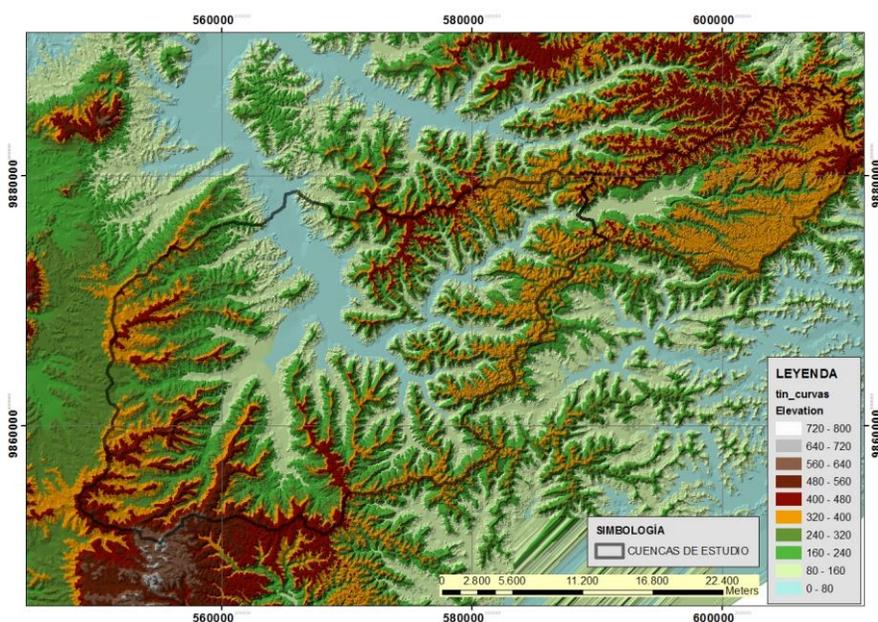
### 3 ESTUDIO HIDROMETEOROLÓGICO

Monsalve (1995) afirma que “El régimen hidrológico de una región es función de características físicas, geológicas, topográficas y climatológicas” (pág. 59). El factor climatológico más importante y con el cual este estudio se va a llevar a cabo es La Precipitación. Por medio de las estaciones meteorológicas se obtiene la precipitación que está afectando a la zona de análisis y es necesario recopilar una base de datos actualizado para respaldar el estudio y su factibilidad.

#### 3.1 Recopilación de Información

##### 3.1.1 Información cartográfica y topográfica

Para el análisis hidrológico se utilizó la base de información del geoportal del Instituto Geográfico Militar (IGM) para obtener el modelo digital de elevación de la superficie de la cuenca, en escala 1:50000, con el software ArcGIS 10.3 como se muestra en la *Figura 21*.



*Figura 21.* Modelo digital de elevación

La información cartográfica recopilada para el análisis consistió en obtener curvas de nivel y ríos principales y secundarios del Ecuador con la escala antes mencionada.

### 3.1.2 Información Hidrometeorológica

La información recopilada pertenece a las entidades de la Secretaria Nacional de Agua (SENAGUA), al Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) y del Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Portoviejo.

- **Datos Hidrológicos**

Los datos hidrológicos fueron tomados de los anuarios que se encuentran disponible en formato digital en el link: <http://www.serviciometeorologico.gob.ec/wp-content/uploads/anuarios/hidrologicos/>, el cual son publicados por el INAMHI (2017), este dispone de una base de datos históricos de 20 años con el cual se logra un alto porcentaje de aceptación y confiabilidad en los resultados. El anuario hidrológico consiste de cuadros estadísticos y resúmenes.

Además de tener información hidrográfica, tienen datos propios correspondientes a cada estación como: código y nombre de la estación, ubicación geográfica (Latitud, Longitud y Altura en msnm), ubicación política: código de provincia, página de niveles, página de caudales, entre otros. La base de datos de las tablas hidrológicas está constituida por caudales máximos, estos permiten realizar el análisis hidrológico para obtener caudales con diferentes periodos de retorno.

- **Datos Meteorológicos**

Para recopilar estos datos se realiza de manera similar a los datos hidrológicos, es decir se recopila la información por medio de la base digital proporcionada de los anuarios meteorológicos que se encuentran disponible en formato digital en el link: <http://www.serviciometeorologico.gob.ec/wp-content/uploads/anuarios/meteorologicos/>, el cual son publicados por el INAMHI (2017). Este contiene un resumen estadístico mensual y mediciones de los parámetros meteorológicos. Para el análisis estadístico se toma un rango mínimo por estación de 10 años para su aceptación y confiabilidad al realizar el análisis.

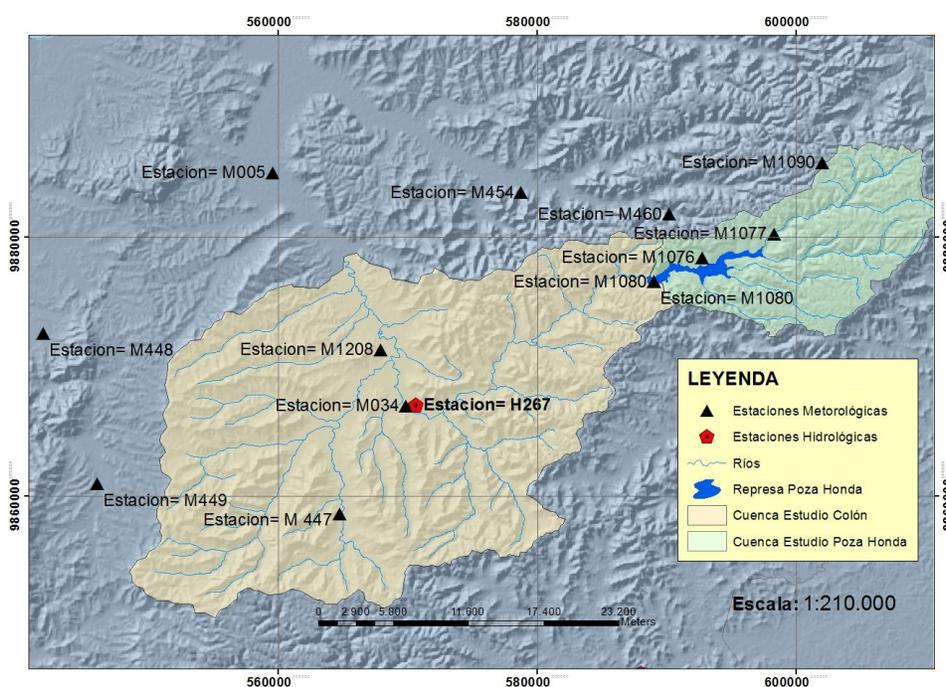
Para cada una de las estaciones tomadas para el sector analizado tiene los siguientes datos propios: código y nombre de la estación, ubicación geográfica (Latitud, Longitud y Altura en

msnm). La base de datos está conformada por información de las precipitaciones máximas de 24 horas y precipitaciones mensuales de las estaciones escogidas.

- **Estaciones de control**

Las estaciones utilizadas para el análisis del proyecto se tomaron las más cercanas a la zona de estudio y que tengan registrados datos de por lo menos diez años. Se tiene 12 estaciones meteorológicas que cubren la cuenca de estudio de Colón y Poza Honda con un registro actualizado de precipitaciones mensuales y una estación hidrológica que registra los caudales máximos mensuales del río Portoviejo.

En la **Figura 22** se observa la ubicación de las estaciones meteorológicas e hidrológicas utilizadas para el análisis de este proyecto teniendo una nomenclatura con la letra inicial M y H respectivamente según la estación.



**Figura 22.** Estaciones Meteorológicas e Hidrológicas de las cuencas de Estudio

En la Tabla 13 se muestra una tabla resumen de las estaciones que se observan en la **Figura 22** con sus códigos, nombres, coordenadas UTM y los años de datos registrados.

**Tabla 13.**  
**Resumen de las estaciones hidrometeorológicas**

TIPO	CODIGO	NOMBRE	COTA	Y	X	AÑOS REGISTRO
Meteorológicas	M 447	24 de mayo (Jaboncillo)	115	9858636,8	564710,1	46
	M005	Portoviejo	46	9884980,9	559525,6	49
	M034	Santa Ana INAMHI	40	9866955,1	569844,8	20
	M448	La Laguna	235	9872579,1	541814,4	43
	M449	Sancan	255	9860941,7	545984,9	48
	M454	Río Chico	118	9883441,9	578718,9	42
	M1208	La Teodomira	60	9871315,7	567867,8	11
	M1080	Poza Honda	0	9876561,2	589009,6	10
	M460	Mancha Grande	130	9881780,9	590154,6	21
	M1076	Guajabe	0	9878402,5	592719,1	10
	M1077	Bella Flor	0	9880243,4	598283,2	11
	M1090	San Miguel	0	9885769,5	601993,9	10
Hidrológica	H267	Portoviejo en Sta. Ana	50	9867048,5	570614,7	22

### 3.2 Relleno de datos por Modelo de Correlación

La información meteorológica de las estaciones utilizadas fue proporcionada por el INAMHI y al analizar la información registrada en Excel se encontraron datos registrados a diario, en un periodo de tiempo de un año y con frecuencia en estas tablas existen periodos sin datos ya que no se han registrado los valores debido a diferentes factores como pueden ser: daño, mantenimiento de las estaciones o las lecturas son imperceptibles para registrarlas.

Es necesario rellenar la información mediante métodos existentes en el campo hidráulico. Los criterios que se toman en cuenta en el relleno de datos son los siguientes:

- Se realiza el relleno entre estaciones cercanas y que pertenezcan a la misma cuenca de drenaje
- En el caso que faltase un solo dato en el periodo de tiempo se rellena con el promedio del mes anterior y el siguiente.
- El modelo de correlaciones y regresión, es el método más utilizado para el relleno de los datos hidrometeorológicos.

- **Modelo de correlación**

Según Pizarro, Ausensi, Aravena y Sanguena (2009) “recomienda este método para la estimación de datos mensuales y anuales de la estación de análisis y además de una estación cercana que cuenten con una estadística consistente y observada”, el método consiste en obtener una ecuación lineal o de orden superior por medio de la correlación existente entre una estación patrón y la estación que se desea realizar el relleno de datos, como se muestra a continuación:

$$y = a + bX \quad (3.1)$$

Donde:

$y$ = Valor de precipitación en estación carente [mm]

$x$ = Valor de precipitación registrado en la estación patrón

$a$  y  $b$ = constantes de regresión

Es necesario saber si la calidad de ajuste de los datos es buena o mala para generar mayor confiabilidad en la generación de los datos, para ello se utiliza el coeficiente de correlación (R). Este coeficiente mide el grado de dependencia entre dos series de datos (estaciones de estudio) y toma un valor entre -1 y 1, donde un valor cercano a 0 indica una correlación nula y un valor que tiende a -1 o 1 indica una correlación completa negativa o positiva respectivamente. (Pizarro, Ausensi, Aravena, & Sanguena, 2009). En términos hidrológicos, se admite como aceptables aquellas series que presentan su coeficiente de correlación entre  $-0,7 \leq R \leq 0,7$ .

En el presente estudio se realizó las correlaciones utilizando una hoja electrónica en Excel, el cual toma un determinado rango de años para formar pares ordenados entre estaciones, luego se realiza un gráfico de dispersión con los puntos relacionados a las precipitaciones.

Posteriormente con ayuda de la herramienta de *Línea de tendencia* se elige una línea representada por una ecuación lineal u orden superior que refleje la tendencia de los puntos comparados y el coeficiente de correlación para ese gráfico.

Como se mencionó anteriormente se utilizaron 12 estaciones meteorológicas, varias de estas fueron necesarias para de rellenar datos. Las correlaciones que se realizaron fueron las siguientes:

- Correlación entre la estación patrón de Portoviejo M0005 y las estaciones cercanas para el relleno que son: M1208, M0447 y M0449 tomando los años 2002 a 2012.
- Correlación entre la estación M1077 y para relleno M1076 tomando los años 1984 a 1990.
- Correlación entre la estación patrón M1076 y para relleno M1080 tomando los años 1985 a 1989.

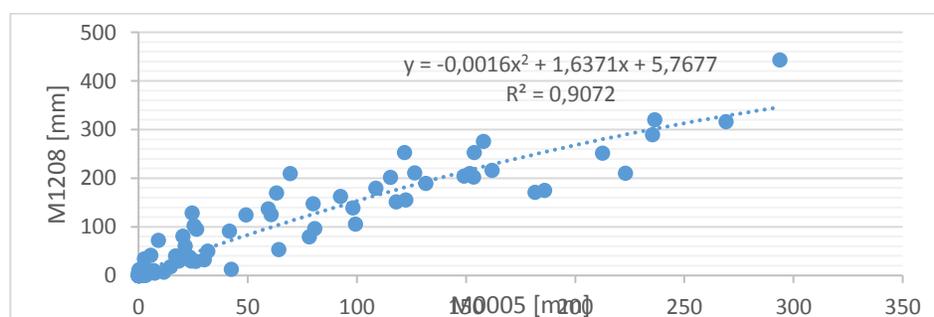
En la Tabla 14 se muestran las ecuaciones de correlación tipo polinómica de orden dos y su respectivo coeficiente (R) con las que se completaron los registros de precipitación mensuales de las estaciones mencionadas anteriormente.

**Tabla 14.**  
*Ecuaciones y coeficiente de correlación para relleno*

ESTACION X	ESTACION Y	ECUACION POLINÓMICA	COEFICIENTE [R]
	M1208	$y = -0,0016x^2 + 1,64x + 5,77$	0,949
M005	M0447	$y = -0,0039x^2 + 2,29x + 9,15$	0,933
	M0449	$y = -0,0005x^2 + 0,83x + 1,37$	0,894
M1077	M1076	$y = -0,0007x^2 + 1,12x + 6,33$	0,889
M1076	M1080	$y = 0,0009x^2 + 0,55x + 11,34$	0,927

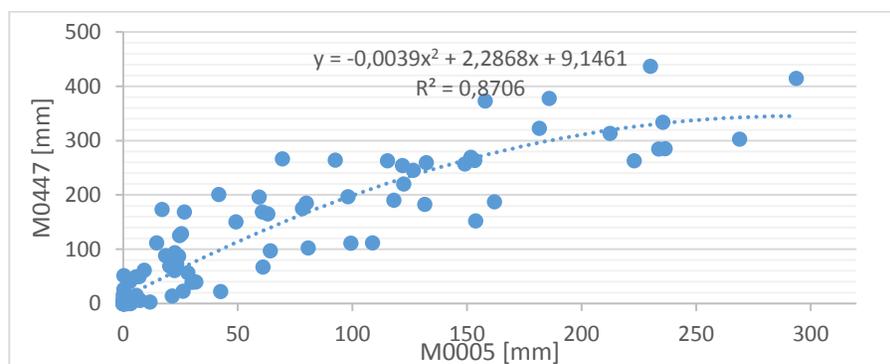
Se observa en la Tabla 14 que el coeficiente de correlación se encuentra mayor a 0,7 por lo tanto es factible realizar el relleno de datos en las estaciones indicadas. A continuación, se muestran las curvas de tendencias polinómica de ajuste con las que se realizó los pares ordenados de las estaciones de estudio.

- Curva de tendencia entre la estación Portoviejo (M0005) y La Teodomira (M1208)



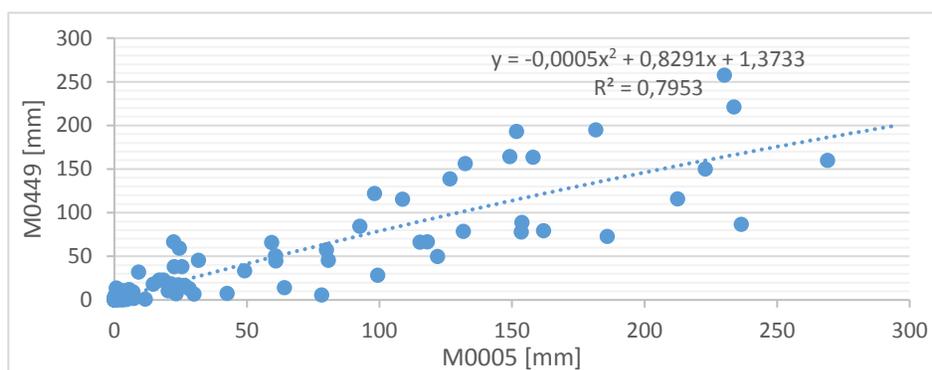
**Figura 23.** Curva de tendencia polinómica de ajuste entre M0005 y M1208

- Curva de tendencia entre la estación Portoviejo (M0005) y 24 de Mayo (M0447)



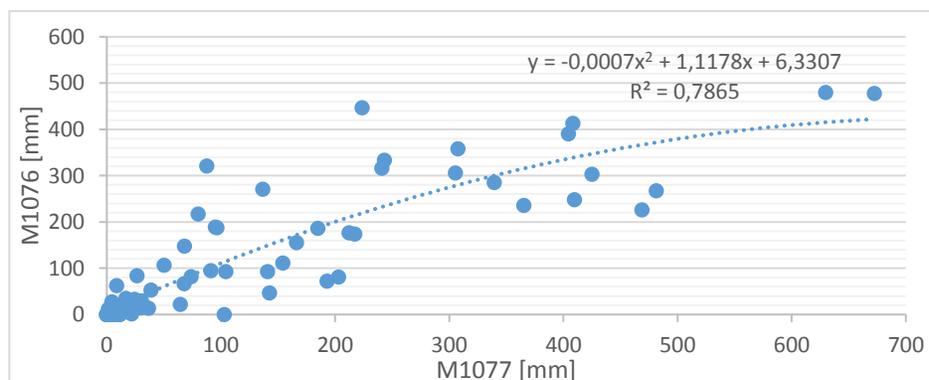
**Figura 24.** Curva de tendencia polinómica de ajuste entre M0005 y M0447

- Curva de tendencia entre la estación Portoviejo (M0005) y Sancan (M0449)



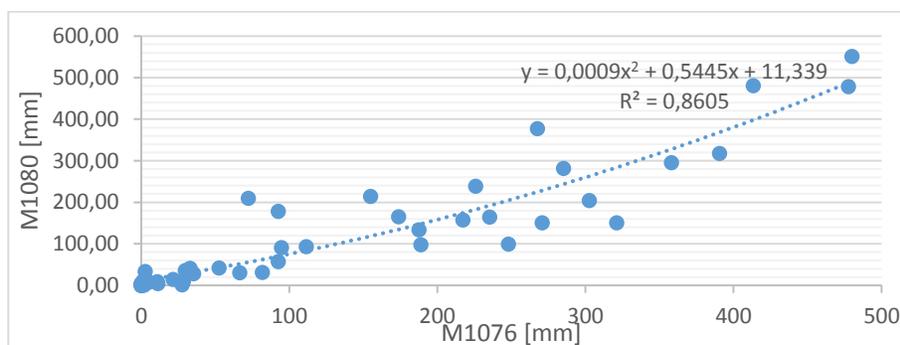
**Figura 25.** Curva de tendencia polinómica de ajuste entre M0005 y M0449

- Curva de tendencia entre la estación Bella Flor (M1077) y Guajabe (M1076)



**Figura 26.** Curva de tendencia polinómica de ajuste entre M1077 y M1076

- Curva de tendencia entre la estación Guajabe (M1076) y Poza Honda (M1080)



**Figura 27.** Curva de tendencia polinómica de ajuste entre M1076 y M1080

### 3.3 Precipitación Media

Dentro de un estudio hidrológico es necesario determinar la precipitación media de una cuenca hidrográfica, utilizando de ella la información obtenida de los pluviómetros que son aparatos que miden la precipitación de lluvia puntual del sitio donde se encuentra ubicada la estación meteorológica, sin embargo, para el cálculo de la precipitación en un área determinada es necesario datos de varias estaciones distribuidas en la cuenca.

A partir de los registros de precipitación se realizan cálculos de ingeniería para determinar la precipitación promedio de la cuenca de estudio. Según Aparicio (1992) existen tres métodos de uso generalizado que son: el Método aritmético, Polígonos de Thiessen y Métodos de las Isoyetas.

El método aritmético es recomendable para cuencas pequeñas menores a 200 hectáreas y de una topografía plana con estaciones distribuidas uniformemente, por lo tanto según el área de la cuenca de análisis, el tipo de terreno y elevación el método no es factible para el presente estudio (Monsalve, 1995).

Para determinar la precipitación media se realizará con los métodos de Isoyetas y polígonos de Thiessen, utilizando para la sub-cuenca de Colón, 8 estaciones y para Poza Honda, 5 estaciones meteorológicas. Los datos adquiridos pertenecen a la precipitación mensual, y a continuación se obtiene un promedio de estas para encontrar la precipitación multianual de cada estación como se muestra en las Tabla 15 y Tabla 16 respectivamente.

**Tabla 15.**  
*Precipitación promedio anual estaciones de Colón*

Nombre	Código	Precipitación Promedio Anual [mm]
24 DE MAYO(JABONCILLO)	M 447	1128,947
PORTOVIEJO-UTM	M005	522,056
SANTA ANA I NAM HI	M034	848,583
LA LAG UNA	M448	334,613
SANCAN	M449	548,185
RIOCHISOENALAJUELA	M454	935,990
POZA HONDA	M1080	1450,672
LA TEODOMIRA	M1208	799,488

**Tabla 16.**  
*Precipitación promedio anual estaciones de Poza Honda*

Nombre	Código	Precipitación Promedio Anual [mm]
MANCHA GRANDE	M460	1022,602
GUAJABE	M1076	1252,033
BALLA FLOR	M1077	1534,557
POZA HONDA	M1080	1450,672
SANMIOUEL	M1090	1641,518

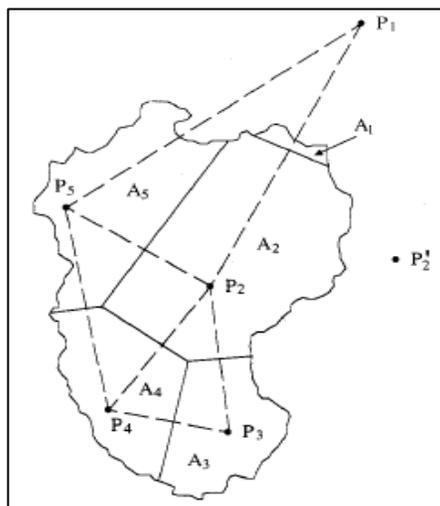
### 3.3.1 Polígonos de Thiessen

Este método se basa en ponderar las precipitaciones en cada estación en función de un área de influencia. En el libro de Hidrología en la Ingeniería de Monsalve (1995) describe lo siguiente:

El método consiste en atribuir un factor de peso a los totales de precipitación en cada aparato, proporcionales al área de influencia de cada uno. Sin embargo, no considera influencias orográficas.

Las áreas de influencia se determinan en mapas de la cuenca que contengan la localización de las estaciones, uniendo dichos puntos de localización por medio de líneas rectas, en seguida se traza las mediatrices de estas rectas, formando polígonos. Los lados de los polígonos son el límite de las áreas de influencia de cada estación (pág. 106).

Para el cálculo de la precipitación media se realizan los trazos para formar los polígonos sobre la cuenca y se determina las áreas de influencia de cada estación (Ver **Figura 28** ).



**Figura 28.** Método de Polígonos de Thiessen

Fuente: (Chow, Maidment, & Mays, 1994, pág. 81)

Se realiza el cálculo de la precipitación media con la siguiente ecuación:

$$P_m = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i \times P_i)}{\sum_{i=1}^n (A_i)} \quad (3.2)$$

Donde:

$P_m$ = Precipitación media, en mm

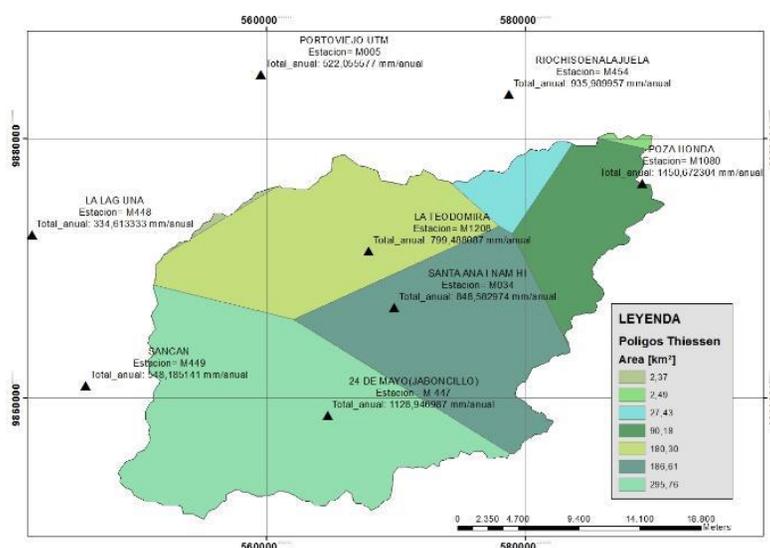
$n$ = número de estaciones meteorológicas

$P_i$ = precipitación registrada en las estaciones  $i$ , en mm

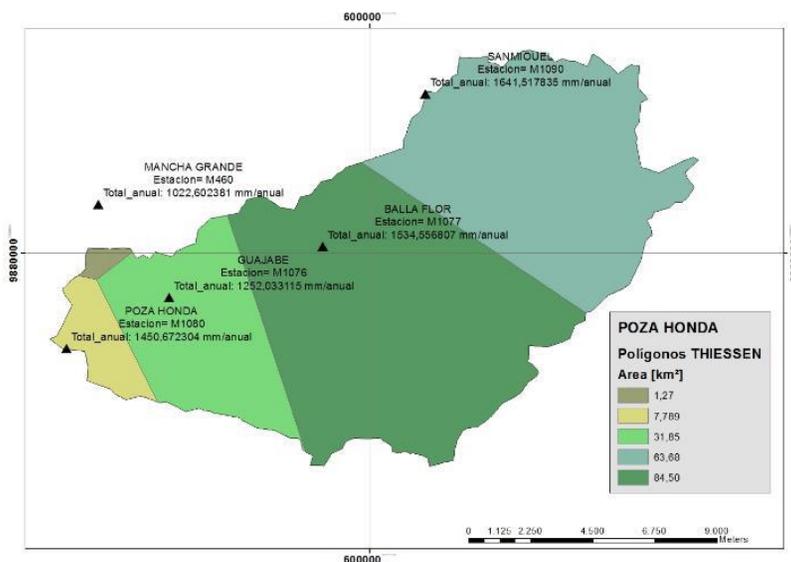
$A_i$ = área de influencia correspondiente a cada estación  $i$ ,

Para determinar la precipitación media mediante este método se utilizó el software ArcGIS con el fin de generar mayor exactitud en la división de las áreas de influencia. Para generar los polígonos de Thiessen se necesita los *shapes* de la cuenca de estudio (formato que se utiliza para almacenar la ubicación geométrica y la información de atributos de las entidades geográficas), las estaciones meteorológicas con la precipitación promedio anual y con la función *Create Thiessen Polygons* de la herramienta *Proximity* se genera los polígonos correspondientes a las estaciones ubicada.

Con ayuda de la función *Zonal Statistics as Table* se despliega la información que almacena la función *Create Thiessen Polygons* el cual se crea una tabla de Excel que contendrá el área de influencia dentro la cuenca, el nombre de la estación y la precipitación anual a la que pertenece dicha área, se añade a la tabla una columna que es la precipitación ponderada multiplicando el área y la precipitación. Finalmente se realiza el cálculo de la precipitación media utilizando la ecuación (3.2). En la **Figura 29** y **Figura 30** se muestra los polígonos de Thiessen generados para las cuencas de estudio Colón y Poza Honda respectivamente.



**Figura 29.** Polígonos Thiessen de Sub-cuenca Colón



**Figura 30.** Polígonos Thiessen de Sub-cuenca Poza Honda

Se muestra en la Tabla 17 y Tabla 18 los datos generados para el cálculo de la precipitación media con polígonos de Thiessen de la sub-cuenca Colón y Poza Honda respectivamente.

**Tabla 17.**  
*Precipitación media por polígonos de Thiessen para Colón*

<b>Sub-cuenca Colón</b>				
<b>NOMBRE</b>	<b>CODIGO</b>	<b>Área [km<sup>2</sup>]</b>	<b>Precipitación anual [mm]</b>	<b>Precipitación Pond.</b>
SANTA ANA I NAM HI	M034	186,61	848,58	158356,63
POZA HONDA	M1080	90,18	1450,67	130817,79
MANCHA GRANDE	M460	2,49	1022,60	2542,54
LA TEODOMIRA	M1208	180,30	799,49	144148,64
24 DE MAYO	M 447	295,76	1128,95	333893,15
RÍO CHICO EN ALAJUELA	M454	27,43	940,04	25783,41
PORTOVIEJO-UTM	M005	2,37	522,06	1238,25
<b>TOTAL</b>		<b>785,13</b>		<b>796780,41</b>

$$P_{m\text{ COLON}} = \frac{796780,41}{785,13} = 1014,83 \text{ mm/año}$$

**Tabla 18.**  
*Precipitación media por polígonos de Thiessen para Poza Honda*

<b>NOMBRE</b>	<b>CODIGO</b>	<b>Área [km<sup>2</sup>]</b>	<b>Precipitación anual [mm]</b>	<b>Precipitación Pond.</b>
MANCHA GRANDE	M460	1,27	1022,60	1299,16
GUAJABE	M1076	31,85	1252,03	39877,56
BALLA FLOR	M1077	84,50	1534,56	129671,65
POZA HONDA	M1080	7,79	1450,67	11300,03
SANMIOUEL	M1090	63,68	1641,52	104539,73
<b>TOTAL</b>		<b>189,1</b>		<b>286688,13</b>

$$P_{m\text{ POZA HONDA}} = \frac{286688,13}{189,10} = 1516,10 \text{ mm/año}$$

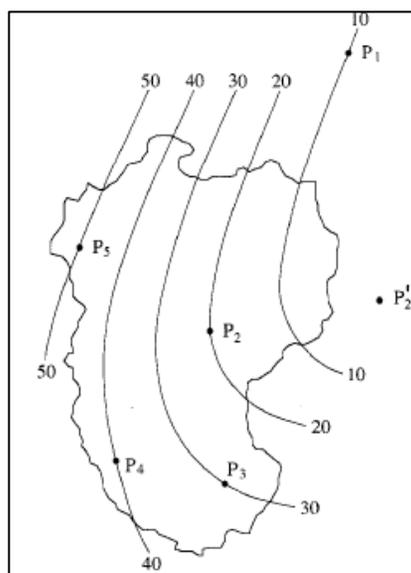
### 3.3.2 Método de las Isoyetas

Este método es más preciso para promediar la precipitación sobre un área, donde se utilizan curvas de igual precipitación llamadas curvas isoyéticas. Estas curvas se trazan interpolando los

datos puntuales dados por las distintas estaciones de la misma manera que las curvas topográficas, es decir la altura de agua precipitada substituye la cota de terreno (Monsalve, 1995, pág. 107).

En el trazado de isoyetas se debe considerar los efectos orográficos de la cuenca de estudio es decir la variación de la precipitación con la altura. Para el cálculo de la precipitación media se toma la ecuación (3.2) con la diferencia que el área  $A_i$  se toma el área entre dos curvas isoyetas contiguas y para  $P_i$  es la cantidad promedio de precipitación entre esas dos isoyetas.

En la **Figura 31** se muestra un ejemplo del método de isoyetas para la determinación de la precipitación media.



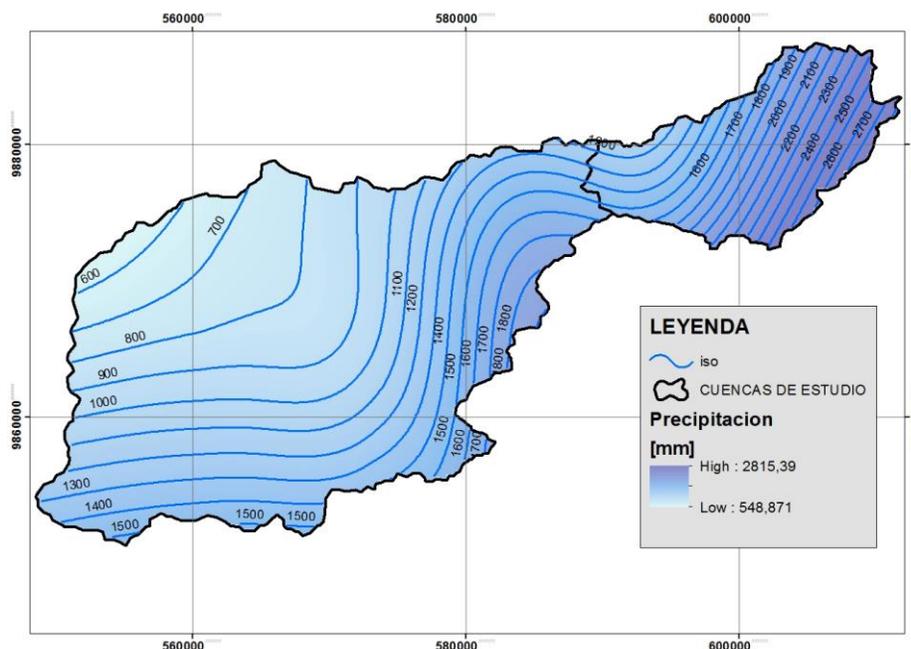
**Figura 31.** Método de Isoyetas

Fuente: (Chow, Maidment, & Mays, 1994, pág. 82)

Para determinar la precipitación media de igual manera como el anterior método se utiliza el software ArcGIS, para generar las curvas isoyéticas, es necesario tener los shapes de la cuenca y las estaciones meteorológicas con los datos de precipitación, seguidamente con la función Spline de la herramienta Raster Interpolation, se generan las isoyetas en la cuenca de estudio con el valor de precipitación correspondiente (**Figura 32**).

Es necesario calcular el área entre los intervalos de las isoyetas por tal razón se toma la función *Zonal Statistics as Table* donde genera una tabla que contiene el número de intervalos, las áreas entre curvas, la precipitación media entre curvas, se añade a la tabla una columna que es la

precipitación ponderada multiplicando el área y la precipitación. Finalmente se realiza el cálculo de la precipitación media utilizando la expresión (3.2).



**Figura 32.** Método de Isoyetas de las Cuencas de estudio

Se muestra en la Tabla 19 y Tabla 20 los datos generados para el cálculo de la precipitación media con el método de isoyetas de la sub-cuenca Colón y Poza Honda respectivamente.

**Tabla 19.**  
**Precipitación media por Método de Isoyetas para Colón**

INTERVALOS	PRECIPITACION [MM]			AREA (Ai) [Km <sup>2</sup> ]	PRECIPITACION PONDERADA (Pi*Ai)
	MIN	MAX	MEDIA (Pi)		
1	548,87	662,02	614,58	39,95	24550,34
2	662,2	775,21	725,78	81,47	59131,75
3	775,37	888,60	828,69	118,93	98554,27
4	888,64	1001,83	943,10	89,62	84521,78
5	1001,94	1115,10	1058,00	79,47	84076,47
6	1115,29	1228,29	1173,33	81,53	95666,96
7	1228,45	1341,54	1285,73	94,55	121561,03
8	1341,69	1454,74	1395,71	85,00	118636,09
9	1454,86	1567,90	1504,80	51,68	77769,80
10	1568,5	1681,07	1621,99	31,86	51676,42

Continúa →

11	1681,35	1794,22	1735,05	23,65	41036,90
12	1794,59	1907,82	1838,93	7,84	14423,43
			<b>TOTAL</b>	<b>785,55</b>	<b>871605,25</b>

$$P_{m\text{ COLON}} = \frac{871605,25}{785,55} = 1109,54 \text{ mm/año}$$

**Tabla 20.*****Precipitación media por Método de Isoyetas para Poza Honda***

INTERVALOS	PRECIPITACION [MM]			ÁREA (Ai) [Km <sup>2</sup> ]	PRECIPITACION PONDERADA (Pi*Ai)
	MIN	MAX	MEDIA (Pi)		
1	1126,94	1267,53	1205,51	11,86	14292,82
2	1267,81	1408,23	1339,12	16,48	22064,88
3	1408,63	1549,02	1478,70	19,46	28770,17
4	1549,48	1689,00	1620,53	15,87	25716,42
5	1690,44	1828,68	1760,96	18,79	33084,36
6	1830,48	1970,02	1900,60	18,06	34321,10
7	1971,61	2111,75	2038,07	19,70	40149,29
8	2112,32	2252,49	2182,68	18,24	39813,00
9	2253,47	2392,95	2322,92	18,54	43077,18
10	2393,78	2533,28	2458,69	16,66	40960,80
11	2534,42	2674,49	2598,17	10,28	26697,29
12	2676,30	2815,39	2730,77	5,53	15109,13
			<b>TOTAL</b>	<b>189,46</b>	<b>364056,44</b>

$$P_{m\text{ POZA HONDA}} = \frac{364056,44}{189,46} = 1921,58 \text{ mm/año}$$

**3.3.3 Precipitación media anual para las sub-cuencas de estudio**

Los resultados de la precipitación media obtenidos tanto el método de Isoyetas como de Thiessen difieren en un promedio del 15% entre ellos, para efecto de estudio del presente proyecto es necesario tomar el resultado más crítico de precipitación ya que este dato influye de manera importante para la determinación de los caudales máximos y con ellos se realiza el modelado de inundaciones en la zona de estudio.

De tal manera los datos de la precipitación media anual para las sub-cuencas Colón y Poza Honda es de 1109,54 mm/año y 1921,50 mm/año respectivamente tomados del método de las Isoyetas.

### 3.4 *Tiempo de concentración (tc)*

Según Vélez y Botero (2010) “el tiempo de concentración es el tiempo que tarda una gota de agua de lluvia que escurre superficialmente desde el lugar más lejano de la cuenca hasta el punto de salida”, dicho de otra forma es el tiempo en el cual la escorrentía superficial del punto más alejado de la cuenca alcanza el punto de desagüe o salida. Es un parámetro particular para cada cuenca y varía según los siguientes factores: el tamaño de la cuenca, la topografía y la forma.

En la literatura, desde el punto de vista empírico existen numerosas fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración desarrollado por varios investigadores a nivel mundial, por tal razón cada autor según el criterio y aplicación que necesite escoge la ecuación afín para el cálculo.

Para el presente estudio se calcula con la ecuación de retardo SCS que es una ecuación desarrollada por el Soil Conservation Service (SCS) a partir de información de cuencas de uso agrícola, para el cual es necesario conocer el uso de suelo de la zona de estudio para determinar el número de curva SCS como se indica en la siguiente expresión:

$$tc = \frac{100 * L^{0,8} [(1000/CN) - 9]^{0,7}}{1900 * S^{0,5}} \quad (3.3)$$

Donde:

*tc*: tiempo de concentración, en min

*L*: longitud hidráulica de la cuenca, en pies

*CN*: número de curva SCS

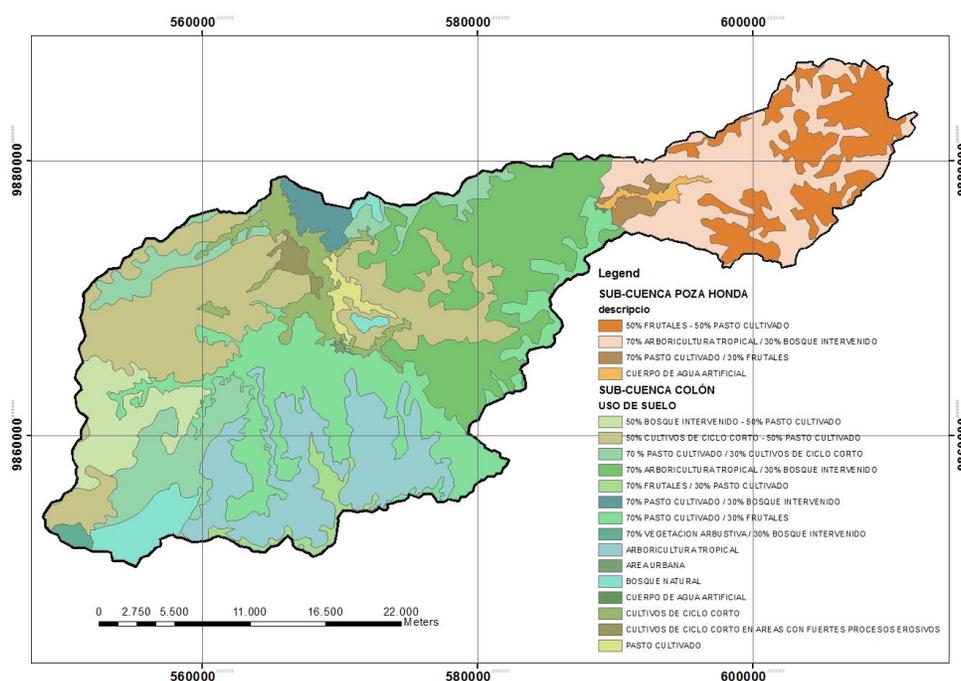
*S*: pendiente promedio de la cuenca, en %

Para determinar el valor respectivo de CN (número adimensional de curva o número de curva), correspondiente al área en estudio, se realiza mediante proceso de calibración.

### 3.4.1 Uso del Suelo

El uso del suelo produce ciertos impactos en los escurrimientos de la cuenca tales como: la presencia o ausencia de cubierta vegetal cambia la velocidad con que se mueve el agua, cantidad de agua infiltrada y cantidad de agua interceptada por la vegetación.

En Ecuador se tiene un mapa del uso de suelo que se encuentra en escala 1:250000 elaborado por el INAMHI el cual se utilizó para el estudio presente el uso de las sub-cuencas Colón y Poza Honda (Ver *Figura 33*).



**Figura 33.** Uso de suelo para las sub-cuencas Colón y Poza Honda

Es necesario obtener el área que corresponden cada uso de suelo de la zona de estudio por lo tanto mediante ArcGIS se obtiene estos datos tabulados en una hoja de Excel. En la Tabla 21 nos muestra el área del uso de suelo de la sub-cuenca colón.

**Tabla 21.**

#### Área del uso de suelo de las sub-cuencas Colón

USO DE SUELO	ÁREA [Km <sup>2</sup> ]
50% BOSQUE INTERVENIDO- 50% PASTO CULTIVADO	44,44
BOSQUE NATURAL	25,57

Continúa →

CULTIVOS	31,99
50% CULTIVOS - 50% PASTO CULTIVADO	171,34
CULTIVOS EN AREAS CON FUERTES PROCESOS EROSIVOS	6,07
70% FRUTALES / 30% PASTO CULTIVADO	12,18
ARBORICULTURA TROPICAL	108,15
70% ARBORICULTURA TROPICAL / 30% BOSQUE INTERVENIDO	146,12
PASTO CULTIVADO	8,16
70% PASTO CULTIVADO / 30% BOSQUE INTERVENIDO	13,11
70 % PASTO CULTIVADO / 30% CULTIVOS	74,71
70% PASTO CULTIVADO / 30% FRUTALES	139,18
AREA URBANA	0,51
70% VEGETACION ARBUSTIVA / 30% BOSQUE INTERVENIDO	3,44
CUERPO DE AGUA ARTIFICIAL	0,17

Según Chow, Maidment y Mays (1994) es necesario conocer el tipo de suelo de la zona de estudio por lo tanto se definen cuatro grupos:

- Grupo A: Área profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
- Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.
- Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.
- Grupo D: Suelos que expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Según un análisis realizado del cantón de Portoviejo por Pizarro (citado en Peñarrieta, 2004) señala que “los suelos tienen características de sedimentos marinos y es un tipo de suelo zonal que predominan de areniscas, se encuentra un suelo desarrollado, con horizontes típicos de alteración, poco profunda de textura limosa y en proceso de erosión”. Por lo tanto, para este estudio según los tipos de suelo tenemos para las cuencas de estudio un suelo tipo B y C.

### **3.4.2 Determinación del número de la curva**

Para la determinación del número de curva han sido tabulados por el SCS con base en el tipo de suelo y uso de tierra. Se define un número adimensional, tal que CN toma valores entre 0 y 100, donde CN=100 para superficies impermeables y superficies de agua y para superficies naturales CN<100 (Chow, et al., 1994).

En la Tabla 22 se muestra los valores de CN para varios usos de tierra según el tipo de suelo descritos anteriormente.

**Tabla 22.**

*Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana*

Descripción del uso de la tierra		Grupo Hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Tierra Cultivada:	Sin tratamientos de conversación	72	81	88	91
	con tratamientos de conversación	62	71	78	81
Pastizales:	Condiciones pobres	68	79	86	89
	Condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos:	Condiciones óptimas	30	58	71	78
	troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
Bosques:	cubierta buena	25	55	70	77
	óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75%	39	61	74	80
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.	condiciones aceptables: cubierto de pasto de 50 a 75%	49	69	79	84
	Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Residencial	Distritos industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
	Tamaño 1/8 acre/65% impermeable	77	85	90	92
	Tamaño 1/4 acre/38% impermeable	61	75	83	87
	Tamaño 1/2 acre/25% impermeable	54	70	80	85
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc.		98	98	98	98
	Pavimentados con cunetas y alcantarillados	98	98	98	98
Calles y carreteras:	grava	76	85	89	91
	tierra	72	82	87	89

Fuente: (Chow, Maidment, & Mays, 1994, pág. 154)

Para obtener el número de curva (CN) de la cuenca de estudio se toma los valores de la Tabla 22 según el uso y tipo de suelo. Para el cual el valor CN se multiplica por el área según el uso de suelo, en este caso existe dos tipos de suelo donde el 65% de la zona de estudio es un suelo de tipo B y un 35% de tipo C. Finalmente se suman los dos valores de la sumatoria total del producto y se divide para el área total (Ver Tabla 23).

**Tabla 23.**  
**Número de la curva CN para sub-cuenca Colón**

Uso de suelo	Descripción uso de suelo	Área [km2]	B al 65%		C al 35%	
			CN	CN*A	CN	CN*A
Bosque Intervenido	Cubierta Pobre	71,02	66	3046,76	77	1913,99
Pasto Cultivado	Patizales	278,60	79	14306,14	86	8385,88
Bosque Natural	Bosques	25,57	66	1096,81	77	689,02
Cultivo Ciclo Corto	Área Cult.	140,07	71	6464,23	78	3823,91
C. C. C. Áreas F. P. Erosivos	Área Cult.	6,07	81	319,74	88	187,05
Frutales	Área Cult.	50,28	81	2647,12	88	1548,55
Arboricultura Tropical	Área Cult.	210,43	81	11079,08	88	6481,21
Área Urbana	Concreto/techo	0,51	85	28,30	90	16,13
Vegetación Arbustiva	Condi. Pobre	2,41	69	108,12	79	66,66
Cuerpo de agua artificial	Condi. Pobre	0,17	95	10,75	95	5,79
<b>TOTAL</b>		<b>785,13</b>		<b>39107,06</b>		<b>23118,19</b>

$$CN = \frac{39107,06 + 23118,19}{785,13} = 79,25$$

### 3.4.3 Tiempo de concentración por la ecuación de retardo SCS

Una vez obtenido el número de curva (CN) igual a 79,25 se procede a realizar el cálculo del tiempo de concentración con la ecuación (3.3). Tomando en cuenta que L es en pies y S es el porcentaje (%).

$$tc = \frac{100 * 127568,15^{0,8} \left[ \left( \frac{1000}{79,25} \right) - 9 \right]^{0,7}}{1900 * 22,89^{0,5}}$$

$$tc = 326,75 \text{ min} = 5,45 \text{ h}$$

El tiempo de concentración de la sub-cuenca de estudio Colón para determinar los caudales máximos a diferentes periodos de retorno es de 5,45 horas.

Sandoval, Toulkeridis y Rodríguez (2017) propone obtener el tiempo de concentración de una cuenca con respecto a la velocidad de la corriente del río y el promedio de caudales obtenidos en el capítulo 3.7.1.

$$v = 0,234 * \frac{Qp^{0,25} * J^{0,375}}{0,035^{0,75}} \quad (3.4)$$

Donde:

$v$ : velocidad, en m/s

$Q_p$ : promedio de caudales, m<sup>3</sup>/s

$J$ : pendiente del río, adimensional

$$v = 1,98 \frac{m}{s}$$

$$T_c = 0,28 * \frac{L}{v} \quad (3.5)$$

Donde:

$L$ : longitud del cauce principal, km

$$T_c = 5,46 h$$

### 3.5 Escorrentía

En el libro Fundamentos de Hidrología Superficial de Aparicio (1992) define a la escorrentía o escurrimiento como:

El agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente al ser interceptada por el cauce principal de del río para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca. Esta llega a la superficie terrestre una vez que ha sido interceptada y evaporada. Consecuentemente conviene dividir estos caminos en tres clases. (pág.27)

#### 3.5.1 Tipos de escorrentía

Aparicio (1992) menciona “Una vez que la precipitación alcanza la superficie del suelo, comienza el proceso de filtración entre las partículas de suelo y el espacio que existe entre ellas hasta que se saturan, posteriormente se comienzan a llenar las depresiones del terreno y al mismo tiempo el agua comienza a escurrir sobre la superficie” (pág.27). Se clasifican en:

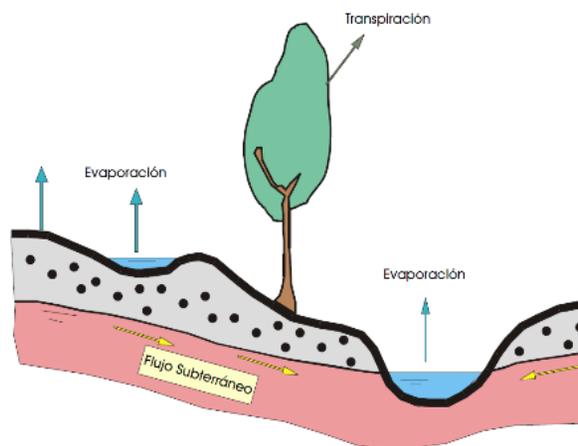
- **Escorrimento superficial:** Está constituido por el *flujo en la superficie del terreno* y esta se produce mientras el agua no llegue a cauces muy definidos, y *el escurrimiento en corrientes* que se origina una vez que llegue a un cauce bien definido.

- **Escorrentamiento sub-superficial:** Es una parte del agua de precipitación que se infiltra y escurre cerca de la superficie del suelo.
- **Escorrentamiento subterráneo:** Es parte del agua infiltrada que llega hasta niveles inferiores al nivel freático.

### 3.5.2 Ciclo de la escorrentía

En el libro Hidrología I, de Juncosa (2010) en el capítulo 5 especifica mediante fases el ciclo de la evolución de la escorrentía en relación con el ritmo de las precipitaciones:

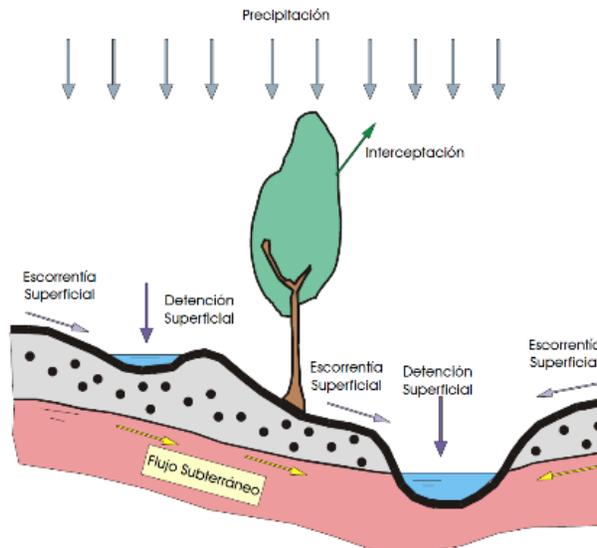
- **Primera fase:** Periodo sin precipitaciones. Después de este periodo la Evapotranspiración agota la humedad existente en las capas superficiales, en este caso las aguas subterráneas alimentan a las corrientes superficiales como se demuestra en la Figura 34 y descendiendo progresivamente su nivel piezométrico.



**Figura 34.** Ciclo de Escorrentía 1era fase

Fuente: (Juncosa, 2010)

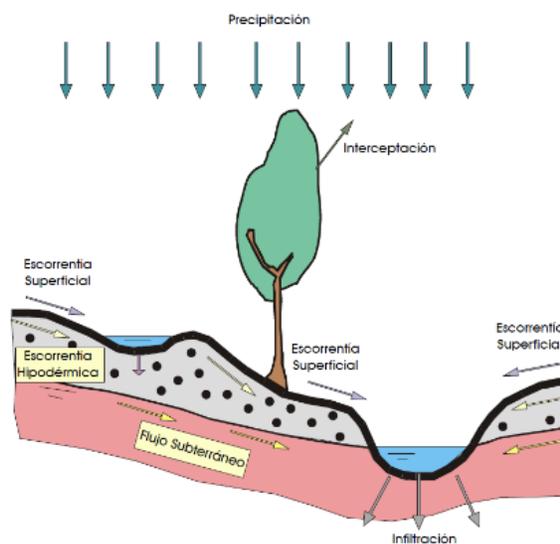
- **Segunda fase:** Iniciación de la Precipitación (Ver Figura 35). Las aguas meteóricas son interceptadas por la vegetación, lagunas, cursos de agua y suelo. En éste se infiltra una cantidad importante de agua que abastece su capacidad de almacenamiento; el excedente forma parte de la Escorrentía Superficial. Estas aportaciones o excedentes son liberados continuamente, por lo tanto, no existe descenso de los niveles piezométricos de la capa freática.



**Figura 35.** Ciclo de Escorrentía 2da fase

Fuente: (Juncosa, 2010)

- **Tercera fase:** Precipitación máxima (Ver Figura 36). Después de una cierta duración de la Precipitación, tanto la capa vegetal como el suelo se encuentran saturados completamente y se eleva el nivel piezométrico. La escorrentía superficial como la total alcanzan igualmente su máximo valor, apareciendo las crecidas.

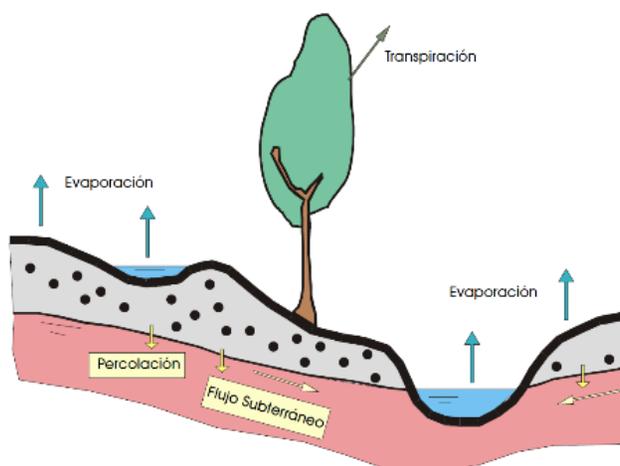


**Figura 36.** Ciclo de Escorrentía 3era fase

Fuente: (Juncosa, 2010)

- **Cuarta fase:** Posterior a la Precipitación La lluvia cesa (Ver Figura 37). Y la Escorrentía superficial desaparece rápidamente. El suelo y subsuelo están saturados.

Aparecen de nuevo los procesos de evapotranspiración y los cursos de agua son alimentados únicamente por las escorrentías sub-superficial y subterráneas, el nivel piezométrico comienza el régimen de decrecida. El ciclo se cierra con la aparición de nuevo de la primera fase.



**Figura 37.** Ciclo de Escorrentía 4ta fase

Fuente: (Juncosa, 2010)

### 3.6 Coeficiente de Escorrentía

Se llama coeficiente de escorrentía ( $C$ ) al cociente entre la escorrentía superficial provocada por el aguacero ( $E_s$ ) con la precipitación ( $P$ ), (Martínez de Azagra, 2006, pág. 1). Como se demuestra en la expresión (3.6).

$$C = \frac{E_s}{P} \quad (3.6)$$

Dónde:

$C$ : coeficiente de escorrentía, adimensional

$E_s$ : aguacero, mm/año

$P$ : precipitación, mm/año

Según Martínez de Azagra (2006) “el coeficiente de escorrentía depende de numerosos factores como: el tipo de precipitación y cantidad de la misma, su intensidad y distribución en el tiempo; de la humedad inicial del suelo; del tipo de terreno; del tipo de la cobertura vegetal entre otros”. (pág. 1)

Además, este coeficiente toma valores comprendidos entre cero y uno como explica en la ecuación (3.7). No obstante el tipo de terreno influye significativamente en C ya que existen propiedades físicas del suelo que interfieren directamente que son: infiltración y permeabilidad. (Martínez de Azagra, 2006, pág. 1)

$$0 \leq C \leq 1 \quad (3.7)$$

En el campo hidráulico se han desarrollado números métodos o cálculos para obtener este coeficiente, cada uno referente a lo investigado y desarrollado por diferentes autores que enfocan su estudio en distintos factores como: meteorológicos, geográficos, hidrogeológicos y biológicos.

- **Método SCS para obtener el coeficiente de escorrentía en relación con el número de curva**

El valor del coeficiente de C por este mecanismo de cálculo da como resultado un C instantáneo ya que toma a la tormenta como un todo y sirve para obtener caudales máximos con diferentes periodos de retorno.

En el libro de Chow et al. (1994) en el capítulo 5 especifica el proceso para obtener el coeficiente de escorrentía por el *Método SCS para Abstracciones* evaluando dos hipótesis expuestas por el SCS:

Llama a la profundidad de exceso de precipitación, también conocido como escorrentía directa o superficial (Pe), normalmente esta es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación (P). No obstante, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional retenida en la cuenca (Fa) es menor o igual a alguna retención potencial máxima (S).

La primera hipótesis del método SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales.

$$\frac{Fa}{S} = \frac{Pe}{P} \quad (3.8)$$

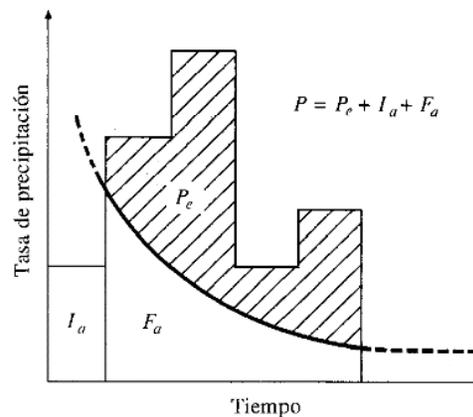
Existe la posibilidad que una cierta cantidad de precipitación llamada abstracción inicial (Ia) con respecto de la precipitación total (P) no logra formar parte de la escorrentía como se demuestra en la expresión (3.9).

$$P = P - I_a \quad (3.9)$$

Reemplazando (3.9) en (3.8):

$$\frac{Fa}{S} = \frac{Pe}{P - I_a} \quad (3.10)$$

Del principio de continuidad cómo se demuestra en la **Figura 38** se logra deducir la composición la precipitación total (P) por medio del análisis Tasa de precipitación versus tiempo.



**Figura 38.** Gráfico de Tasa de precipitación vs Tiempo

Fuente: (Chow, Maidment, & Mays, 1994, p. 151)

$$P = Pe + Ia + Fa \quad (3.11)$$

Despejando (Fa) de la ecuación (3.11) y reemplazando en (3.10), se resuelve y encuentra (Pe). Con la ecuación (3.12) se calcula la escorrentía directa de una tormenta por el método SCS.

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S} \quad (3.12)$$

Dónde:

$Pe$ : coeficiente de escorrentía, mm/año

$Ia$ : abstracción inicial, mm/año

$S$ : retención potencial máxima, mm

Según Juncosa (2010), “La segunda hipótesis consiste en suponer que el umbral de escorrentía o abstracción inicial se ha evaluado como un 20% del total de la abstracción potencial después de haber realizado un estudio en distintas cuencas de Estados Unidos”. (pág. 74)

$$Ia = 0,2 * S \quad (3.13)$$

Reemplazando en la ecuación (3.13) en (3.12).

$$Pe = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (3.14)$$

El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (3.15)$$

La expresión (3.15) del SCS expresa a (S) en pulgadas, por lo tanto se multiplica por el número 25.4 que significaría el factor de conversión de pulgadas a milímetros.

Y finalmente el coeficiente de escorrentía para un aguacero dado como se considera en la ecuación (3.16).

$$C = \frac{Pe}{P} \quad (3.16)$$

O en términos de lluvia e inicial de abstracción o umbral de escorrentía.

$$C = \frac{(P - Ia)^2}{P^2 + 4 * P * Ia} \quad (3.17)$$

En la Tabla 24 se encuentran las ecuaciones para obtener el coeficiente de escorrentía instantáneo por el Método SCS para abstracciones, cumpliendo el las hipótesis de cálculo expuestas por el SCS.

**Tabla 24.**  
*Calculo de coeficiente de escorrentía con el Método SCS para abstracciones.*

Descripción	Valor	Unidades
S (Retención potencial máxima)	66,487	mm
Ia (Inicial de abstracción)	13,30	mm

Continúa →

P (Precipitación)	1109,54	mm/año
Pe (Escorrentía directa)	1033,56	mm/año
C (Coeficiente de escorrentía)	0,59	adimensional

### ***3.7 Determinación de caudales máximos***

La determinación de caudales máximos para diferentes periodos de retorno, es fundamental en muchas aplicaciones de la ingeniería hidráulica, ya que determina un caudal de diseño para una obra hidráulica o para la elaboración de mapas de inundaciones o crecidas.

Existen dos casos que se pueden presentar en la estimación de los caudales máximos. El primer caso es un río con registros de caudales máximos por medio de una estación hidrológica, para el cual normalmente se determina mediante las distribuciones probabilísticas. El segundo caso es un río sin registros de caudales máximos por no contar con estaciones de aforo, para el cual se tendrá que acudir a métodos alternativos que utilizan la precipitación y características morfológicas de la cuenca para el cálculo de los caudales máximos a un cierto periodo de retorno.

Para la cuenca de estudio se cuenta con una estación aforo que cuenta con registros históricos de caudales de 21 años por lo que se determinará los caudales máximos con distribuciones probabilísticas, sin embargo, se determinará por dos métodos alternativos con el fin de comprobar los resultados obtenidos.

Por lo tanto, se determinará los caudales máximos para la sub-cuenca de estudio mediante los siguientes métodos.

- Determinación de Caudales máximos a partir de datos de aforo
- Determinación de Caudales en cuencas con poca información hidrológica
- Determinación de caudales con método de lluvias utilizando el programa HEC-HMS

#### ***3.7.1 Caudales máximos a partir de datos de aforo***

A partir de la información de las estaciones hidrológicas se obtienen los datos de aforo cuya función de dichas estaciones es medir directamente los caudales mínimos, medios y máximos que fluyen por un punto determinado de la cuenca. Esta información permite estimar los caudales

máximos para diferentes periodos de retorno utilizando la probabilidad y la estadística en el análisis hídrico (Aparicio , 1992).

Se supone que las ocurrencias son temporalmente independientes es decir el tiempo y la magnitud de un evento no tiene relación con eventos anteriores, por lo tanto se utiliza el análisis de frecuencia para describir la probabilidad a futuro de cualquier evento en un periodo de retorno establecido (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

- **Series estadísticas**

De acuerdo a la Guía de prácticas hidrológicas de la Organización Meteorológica Mundial (1994) en el análisis probabilístico “una serie es una secuencia conveniente de datos, como son las observaciones horarias, diarias o anuales de una variable hidrológica” (pág. 413).

Si el registro de estas observaciones contiene todos los eventos que ocurrieron dentro de un periodo dado se llama serie de duración completa y si contiene solo el evento con la magnitud más grande que ocurrió en cada año se denomina serie de máximos anuales. El uso de las series de máximos anuales es muy común en el análisis probabilístico. (Organizacion Meteorológica Mundial, 1994)

- **Probabilidad P(A)**

Según Chow et al. (1994) define la probabilidad de un evento como “la posibilidad de que éste ocurra cuando se hace una observación de la variable aleatoria”. Si una muestra con N observaciones tiene  $N_A$  valores en el rango del evento A, la frecuencia relativa es  $N/N_A$  como se aprecia en la ecuación (3.18). El valor de la P(A) mejora progresivamente al aumentar de tamaño de la muestra, conocida como probabilidades objetivas o posteriores ya que dependen de las observaciones de la variable aleatoria.

$$P(A) = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{N_A}{N} \quad (3.18)$$

Es necesario consignar dos conceptos para la probabilidad de un evento, el primero es el periodo de retorno y segundo la probabilidad de excedencia.

- **Periodo de retorno (T) y Probabilidad de excedencia P(x)**

El periodo de retorno (T) de un evento dado, es el número promedio de años dentro del cual se espera que el evento sea igualado o excedido sólo una vez. El periodo de retorno es igual al inverso de la probabilidad de excedencia en un solo año (Organización Meteorológica Mundial, 1994).

La probabilidad de excedencia es la probabilidad asociada con el periodo de retorno, el cual la variable aleatoria toma un valor mayor o igual a cierto número X y se define como:

$$P(x) = \frac{1}{T} \quad (3.19)$$

La probabilidad de que el valor de la variable aleatoria no sea excedido, está dado por la función de distribución de probabilidad F(x) (Ver (3.20)) y la probabilidad que la variable sea mayor que X se observa en la expresión (3.21).

$$F(x) = \int_0^x f(x)dx = P(x \leq X) = 1 - \frac{1}{T} \quad (3.20)$$

$$P(x > X) = 1 - F(x) = \frac{1}{T} \quad (3.21)$$

- **Análisis de Frecuencia**

El análisis de frecuencias es un método basado en procedimientos estadísticos utilizado para determinar la probabilidad a futuro de los caudales máximos mediante una serie de datos históricos tomados por las estaciones hidrológicas. Según Monsalve (1995) “es un procedimiento para estimar la frecuencia de ocurrencia o probabilidad de ocurrencia de eventos pasados o futuros”.

Su confiabilidad depende de que los datos sean homogéneos e independientes es decir que la estación hidrológica no se haya movido de sitio de origen y que un evento de una gran tormenta aislada no entre al conjunto de datos más de una vez (Monsalve, 1995).

El análisis de frecuencia hidrológica se desarrolla haciendo suposición alguna de distribuciones de probabilidad. El procedimiento a seguir es ordenar los datos históricos de la variable de interés en forma ascendente o descendente y se traza un gráfico de las magnitudes de los eventos en función de su frecuencia de excedencia. Después se realiza el enfoque matemático es decir se aplica la distribución de probabilidades para definir el equivalente de la curva del

enfoque gráfico. Los parámetros de la distribución de probabilidades se definen como funciones de las estadísticas de las observaciones hidrológicas (Monsalve, 1995).

- **Distribución de probabilidades usadas en hidrología**

Una distribución de probabilidades es una función que representa la probabilidad de ocurrencia de una serie hidrometeorológica a un período de retorno dado. Según Chow et al. (1994) en hidrología las funciones de distribución de probabilidades comúnmente utilizadas en el análisis de caudales máximos son:

- Distribución Normal
- Distribución Log-normal
- Distribución Gumbel
- Distribución Log-Pearson Tipo III

En la Tabla 25 se muestra las distribuciones mencionadas anteriormente con su respectiva función y parámetros para el ajuste de información hidrológica.

**Tabla 25.**

*Distribución de probabilidades para el ajuste de información hidrológica*

Distribución	Función	Parámetros
NORMAL	$F(x) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx$	x = variable aleatoria μ = media estándar de la variable aleatoria σ = desviación estándar de la población
LOG-NORMAL	$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\beta}\right)^2}$	β = desviación estándar de los logaritmos de la variable aleatoria
GUMBEL	$F(x) = e^{-e^{-d(x-\mu)}}$	e = Constante de Neper
LOG-PEARSON TIPO III	$F(x) = \frac{1}{\alpha\gamma(\beta)} \left\{ \frac{y - \delta}{\alpha} \right\}^{\beta-1} e^{-\frac{y-\delta}{\alpha}}$	β, α, δ = parámetros de la función, se estiman en función de $\bar{y}$ γ(β) = Función Gamma

Fuente: (Chow, Maidment, & Mays, 1994, pág. 383)

Para el presente estudio se utilizó la distribución Log-Pearson Tipo III, siendo una distribución ampliamente usada para el análisis de frecuencia de caudales máximos. A continuación, se desarrolla dicha distribución.

- **Función de Distribución Log-Pearson Tipo III**

La distribución Log-Pearson Tipo III se utiliza para el análisis probabilístico de eventos externos y en el cálculo de los parámetros es similar que la distribución Pearson Tipo III. Según Chow et al. (1994) afirma que:

Para esta distribución, el primer paso es tomar los logaritmos de la información hidrológica,  $y = \log x$ . Usualmente se utiliza logaritmos con base 10. Se calcula la media  $\bar{y}$ , la desviación estándar  $S_y$  y el coeficiente de asimetría  $C_s$ , para los logaritmos de los datos. El factor de frecuencia depende del periodo de retorno  $T$  y del coeficiente de asimetría  $C_s$ .

De acuerdo a lo planteado anteriormente este método se aplica de la siguiente manera:

- Transformar las  $n$  magnitudes de los valores máximos anuales hidrológicos  $x_i$  a sus valores logarítmicos.

$$y_i = \log x_i \quad \text{para } i = 1, 2, 3, \dots, n$$

- Calcular la media de los logaritmos,  $\bar{y}$

$$\bar{y} = \sum_{i=1}^n y_i / n \quad (3.22)$$

- Calcular la desviación estándar de los logaritmos,  $S_y$ . Y el coeficiente de asimetría,  $C_s$

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}{(n-1)}} \quad (3.23)$$

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^3}{(n-1)(n-2)S_y^3} \quad (3.24)$$

- Finalmente se calcula el valor que se requiere para un periodo de retorno dado,  $Y_T$ .

$$Y_T = \bar{y} + S_y * K_T \quad (3.25)$$

- Donde  $K_T$  se obtiene de la Tabla del Anexo 2 que esa desarrollada de la función de esta distribución, utilizando el coeficiente de asimetría  $C_s$  y el periodo de retorno o la probabilidad de excedencia conocidos.

Por lo tanto en la Tabla 26 se tiene el desarrollo estadístico de la distribución para la sub-cuenca de estudio Colón tomando como datos históricos de caudales de la estación hidrográfica H0267 con el nombre Portoviejo-Santa Ana.

**Tabla 26.**

*Desarrollo estadístico de datos histórico de caudales máximos para sub-cuenca Colón*

Nº	Q [m³/s]	P %	y <sub>i</sub> [m³/s]	(y <sub>i</sub> - $\bar{y}$ ) <sup>2</sup>	(y <sub>i</sub> - $\bar{y}$ ) <sup>3</sup>
1	790,904	4,762	2,898	0,5366	0,3931
2	487,551	9,524	2,688	0,2729	0,1426
3	471,959	14,286	2,674	0,2584	0,1313
4	351,102	19,048	2,545	0,1443	0,0548
5	309,612	23,81	2,491	0,1058	0,0344
6	198,034	28,571	2,297	0,0172	0,0023
7	187,758	33,333	2,274	0,0117	0,0013
8	181,664	38,095	2,259	0,0088	0,0008
9	167,709	42,857	2,225	0,0035	0,0002
10	163,684	47,619	2,214	0,0023	0,0001
11	157,031	52,381	2,196	0,0009	0
12	133,611	57,143	2,126	0,0016	-0,0001
13	123,247	61,905	2,091	0,0056	-0,0004
14	117,53	66,667	2,07	0,0091	-0,0009
15	117,443	71,429	2,07	0,0092	-0,0009
16	115,489	76,19	2,063	0,0106	-0,0011
17	98,463	80,952	1,993	0,0297	-0,0051
18	71,005	85,714	1,851	0,0988	-0,031
19	54,564	90,476	1,737	0,1838	-0,0788
20	29,839	95,238	1,475	0,4772	-0,3297
21	17,444	100	1,242	0,8537	-0,7887
	<b>Σ Total</b>			<b>3,0416</b>	<b>-0,476</b>
	$\bar{y}$			<b>2,17</b>	
	$S_y$			<b>0,39</b>	
	$C_s$			<b>-0,44</b>	

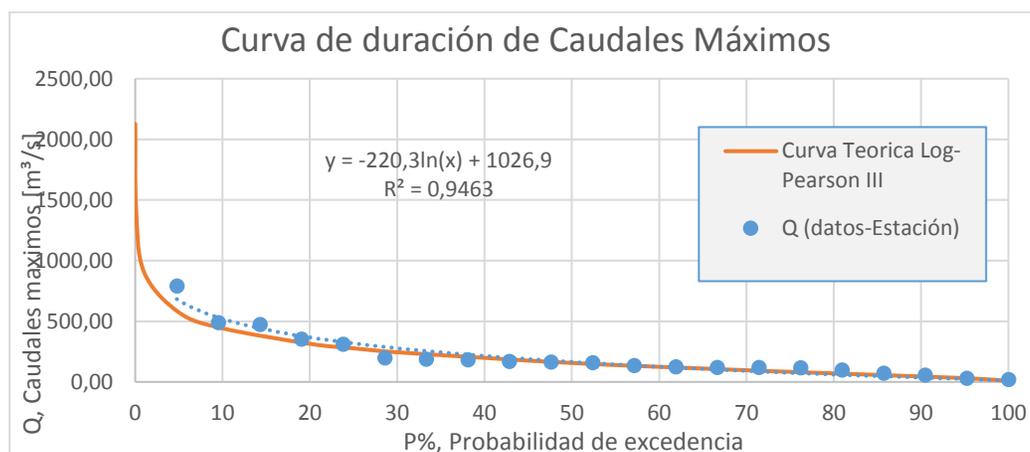
Una vez obtenido los parámetros el coeficiente de simetría  $C_s$  procedemos a determinar el  $K_T$  para los distintos periodos de retorno. Obtenemos el valor de  $Y_T$  con la ecuación (3.25) y posteriormente a este valor se realiza el antilogaritmo para obtener los caudales máximos mediante el método Log-Pearson Tipo III (Ver Tabla 27).

**Tabla 27.**  
**Caudales máximos mediante el método Log-Pearson Tipo III**

T [años]	%p	$K_T$	$S_y * K_T$	$Y_T$	Q Log-Pearson Tipo III [m <sup>3</sup> /s]
10000	0,01	2,98	1,16	3,33	2126,72
1000	0,1	2,54	0,99	3,16	1432,59
100	1	2,03	0,79	2,96	906,23
20	5	1,52	0,59	2,76	573,26
10	10	1,23	0,48	2,65	441,83
5	20	0,85	0,33	2,5	314,1
4	25	0,71	0,28	2,44	277
3.33	30	0,57	0,22	2,39	244,27
2.00	50	0,07	0,03	2,19	155,92
1.43	70	-0,47	-0,18	1,98	96,01
1.33	75	-0,63	-0,25	1,92	83,16
1.25	80	-0,82	-0,32	1,85	70,12
1.11	90	-1,32	-0,51	1,65	44,75
1.05	95	-1,75	-0,68	1,48	30,42
1.03	97	-2,04	-0,8	1,37	23,45
1.01	99	-2,61	-1,02	1,15	14,05
1.00	99,9	-3,66	-1,43	0,74	5,47

Para determinar la aceptación del ajuste de los datos a una distribución de probabilidades se realiza dos gráficas mediante el cual el eje de las abscisas se encuentra la probabilidad de excedencia y en las ordenadas el caudal máximo ya sea el caudal obtenido de la estación y la obtenida en la distribución de Log-Pearson Tipo III (Curva Teórica). Con este gráfico se verifica que los datos no se encuentren dispersos por lo tanto es necesario obtener el coeficiente de variación (Ver **Figura 39**).

Como se observa en la **Figura 39** la línea de tendencia de la distribución de probabilidad se encuentra dentro de la tendencia de los datos registrados por la estación, por lo tanto se utiliza la ecuación de tendencia logarítmica para determinar los caudales máximos en los periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años de la cuenca de estudio Colón (Ver Tabla 28).



**Figura 39.** Curvas de tendencia de caudales máximos obtenidos de datos históricos y de la distribución de probabilidad-sub cuenca Colón

**Tabla 28.**

**Caudales máximos para diferentes periodos de retorno- sub-cuenca Colón (ajuste Distribución Log-Pearson Tipo III)**

T [años]	P [%]	Caudal Máximo [m³/s]
10	10	519,64
25	4	721,50
50	2	874,20
100	1	1026,90
500	0,2	1381,46

### 3.7.2 Caudales en cuencas con poca información hidrológica

Según Sandoval y Aguilera (2014) “en el Ecuador los datos disponibles son únicamente de precipitaciones y en algunos casos se encuentra información de caudales registrados, por lo tanto, se dificulta determinar la escorrentía y evaluar la producción hídrica de las cuencas.”

- **Volumen Promedio**

Para calcular el volumen promedio con la ecuación (3.26). Y expresado en m³/s para la sub-cuenca de Colón se necesita obtener con anterioridad la precipitación media ponderada tomada de información multianual en este caso de mínimo de 10 años conocidos y rellenados por medio de métodos estadísticos para comprobar su veracidad.

$$V = 1000 * P * A \quad (3.26)$$

Dónde:

$V$ : Volumen promedio, en  $m^3$ .

$P$ : Precipitación media ponderada multianual, en mm.

$A$ : Área de drenaje de la cuenca en  $Km^2$ .

- **Volumen escurrido**

El volumen escurrido en el mismo periodo multianual es:

$$Ve = 31,536 * Qo * 10^6 \quad (3.27)$$

Dónde:

$Ve$ : Volumen escurrido, en  $m^3$ .

$Qo$ : Caudal medio de la cuenca, en  $m^3/s$

Según Sandoval y Aguilera (2014), la expresión (3.26) y (3.27) se igualan al multiplicar el coeficiente de escorrentía ( $C$ ) al volumen promedio ( $V$ ) para cumplir con la condición que el autor propone.

$$V * C = Ve \quad (3.28)$$

Reemplazando:

$$PA * C * 10^3 = 31,536 * Qo * 10^6 \quad (3.29)$$

Y finalmente despejando caudal medio ( $Qo$ )

$$Qo = \frac{31,71 * C * PA}{10^6} \quad (3.30)$$

Dónde:

$C$ : coeficiente de escorrentía, adimensional.

- **Modulo Especifico de Escorrentía**

Es el cociente entre el caudal medio y el área total de la cuenca y se lo expresa de la siguiente manera.

$$Mo = \frac{Qo}{A} \quad (3.31)$$

Al reemplazar la ecuación (3.30) en la (3.31) obtenemos:

$$M_o = \frac{31,71 * C * P}{10^6} \quad (3.32)$$

Dónde:

$M_o$ : modulo específico de escorrentía, m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>

- **Coefficiente de escorrentía**

El estudio presente se utiliza un coeficiente de escorrentía medio anual con el cual sirve para el cálculo del caudal medio anual de la cuenca de análisis por lo tanto se obtuvo el coeficiente de escorrentía a partir del método de Nadal.

Este es un método con el cual se obtiene el coeficiente de escorrentía a partir de la estimación por tablas. Juncosa (2010) explica, “que este método se aplica cuando no se dispone de datos suficientes para determinar la lluvia neta y además se determina en función a las características de la cuenca” (pág. 71).

Extensión		Lluvia media anual		Características	
Km <sup>2</sup>	K <sub>1</sub>	mm	K <sub>2</sub>	Cuenca	K <sub>3</sub>
10	2.60	200	0.25	Llana y permeable	0.5 – 0.7
20	2.45	300	0.50	Ondulada	0.5 – 1.2
40	2.15	400	0.75	Montañosa e impermeable	1.2 – 1.5
100	1.80	500	1.0		
200	1.70	600	1.1		
500	1.40	700	1.17		
1000	1.30	800	1.25		
5000	1.0	900	1.32		
10000	0.90	1000	1.40		
20000	0.87	1200	1.50		

**Figura 40.** Factores para la fórmula de Nadal (1986)

Fuente: (Juncosa, 2010, p. 72)

$$C = 0,25 * K1 * K2 * K3 \quad (3.33)$$

Dónde:

$K1$ : factor de la extensión de la cuenca.

$K2$ : factor de la lluvia media anual.

$K3$ : factor de la pendiente y de la permeabilidad del suelo.

Otro método de cálculo es la fórmula de Keler donde se identifica con la siguiente expresión:

$$C = a - \frac{b}{P} \quad (3.34)$$

Dónde:

*a*: es un coeficiente entre 0,88 y 1. Para cuencas torrenciales se emplea el máximo valor.

*b*: es un coeficiente entre 350 y 460. Para cuencas torrenciales se emplea el mínimo valor.

*P*: es la precipitación anual.

- **Caudal medio**

Para desarrollar el procedimiento de cálculo para obtener el caudal medio con lo expuesto en los literales anteriores, Sandoval y Aguilera (2014, p. 101) expresa dicho caudal de una cuenca únicamente en función del área de esta y como se lo demuestra en la siguiente expresión en donde *a* y *b* son variables.

$$Q_o = a * A c^b \quad (3.35)$$

$$a = \frac{31,71 * C * P}{10^6} \quad y \quad b = 1 \quad (3.36)$$

- **Caudal mínimo y caudal ecológico**

Sandoval y Aguilera (2014) menciona que “el caudal mínimo de una cuenca se lo utiliza generalmente como referencia para determinar el caudal ecológico” (pág. 102). Tal como expone el investigador científico en la ecuación (3.37).

$$Q_{min} = \frac{PA}{10^6} = Q_{eco} \quad (3.37)$$

Dónde:

*Q<sub>min</sub>*: caudal mínimo

*Q<sub>eco</sub>*: caudal ecológico

El caudal mínimo propuesto corresponde aproximadamente al 97% de la probabilidad de ocurrencia en la cuenca, mientras que el caudal ecológico asume que existe vida animal y vegetal

e intervienen en las condiciones naturales del sitio con respecto al volumen de agua disponible. De una u otra manera que el caudal ecológico no debe supera un valor igual a 2,5 veces el mínimo. Para el desarrollo de este trabajo de investigación la propuesta de la expresión (3.37) cumple con las condiciones de equilibrio cumpliendo con la igualdad.

- **Caudal máximo**

Cada caudal máximo está directamente relacionado con el periodo de retorno (T), no obstante en el artículo de Sandoval y Aguilera (2014) posee fórmulas para determinar el caudal máximo con respecto al tamaño de la cuenca, ya que este estudio tiene un área mayor a 45 km<sup>2</sup> se propone lo siguiente.

$$Q_{max} = a \frac{P * \sqrt{A}}{(1 + \lg A)} * (0,5 * \ln(T) - 0,7) \quad (3.38)$$

Dónde:

$Q_{máx}$ : caudal máximo, en m<sup>3</sup>/s

**Tabla 29.**  
*Fórmula para el coeficiente de a conforme la precipitación*

PRECIPITACION (mm)	500 a 2500	>2500 a 4000
Fórmula para el coeficiente a	$a=0,644-0,08*\ln(P)$	$a=0,1256*\ln(P)-0,965$

Fuente: (Sandoval & Aguilera, 2014)

La Tabla 29 expone dos casos diferentes para obtener el valor de (a) conforme la precipitación que afecta a la cuenca de análisis.

Los resultados que se muestran en la Tabla 30, demuestra una precipitación multianual de 1109 mm para un área de 785,13 km<sup>2</sup>.

**Tabla 30.**  
*Resumen de cálculo de caudales con poca información*

No.	Nombre parámetro	Símbolo	Unidad	Valor
1	Coeficiente escorrentía (Nadal)	C	adimensional	0,592
2	Volumen promedio	V	m <sup>3</sup>	871133,140

Continúa →

3	Volumen escurrido	Ve	m <sup>3</sup>	520943,184
4	Volumen excedente	Vexc	m <sup>3</sup>	350189,956
5	Coeficiente escorrentía (Keler)	C	adimensional	0,598
6	Coeficiente a	a	adimensional	0,083
7	Caudal mínimo	Qmin	m <sup>3</sup> /s	1,031
8	Caudal medio	Qo	m <sup>3</sup> /s	16,345

**Tabla 31.**  
*Caudales máximos para diferentes periodos de retorno- Sub-cuenca Colón, con el método de (Sandoval & Aguilera, 2014).*

PERIODO DE RETORNO (años)	Qmax (m <sup>3</sup> /s)
10	299,2
25	603,0
50	832,7
100	1062,5
500	1596,1

### 3.7.3 Caudales Máximos mediante un modelo hidrológico utilizando el software HEC-HMS

La modelación hidrológica es una herramienta importante para el estudio de avenidas que se ha extendido a nivel mundial. Actualmente con el empleo de estos modelos se realiza el análisis y la prevención de las inundaciones, además se maneja hipótesis suficientemente realistas que ofrezcan un grado de confiabilidad para la toma de decisiones, ya sea en criterios de diseño de obras hidráulicas e incluso para alertar a los servicios de protección civil ante posibles situaciones de peligro por intensas lluvias. (Dueñas, citado en Pacheco, 2012).

El modelo hidrológico que se utiliza para el presente trabajo es el Sistema de Modelación Hidrológico del Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU (HEC-HMS por sus siglas en inglés), ya que es un software gratuito y de amplia utilización internacional en el estudio de avenidas, el cual facilita una variedad de opciones para simular procesos de precipitación- escurrimiento y tránsitos máximos de caudales aplicando métodos de cálculos de hietogramas de diseño, pérdidas por infiltración, flujo base y conversión en escorrentía directa (Feldman, citado Pacheco, 2012).

El HEC-HMS para la simulación incluye tres modelos: modelo de cuenca, modelo meteorológico, modelo de control. Estos modelos se elaboran a partir de características

morfológicas de la cuenca y así como datos externos a ellas para determinar la avenida máxima en un periodo de retorno determinado.

- **Modelo de la cuenca**

El modelo de cuenca es utilizado para representar la parte física de la cuenca es decir los parámetros morfológicos necesarios para la simulación hidrológica. El usuario desarrolla un modelo de cuenca agregando y conectando elementos hidrológicos, el cual utilizan modelos matemáticos para describir los procesos físicos en la cuenca. Por lo tanto, para determinación de caudales se utiliza el elemento hidrológico *Subbasin*. Este elemento representa la parte física de la cuenca, dada la precipitación, el caudal es calculado restando las pérdidas de precipitación y transforma el exceso de precipitación en caudal de salida sumándole el gasto base (Bastidas, 2011).

Utilizando el elemento *Subbasin* se tiene varios modelos matemáticos para determinar las pérdidas de precipitación, el escurrimiento y flujo base. En la Tabla 32 se presenta los métodos disponibles en el programa HEC-HMS para los cálculos en las sub-cuencas (*Subbasin*).

**Tabla 32.**

***Métodos disponibles en HEC-HMS para los cálculos en las sub-cuencas***

<b>Elemento</b>	<b>Tipo de Cálculo</b>	<b>Método</b>
Sub-cuenca (Subbasin)	Métodos de Perdidas	Déficit y razón (DC)
		Exponencial
		DC por grilla
		Soil Conservation Service (SCS) CN por grilla
		Conteo de Humedad del suelo (SMA) por grilla
		Inicial y razón constante
		Numero de curva (CN) del SCS
		Smith Paralange
		Conteo de Humedad del suelo (SMA)
		Métodos de Transformación lluvia-escurrimiento
	Onda Cinemática	
	Clark modificado	
	Hidrograma Unitario del SCS	
	Flujo Base	Hidrograma Unitario de Snyder
Curva S especificado por el usuario		
		Hidrograma Unitario especificado por el usuario
		Recesión delimitada

Continúa →

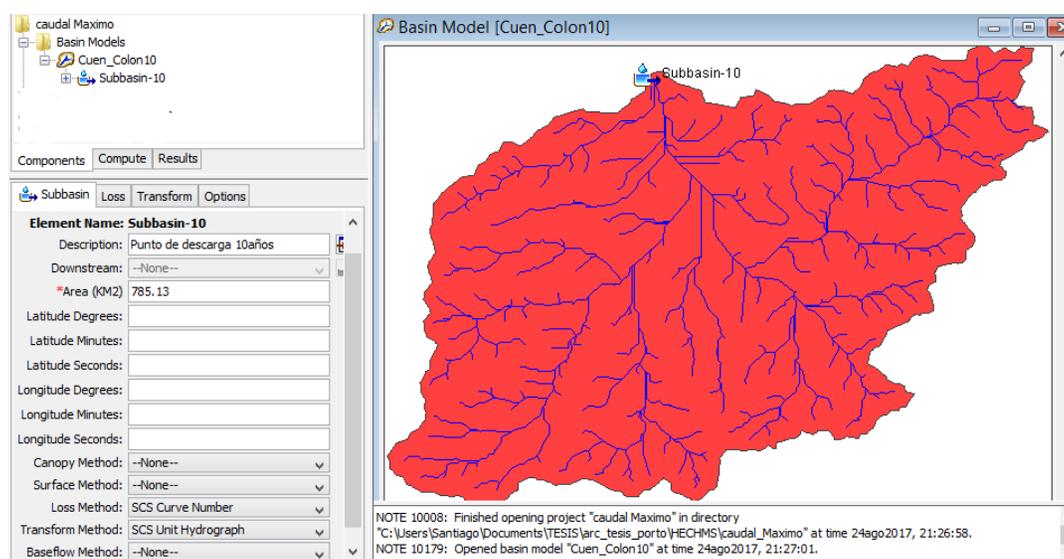
---

Mensualmente constante  
Reservorio lineal

---

Fuente: (Pacheco, 2012)

Por lo tanto para el modelo de cuenca se utilizó los *shapes* que se generó en el apartado 2.4 y 2.5.6 que son la delimitación de la cuenca y orden de ríos. Primeramente, se crea un nuevo proyecto en el programa, en la herramienta *Components* escogemos *Basin Model Manager* y se carga los *shapes* mencionados anteriormente. A continuación se elige el elemento hidrológico en este caso es el *Subbasin*, ingresamos el área de la cuenca y escogemos los métodos a utilizarse; para pérdidas de precipitación se tomó el Numero de curva (CN) del SCS y para la transformación de lluvia-escorrimento el método Hidrograma Unitario del SCS (Ver **Figura 41**).



**Figura 41.** Modelo de cuenca, Subbasin y métodos en HEC-HMS sub-cuenca Colón

– **Numero de curva (CN) del SCS**

Este método parte de la determinación del número de la curva (CN) como su nombre lo indica, parámetro que se obtiene de la relación del tipo y uso del suelo de la cuenca de estudio y mediante tablas elaboradas por SCS y con ayuda de Arc-GIS se calcula los parámetros necesarios, en la sección 3.4.2 y 3.6 se encuentra desarrollado detalladamente (Chow, et al., 1994). En la Tabla 33 se muestra los valores del número de curva (CN), retención máxima (S) e inicial de abstracción (Ia) de la sub-cuenca de estudio Colón para ingresar al programa HEC-HMS.

**Tabla 33.*****Numero de curva e inicial de abstracción de la sub-cuenca Colón***

<b>Parámetros</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
Inicial de Abstracción [Ia]	13,30	mm.
Numero Curva [CN]	79,25	-

– **Hidrograma Unitario adimensional del SCS**

Para conceptualizar el hidrograma unitario del SCS es necesario conocer a que se refiere el hidrograma unitario y el hidrograma unitario sintético.

– **Hidrograma Unitario e Hidrograma Unitario Sintético**

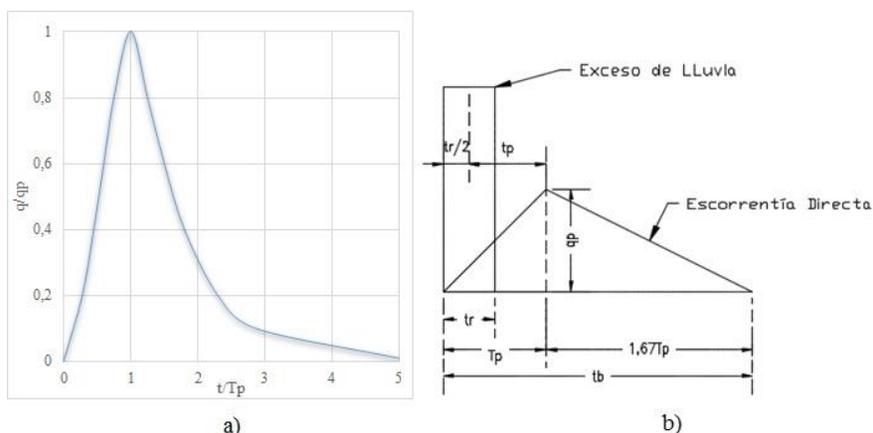
Según Chow, et al. (1994) define al hidrograma unitario como “el hidrograma unitario de escorrentía directa resultante de 1 cm de exceso de lluvia generado uniformemente sobre el área de drenaje a una tasa constante a lo largo de una duración efectiva (pág. 220).” El hidrograma unitario es un modelo lineal simple que puede usarse para deducir el hidrograma resultante de cualquier cantidad de exceso de lluvia.

En el libro Hidrología aplicada de Chow, et al. (1994) menciona que: “los procedimientos de hidrograma unitario sintético se utilizan para desarrollar hidrogramas unitarios para otros puntos en la corriente dentro de la misma cuenca o para cuencas adyacentes de carácter similar (pág. 231)”. Por lo que se diferencia de los hidrogramas unitarios que se desarrollan a partir de información únicamente para la cuenca y del punto que se tomó la media.

Según Chow et al. (1994) conceptualiza el hidrograma unitario adimensional SCS:

Es un hidrograma unitario sintético en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal  $q$  con respecto al caudal pico  $q_p$  y el tiempo por la relación del tiempo  $t$  con respecto de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario,  $T_p$ . Dado el caudal de pico y el tiempo de retardo para la duración de exceso de precipitación, el hidrograma unitario puede estimarse a partir del hidrograma sintético adimensional para la cuenca dada. La figura 4 a) muestra uno de estos hidrogramas adimensionales, preparado utilizando los hidrogramas unitarios para la variedad de cuencas. Los valores  $q_p$  y  $T_p$  pueden estimarse utilizando un modelo simplificado de un hidrograma triangular como se muestra en la figura b). Un estudio de

los hidrogramas unitarios de muchas cuencas rurales grandes y pequeñas indica que el tiempo de retardo  $t_p \approx 0.6 T_c$ , donde  $T_c$  es el tiempo de concentración de la cuenca.



**Figura 42.** Hidrogramas unitarios sintéticos del SCS. Hidrograma adimensional e hidrograma unitario triangular.

Fuente: (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

Para el programa en el método del hidrograma unitario SCS emplea un parámetro para su aplicación que es el SCS lag ( $t_p$ ) o Lag-Time que es igual a 0,6 del tiempo de concentración. En la sección 3.4 se tiene desarrollado el tiempo de concentración para la cuenca de estudio, por lo tanto, se tiene el valor del tiempo de concentración y el Lag-Time para la sub-cuenca Colón (Ver Tabla 34).

**Tabla 34.**  
**Tiempo de concentración y Lag-Time de la sub-cuenca Colón**

Parámetros	Valor	Unidad
Tiempo concentración [tc]	326,75	Min.
Lag-Time = 0.6*tc	196,05	Min.

- **Modelo Meteorológico**

Según Pacheco (2012) “el modelo meteorológico calcula la entrada de precipitación requerida en una sub-cuenca. Puede usar la precipitación puntual o por celdas y de igual manera se puede modelar precipitación solida o liquida según fuese el caso junto con la evapotranspiración (pág. 30)”. En la Tabla 35 se muestra los métodos utilizados en el modelo meteorológico con su descripción.

**Tabla 35.**  
***Métodos disponibles en HEC-HMS para modelo meteorológico***

<b>Métodos Modelo Meteorológico</b>	<b>Descripción</b>
Tormenta de frecuencia	Se usa para desarrollar un evento de precipitación donde los volúmenes correspondientes a distintas duraciones tienen una probabilidad de excedencia consistente.
Pluviómetros con pesos	Este método aplica pesos definidos por el usuario a los pluviómetros que el mismo desee.
Tormenta del SCS	Este método aplica una distribución temporal tipo SCS a un volumen total de lluvia en 24 horas.
Hietograma especificado	Este método aplica un hietograma definido por el usuario a un elemento de sub-cuenca.

Fuente: (Pacheco, 2012, pág. 30)

Para ingresar al programa el modelo meteorológico se realiza de forma similar al modelo de la cuenca, es decir en la herramienta *Components* escogemos *Meteorologic Model Manager* y se escoge en precipitación el método a utilizarse. Para el presente estudio se utilizará el método del Hietograma especificado. Para lo cual es necesario conocer las intensidades de lluvias y los hietogramas de la cuenca de estudio para diferentes periodos de retorno.

- **Intensidad máxima de lluvias**
- **Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia**

Para los diseños de proyectos hidrológicos es primordial la determinación del evento o los eventos de lluvia que deben usarse, la forma más común es obtener la tormenta de diseño o un evento que involucre una relación entre la intensidad de lluvia, la duración y la frecuencia o periodos de retorno apropiados para el sitio. En muchos casos existen las curvas ya definidas de intensidad-duración-frecuencia (IDF) para el sitio de estudio. Usualmente estas curvas se presentan en el eje horizontal la duración y la intensidad en el eje vertical, mostrando una serie de curvas para cada periodo de retorno (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

- **Intensidad**

Según Chow et al. (1994) la intensidad es “la tasa temporal de precipitación, es decir la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad

promedio sobre la duración de la lluvia (pág. 455)”. Generalmente se utiliza la intensidad promedio y se expresa como:

$$i = \frac{P}{t} \quad (3.39)$$

Donde:

$i$ = Intensidad, en mm/h

$P$ = Precipitación, en mm

$t$ = duración, h

### - Duración

La duración de la tormenta es el tiempo que transcurre desde que inicia la precipitación hasta que ésta finaliza. Se considera a la duración de la lluvia igual al tiempo de concentración del área de estudio, ya que a dicho tiempo la escorrentía alcanza su valor máximo, al contribuir toda el área aportando al flujo de salida.

Para el presente trabajo se utilizó las curvas IDF elaboradas por el INAMHI (2015) donde desarrollaron para diferentes estaciones meteorológicas de Ecuador ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación.

Para la cuenca de estudio se utilizó la estación de Portoviejo M0005 y la ecuación se toma en cuenta que tiempo de concentración calculado en la sección 3.4.3 es de 326,75 minutos por lo tanto se utiliza la ecuación con el intervalo  $79,03 < 1440$  y es la siguiente:

$$I_{TR} = 88,905 * Id_{TR*} * tc^{-0,465} \quad (3.40)$$

Donde:

$I_{TR}$ = Intensidad máxima, en mm/h

$Id_{TR*}$ = Intensidad duración-frecuencia, en mm/h

$tc$ = tiempo de concentración, en min

Para el cálculo de la intensidad duración-frecuencia ( $Id_{TR}$ ) existe ecuaciones donde dependen del periodo de retorno y del tiempo de concentración. En la Tabla 36 se muestra las ecuaciones de  $Id_{TR}$  para la estación de Portoviejo.

**Tabla 36.**  
**Ecuaciones de intensidad de duración-frecuencia para la estación M0005**

ESTACION		Intervalo de tiempo [min]	ECUACIONES	R
Código	Nombre			
M0005	Portoviejo	5 < 120	$Id_{TR} = 175,897 * T^{0,2692} * t^{-0,5042}$	0,99
		120 < 1440	$Id_{TR} = 891,120 * T^{0,2424} * t^{-0,8418}$	0,99

Fuente: (INAMHI, 2015, pág. 29)

Según el tiempo de concentración de la cuenca la ecuación que se utiliza es:

$$Id_{TR} = 891,120 * T^{0,2424} * tc^{-0,8418} \quad (3.41)$$

En la Tabla 37 está calculado las intensidades máximas de lluvia para los periodos 10, 25, 50,100 y 500 años de la sub-cuenca Colón utilizando las ecuaciones (3.40) y (3.41).

**Tabla 37.**  
**Intensidades máximas  $I_{TR}$  para sub-cuenca Colón**

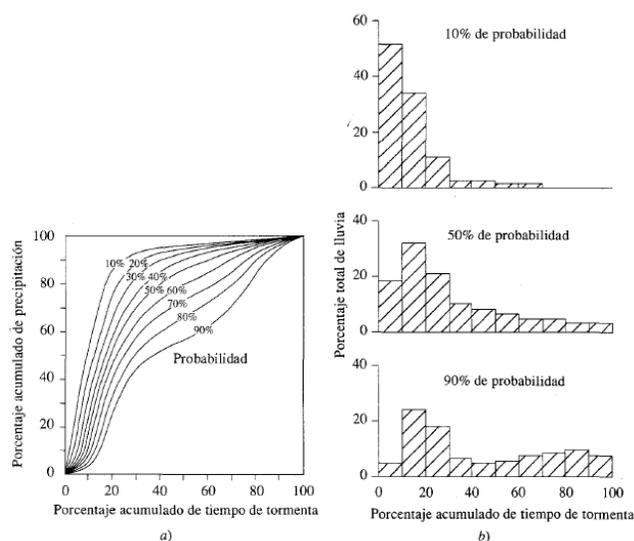
Tc Ecuación de retardo SCS [min]	TR [años]	Id <sub>TR</sub> [mm/H]	I <sub>TR</sub> [mm/H]
326.75	10	11,0	38,80
	25	13,7	48,32
	50	16,2	57,14
	100	19,2	67,72

#### – Hietogramas de diseño modelación de lluvias

Este estudio se ha realizado en la ciudad de Texas y es conocido como los cuartiles de Huff, el cual se trata de datos de precipitación obtenidos en la ciudad de Texas donde se desarrolló relaciones de distribución temporal para tormentas fuertes. Según Chow et al. (1994) los patrones de distribución temporal “se desarrollaron para cuatro grupos de probabilidad, desde los más severos (primer cuartil) hasta los menos severos (cuarto cuartil)”.

En la **Figura 43a)** muestra la distribución de probabilidades para el primer cuartil, se observa que estas curvas son suaves teniendo una distribución promedio de lluvia con el tiempo. Estas distribuciones comienzan desde una probabilidad del 10% y finaliza en una probabilidad del 90%.

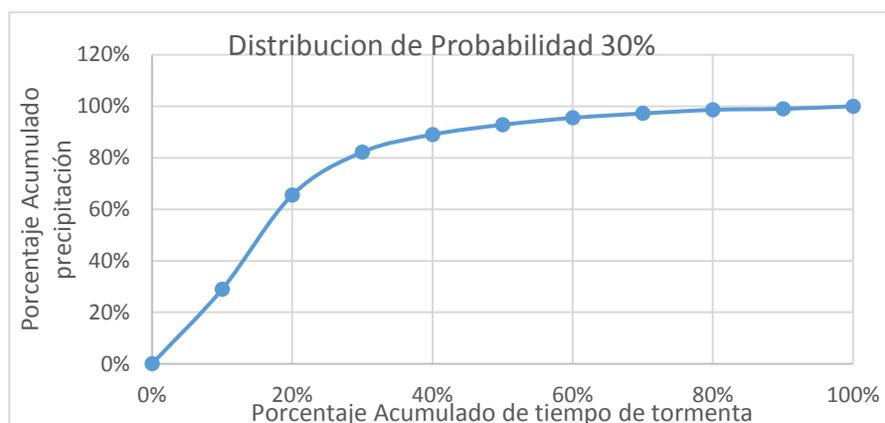
En la **Figura 43b)** se observa el tipo de lluvia que se genera según la probabilidad, por ejemplo, la probabilidad del 10% de que ocurra esta precipitación se observa que al inicio se tiene una precipitación fuerte y va disminuyendo a lo largo del tiempo, en cambio la de 50% comienza poco fuerte, llega a su máxima precipitación y empieza a disminuir.



**Figura 43.** Distribución temporal en el primer cuartil e histogramas seleccionados de tormentas.

Fuente: (Chow et al, 1992, pág. 472)

El tipo de lluvia que se asemeja para Ecuador está entre el histograma de probabilidad del 10% y de 50% ya que entre los primeros meses del año se genera fuertes lluvias mientras van disminuyendo entre los meses de julio en la región costa, por tal razón para el presente estudio se toma la probabilidad media entre las dos, por lo que se toma el modelo de lluvias con la probabilidad del 30% (Ver **Figura 44**).



**Figura 44.** Distribución de probabilidad del 30% del modelo de Huff.

Para generar el modelo de lluvias se toma los valores de precipitación y tiempo de la **Figura 44**, a estos valores se multiplica por la intensidad de lluvia y el tiempo de concentración respectivamente. Y se obtiene el modelo de lluvia con su respectivo periodo de retorno para la cuenca de estudio. Se presentan en las siguientes tablas los modelos de lluvias para los periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años mediante el modelo de Huff con la distribución de probabilidad del 30% del primer cuartil.

**Tabla 38.**  
**Modelo de lluvias para T=10 años para Sub-cuenca Colón**

Tiempo de retorno(T)=10 años; tc=5.45 h				
ITR	Cuartil 1-Probabilidad 30%		Tiempo (h)	Precipitación (mm)
	Tiempo	Precipitación		
42.00	0	0	0	0
	0,10	0,29	0,54	12,18
	0,20	0,66	1,09	27,51
	0,30	0,82	1,63	34,53
	0,40	0,89	2,18	37,38
	0,50	0,93	2,72	38,98
	0,60	0,96	3,27	40,11
	0,70	0,97	3,81	40,83
	0,80	0,99	4,36	41,42
	0,90	0,99	4,90	41,58
	1,00	1,00	5,45	42,00

**Tabla 39.**  
*Modelo de lluvias para T=25 años para Sub-cuenca Colón*

Continúa →

<b>Tiempo de retorno(T)=25 años; tc=5.45 h</b>				
<b>ITR</b>	<b>Cuartil 1-Probabilidad 30%</b>		<b>Tiempo (h)</b>	<b>Precipitación (mm)</b>
	<b>Tiempo</b>	<b>Precipitación</b>		
	0	0	0	0
	0,1	0,29	0,54	15,21
	0,2	0,655	1,09	34,36
	0,3	0,822	1,63	43,11
	0,4	0,89	2,18	46,68
52.45	0,5	0,928	2,72	48,67
	0,6	0,955	3,27	50,09
	0,7	0,972	3,81	50,98
	0,8	0,986	4,36	51,72
	0,9	0,99	4,9	51,93
	1	1	5,45	52,45

**Tabla 40.**  
*Modelo de lluvias para T=50 años para Sub-cuenca Colón*

<b>Tiempo de retorno(T)=50 años; tc=5.45 h</b>				
<b>ITR</b>	<b>Cuartil 1-Probabilidad 30%</b>		<b>Tiempo (h)</b>	<b>Precipitación (mm)</b>
	<b>Tiempo</b>	<b>Precipitación</b>		
	0	0	0	0
62.05	0,1	0,29	0,54	17,99
	0,2	0,655	1,09	40,64
	0,3	0,822	1,63	51

0,4	0,89	2,18	55,22
0,5	0,928	2,72	57,58
0,6	0,955	3,27	59,26
0,7	0,972	3,81	60,31
0,8	0,986	4,36	61,18
0,9	0,99	4,9	61,43
1	1	5,45	62,05

**Tabla 41.***Modelo de lluvias para T=100 años para Sub-cuenca Colón*

<b>Tiempo de retorno(T)=100 años; tc=5.45 h</b>				
<b>ITR</b>	<b>Cuartil 1-Probabilidad 30%</b>		<b>Tiempo (h)</b>	<b>Precipitación (mm)</b>
	<b>Tiempo</b>	<b>Precipitación</b>		
	0	0	0	0
	0,1	0,29	0,54	20,05
	0,2	0,655	1,09	45,28
	0,3	0,822	1,63	56,83
	0,4	0,89	2,18	61,53
69.13	0,5	0,928	2,72	64,15
	0,6	0,955	3,27	66,02
	0,7	0,972	3,81	67,2
	0,8	0,986	4,36	68,16
	0,9	0,99	4,9	68,44
	1	1	5,45	69,13

**Tabla 42.***Modelo de lluvias para T=500 años para Sub-cuenca Colón*

<b>Tiempo de retorno(T)=500 años; tc=5.45 h</b>				
<b>ITR</b>	<b>Cuartil 1-Probabilidad 30%</b>		<b>Tiempo (h)</b>	<b>Precipitación (mm)</b>
	<b>Tiempo</b>	<b>Precipitación</b>		
	0	0	0	0
	0,1	0,29	0,54	25,86
	0,2	0,655	1,09	58,41
	0,3	0,822	1,63	73,3
89.18	0,4	0,89	2,18	79,37
	0,5	0,928	2,72	82,76
	0,6	0,955	3,27	85,16
	0,7	0,972	3,81	86,68
	0,8	0,986	4,36	87,93

0,9	0,99	4,9	88,28
1	1	5,45	89,18

Para ingresar el hietograma al programa HEC-HMS se realiza el modelo de lluvia imponiendo un intervalo constante de tiempo, en este caso se realizará con intervalos de 15 minutos calculando la precipitación para cada intervalo. Para ingresar el hietograma especificado se escoge la herramienta *Components* en la función *Times-Series Data Manager* y creamos con el tipo de datos de *Calibración de precipitación (Precipitation Gages)*. Colocamos el tipo de entrada “manual”, las unidades en “acumulado en milímetros” y los intervalos colocamos “00:15” minutos. Finalmente se ingresa los valores de precipitación en la pestaña *Table*. Es necesario realizar este procedimiento para cada periodo de retorno.

En la Tabla 43 muestra los datos de los hietogramas que se ingresan al programa con intervalos de 15 minutos para los periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años de la sub-cuenca Colón.

**Tabla 43.**  
*Hietogramas para diferentes periodos de retorno*

Continúa →

HIETOGRAMAS PARA HEC-HMS					
TIEMPO	T=10 AÑOS	T=25 AÑOS	T=50 AÑOS	T=100 AÑOS	T=500 AÑOS
0:00:00	0	0	0	0	0
0:15:00	5,17	6,43	7,61	9,02	11,87
0:30:00	10,33	12,87	15,21	18,03	23,74
0:45:00	16,59	20,67	24,44	28,96	38,14
1:00:00	23,09	28,76	34,01	40,31	53,08
1:15:00	27,33	34,03	40,24	47,7	62,81
1:30:00	30,3	37,74	44,63	52,89	69,64
1:45:00	32,46	40,42	47,8	56,65	74,6
2:00:00	33,67	41,93	49,58	58,76	77,38
2:15:00	34,72	43,25	51,14	60,61	79,81
2:30:00	35,4	44,09	52,14	61,79	81,37
2:45:00	36,06	44,91	53,1	62,94	82,87
3:00:00	36,54	45,51	53,81	63,78	83,98
3:15:00	37,02	46,11	54,52	64,62	85,09

3:30:00	37,33	46,5	54,98	65,17	85,81
3:45:00	37,64	46,88	55,43	65,69	86,51
4:00:00	37,9	47,2	55,82	66,15	87,11
4:15:00	38,15	47,51	56,18	66,59	87,68
4:30:00	38,3	47,7	56,4	66,84	88,02
4:45:00	38,37	47,79	56,51	66,97	88,18
5:00:00	38,48	47,93	56,67	67,17	88,45
5:15:00	38,66	48,15	56,93	67,48	88,85
5:30:00	39,18	48,8	57,71	68,39	90,06

- **Modelo de control**

Las especificaciones de control fijan el tiempo de duración de cada corrida de una simulación. La información en las especificaciones de control incluye una fecha de inicio, una fecha de finalización y el intervalo de tiempo de la simulación (Bastidas, 2011).

Para el modelo de control se escoge la herramienta *Components* en la función *Control Specifications Manager* creamos uno nuevo y se llena las especificaciones de control que se requiere por ejemplo la fecha hora de inicio y de finalización con un intervalo cualquiera.

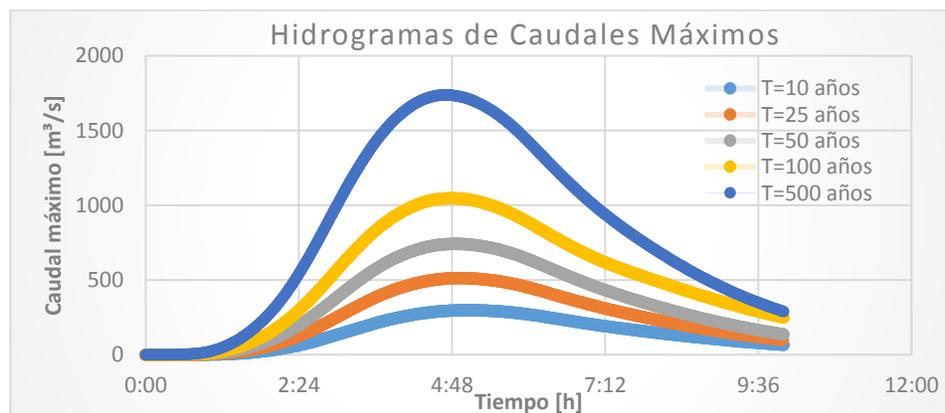
Una vez realizado los tres modelos fundamentales se precede a correr el programa, esto se realiza escogiendo la herramienta *Compute* en la función *Simulation Run* y se obtiene los resultados en la pestaña *Results en Global Summary*.

Los resultados de caudales máximos que se obtuvo en la corrida del programa HEC-HMS para los periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años de la cuenca de estudio se muestran en la Tabla 44.

**Tabla 44.**  
*Caudales máximos para diferentes periodos de retorno- Sub-cuenca Colón (Modelación en HEC-HMS)*

T [años]	Tc [horas]	I <sub>TR</sub> [mm/h]	Caudal Máximo [m <sup>3</sup> /s]
10		42,00	365,4
25		52,45	616,3
50	5,45	62,05	785,13
100		69,13	1089,6
500		89,18	1738,0

El programa HEC-HMS de igual manera genera los hidrogramas de máximas crecidas a cada periodo de retorno requerido para este análisis de la cuenca de estudio Colón. (Ver *Figura 45*).



**Figura 45.** Hidrogramas de máximas crecidas para periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años

### 3.8 Caudales de diseño

#### 3.8.1 Caudal de diseño de la cuenca de Colón

Los caudales máximos para la sub-cuenca Colón se determinaron por tres métodos que fueron desarrollados anteriormente y como resultados de estos caudales se tiene valores similares. En la se tiene un resumen de los valores de caudales máximos con los métodos propuestos.

El caudal máximo de diseño para la cuenca de estudio se determinó al realizar el promedio entre los 2 primeros métodos expuestos en la Tabla 45, los cuales fueron desarrolladas a partir de la precipitación media de la cuenca.

**Tabla 45.**

**Resumen de los valores de caudales máximos de la Sub-Cuenca Colón**

TR [años]	CUADALES MAXIMOS m <sup>3</sup> /s		
	Modelo Hidrológico con HEC-HMS	Caudales con poca información	Datos de aforo (Estación H267)
10	365,4	299,2	519,64
25	616,3	603,0	721,50
50	785,13	832,7	874,20
100	1089,6	1062,5	1026,9
500	1738,0	1596,1	1381,46

**Tabla 46.**  
*Caudales máximos de diseño de la cuenca de Colón*

CAUDAL DE DISEÑO m <sup>3</sup> /s	
TR [años]	CAUDALES
10	332,3
25	609,65
50	808,92
100	1076,05
500	1667,05

### 3.8.2 Caudal de descarga de Poza Honda

La represa de Poza Honda es una presa hidráulica que fue construida en la parte alta del río Portoviejo entre los años de 1969 - 1971, el agua que se almacena en el embalse se utiliza para riego de las cosechas y proporciona agua potable a las ciudades de Santa Ana, Portoviejo, entre otros (Empresa Publica del Agua, 2017).



**Figura 46.** Presa de Poza Honda

Fuente: (Velez, 2015)

De acuerdo al Oficio Nro. ESPE-CTC-2017-0157-O entregado a La Empresa Publica del Agua en Guayaquil; se obtuvo la siguiente información sobre las condiciones en las que se encuentra la represa como: características propias y caudales de descarga (Empresa Publica del Agua, 2017).

- **Características físicas de la presa de Poza Honda**
  - El dique tiene 1,2 km de largo y 40 m de alto

- Núcleo de arcilla impermeable con protección asfáltica de 2 pulgadas cada una.
- Cola del embalse de 12,5 km de longitud.
- El vertedero tiene 70 m de longitud
- **Capacidad de regulación de la presa**
  - El vertedero regula 875 m<sup>3</sup>/s
- **Caudal ecológico y descarga mínima para riego**

El túnel de fondo es de 3 metros de diámetro y con una longitud de 300m además contiene 2 válvulas cónicas parra su regulación.

- Válvula no. 1 para caudal ecológico o minino: regula de 0 a 30 m<sup>3</sup>/s, con un diámetro 1500 mm.
- Válvula no.2 para descarga mínima de riego: regula de 0 a 4 m<sup>3</sup>/s, con un diámetro de 500 mm.
- **Volumen del embalse para el NAN y NAM en Hm<sup>3</sup>**
  - NAN: 94'016.768
  - NAM: 116'155.173
- **Altura total del dique de la represa sobre el cauce en m y cotas de represa para el NAN y NAM (msnm)**
  - Altura: 40 m
  - Cota NAN: 106,50 msnm
  - Cota NAM 100,00 msnm
- **Precipitación máxima, para periodo de retorno 100 años (Ptr100)**
  - Precipitación máxima: 2750 mm
  - Volumen anual máximo 100 años: 380'000.000m<sup>3</sup>
- **Caudal máximo**

**Tabla 47.**  
*Caudales máximos para diferentes periodos de retorno- Sub-cuenca Poza Honda (Caudales con poca información)*

<b>PERIODO DE RETORNO (años)</b>	<b>Qmax (m<sup>3</sup>/s)</b>
10	142,4
25	287,1
50	396,5
100	505,8
500	759,9
1000	869,2
5000	1123,3

La presa de Poza Honda fue diseñada para un periodo de retorno de 5000 años por lo tanto se obtiene el caudal máximo con el método de caudales con poca información desarrollada por (Sandoval & Aguilera, 2014):

$$- Q_{\max 5000} = 1123,30 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 3.8.3 Caudal acumulado

Ya que el caudal máximo a un periodo de retorno de 5000 años supera el caudal que regula el vertedero: 875 m<sup>3</sup>/s, entonces la diferencia de estas 2 son las que representan el caudal que regresa al Río Portoviejo.

**Tabla 48.**  
*Caudales máximos de diseño + caudal acumulado*

<b>TR [años]</b>	<b>CAUDAL DE DISEÑO m<sup>3</sup>/s</b>		
	<b>CAUDALES</b>	<b>CAUDAL ACUMULADO</b>	<b>CAUDAL DISEÑO</b>
10	332,3	-	332,3
25	609,65	-	609,65
50	808,92	-	808,92
100	1076,05	248,3	1324,35
500	1667,05	248,3	1915,35

## CAPÍTULO IV

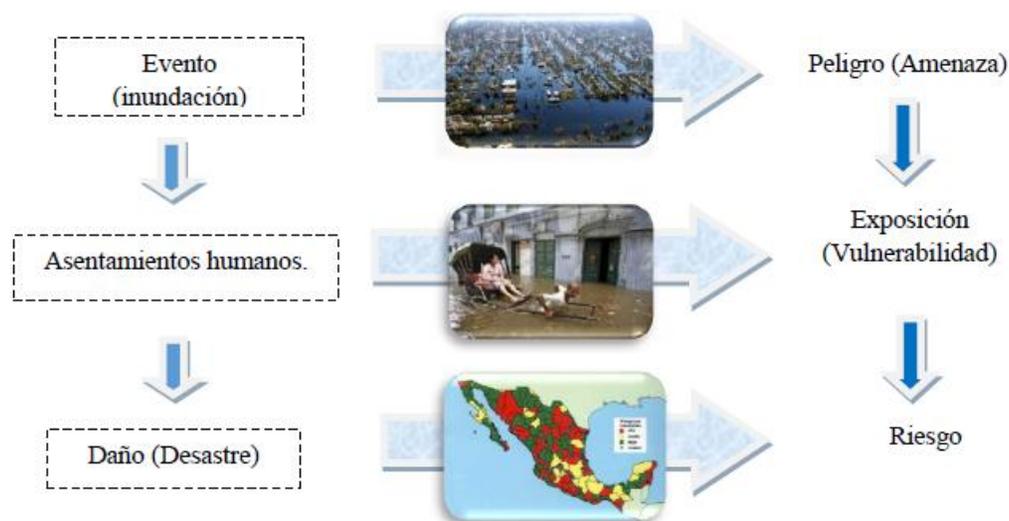
## 4 RIESGO, AMENAZAS, FENOMENOS HIDROMETEOROLÓGICOS Y VULNERABILIDAD SOCIAL.

### 4.1 Riesgo

Según Lavell (2002) el riesgo “se refiere al contexto caracterizado por la probabilidad de pérdidas y daños en un futuro inmediato o distante, las que van desde las físicas hasta sicosociales y culturales.”

Ya que el riesgo es una posibilidad de que exista daños relacionados con la existencia de determinadas condiciones en una sociedad o solo una parte de la sociedad que bajo esta consideración tales como individuos, familias, comunidades, ciudades, infraestructura productiva, vial, vivienda entre otros. Además, esta posibilidad está sujeta a análisis y mediación en términos cualitativos y cuantitativos. (Lavell, 2002)

El riesgo está sujeto a características particulares que se definen como factores de riesgo. Que son el factor de la amenaza y vulnerabilidad tal como se muestra en la **Figura 47**.



**Figura 47.** Esquema del riesgo

Fuente: (Jordán, 2016)

Por lo tanto, al riesgo se lo expresa en función de sus factores mediante la siguiente fórmula:

$$\text{Riesgo} = \text{Amenaza} \times \text{Vulnerabilidad} \quad (4.1)$$

Esta fórmula expresa matemáticamente que, al estar ante la presencia de una amenaza (peligro) y surge una vulnerabilidad (humana) asociada a la amenaza, entonces existe un riesgo.

#### **4.1.1 Amenaza**

En la publicación sobre la Gestión del Riesgo de Lavell (2002, p. 2) conceptualiza a la amenaza como:

Una posibilidad de la ocurrencia de un evento físico de origen natural, socio-natural o antropogénico, que puede causar algún tipo de daño en la sociedad. Produce efectos adversos como daños o pérdidas en personas, la producción, la infraestructura, la propiedad, los bienes y servicios y el medio ambiente.

Las amenazas es el potencial de la ocurrencia de un evento con diferentes grados de severidad, no obstante, cada evento que se genera a partir de esta amenaza y estará ligada por su magnitud o dimensión y ubicación geográfica. (Cardona, 1991)

- **Tipos de amenazas**

Existen 3 tipos de amenazas que circulan por el medio ambiente y también por la intervención del ser humano.

- Naturales: estas son propias de los pasos de los años en la naturaleza, en su ocurrencia el ser humano no tiene responsabilidad alguna y además no está en capacidad de evitar que se produzcan. Son las amenazas geológicas e hidrometeorológicas.
- Socio-Naturales: son amenazas que aparentan ser naturales tales como inundaciones, sequías o deslizamientos, provocados por deforestación, mal uso de suelo, construcción de obras de infraestructura sin control ambiental.
- Antrópicas: son atribuidas a la acción humana sobre el medio ambiente, generando contaminación, manejo inadecuado de materiales peligrosos o incendios provocados.

## **4.2 Inundaciones**

### **4.2.1 Crecientes**

La crecida de un río es un proceso natural, sin periodicidad y de grandes consecuencias ambientales. Principalmente se constituye por un incremento importante y repentino de caudal en un sistema fluvial. Lleva consigo un ascenso del nivel de la corriente, que puede desbordar el cauce menor para ocupar progresivamente el cauce mayor, hasta alcanzar un máximo o caudal-punta y después descender. (Ollero, 1996).

Dos parámetros son fundamentales: la velocidad de la crecida y su duración en el tiempo. (Ollero, 1996)

### **4.2.2 Inundaciones**

Las inundaciones según Jordán (2016) “son definidas como una cobertura temporal del terreno por el agua fuera de sus límites normales, bancos u orillas”. En la mayoría de casos es considerado un fenómeno natural, pero también existe la posibilidad de que sea producto de la intervención del ser humano con el medio ambiente.

Y dependiendo de las condiciones del lugar estas ocurren por dos razones principales como el desbordamiento de grandes cuerpos de agua o acumulación de grandes cantidades de agua lluvia (Jordán, 2016).

Concluyendo que las inundaciones son fenómenos atribuidos a desastres naturales en su mayoría, producidos por el exceso de agua que sumerge porciones de tierra que normalmente se encuentran secas con mayor repercusión socioeconómica (Díez, Laín, & Llorente, 2008) .

- **Peligros por inundaciones por exposición social**

Se dan como resultado de las malas decisiones que toman ciertas comunidades al proyectar sus viviendas en sitios naturalmente susceptibles a ser inundados, especialmente en las llanuras. (Garnica & Alcántara, 2004)

- **Tipos de inundaciones**

En el trabajo de investigación “Vulnerabilidad ante inundaciones en el municipio de Tenancingo” de Jordán (2016) clasifica las inundaciones:

De acuerdo a su origen.

- **Inundaciones fluviales:** Se presentan por el desbordamiento de un río, el cual es incapaz de conducir el excedente de agua producto de la lluvia, el tiempo que dure esta inundación depende de la velocidad del flujo dentro del río.
- **Inundaciones pluviales:** Se presentan cuando el agua de una lluvia local intensa al precipitarse sobre una superficie plana o cóncava, como consecuencia es incapaz de desplazarse por sí mismas, permaneciendo estancada por horas o días hasta que por infiltración y/o evaporación desaparece el cuerpo de agua.
- **Inundaciones por falla de una obra:** estas se presentan cuando los sistemas de alcantarillado son insuficientes para desalojar el agua de lluvia, las causas son por falla alguna, no existe un mantenimiento o mal diseño producto de un sub-dimensionamiento de la obra.

De acuerdo a su tiempo de respuesta.

- **Inundaciones lentas:** se presentan en cuencas de respuesta lenta, aquellas que en su delimitación generan una gran área y poca pendiente, no causan pérdidas humanas, pero si pérdidas económicas.
- **Inundaciones súbitas:** Son las más peligrosas ya que se presentan en cuestión de minutos y causan pérdidas de vidas ya que toma desprevenida a la población. Gracias a su fuerza de arrastre por la alta velocidad que adquiere se presenta flujo con escombros. Como en cuencas de áreas pequeñas y una pendiente fuerte.

Bertoni (2004) en el libro “Inundaciones Urbanas en Argentina” clasifica a las inundaciones en zonas urbanas, y se pueden distinguir dos tipos diferentes como:

- **Inundaciones ribereñas:** generalmente son asociadas a la urbanización indebida de áreas inundables aledañas a los cursos de agua.
- **Inundaciones provocadas por el crecimiento urbano tradicional:** existen 2 casos, por efectos locales de lluvias intensas y por el ascenso de los niveles freático.

- **Causas de inundaciones**

Según Mateu (1990) las principales causas de inundación son las siguientes:

- Desbordamiento de un cauce como consecuencia de una crecida.
- La elevación del nivel del mar en las costas, por situaciones de temporal, huracanes, olas de tsunami, etc., produce lo que se denomina inundaciones litorales.
- Insuficiencia o imposibilidad de drenaje del agua precipitada en determinadas superficies: terrenos impermeables, zonas urbanas. El agua permanece varios días hasta que se evapora o se infiltra.
- Elevación del nivel freático hasta producirse el encharcamiento superficial.
- Inundación en el área de confluencia de dos sistemas fluviales. Un río crecido no puede recibir los caudales de sus afluentes y produce un cierre hidráulico, de manera que su propia crecida penetra en aquellos y provoca inundaciones al estancarse sus descargas.
- Inundación por represamiento de una corriente fluvial a causa de un proceso de vertiente o de una barrera de hielo. La ruptura de la presa provocará una crecida.

- **Consecuencias de las inundaciones**

Según Mateu (1990) las principales consecuencias de los procesos de crecida e inundación

son:

- La activación de procesos de vertientes en la cuenca como resultado de las fuertes precipitaciones: deslizamientos.
- Hay una aceleración en los cauces de los procesos de erosión, transporte y sedimentación. Predominan los procesos de erosión, tanto en las orillas como en el fondo del lecho, durante el ascenso y punta de las aguas.
- La principal consecuencia geo-mórfica de las crecidas es la formación y procesos en los llanos de inundación.
- El resultado son acumulaciones de gravas, inicios de nuevos cauces, encharcamientos, profundos socavones, corrimientos de tierras, arranque de árboles, elevación de diques naturales de ramas y materiales arrastrados, etc. (Mateu, 1990)
- Sin embargo, según Ollero (1996) las consecuencias son, en su mayor parte, negativas, y pueden estructurarse en tres grandes bloques:
  - Daños en infraestructuras: vías de comunicación, sistemas de telecomunicación, viviendas, instalaciones industriales, edificaciones agrícolas, puentes, presas, azudes, redes de agua potable, canales.
  - Repercusiones en labores cotidianas: paralización de actividades en las cuales se contemplan: corte de comunicaciones y energía, y además pérdidas económicas directas e indirectas en el sector privado y en el público, gastos económicos en reparaciones.
  - Pérdida de vidas humanas.

#### **4.2.3 Inundaciones en el Ecuador**

En los últimos años en el Ecuador se han presentado eventos de origen socio-natural de gran magnitud, y estos causaron graves daños no solo materiales; con cuantiosas pérdidas económicas, sino también con pérdidas humanas en todos los eventos. Adicionalmente la recurrencia de estos eventos cíclicos tales como deslizamientos e inundaciones ha revelado que el país se encuentra con niveles muy altos de exposición (Gobierno Descentralizado del Cantón Portoviejo, 2009).

Según el INAMHI los principales factores para que se produzca inundaciones en el país son:

Precipitaciones Estacionales. Por el elevado nivel de sedimentación en las zonas bajas de las cuencas, no se requiere de abundantes precipitaciones para que estos sitios específicos se produzcan inundaciones; este fenómeno se ve agravado por la ocupación de las riveras de los ríos para la producción agropecuaria, así como el desarrollo de los centros poblacionales.

Fenómeno de El Niño. Por no decirlo el más dañino y uno de los principales factores para que se produzca inundaciones en el país. Es considerado un evento climático cíclico de alcance mundial.

- Sobrepasar la capacidad de evacuación de los sistemas de drenaje en urbes.
- Represamiento de Ríos
- Ruptura o desbordamiento de represas y represamientos.

Las inundaciones sin importar su origen, tienen efectos secundarios tales como afectaciones a la salud, transporte, movilidad, etc.; generando un elevado costo de atención, incremento de los costos directos e indirectos de las afectaciones y procesos de recuperación. (INAMHI, 1999)

Un ejemplo concreto según el Gobierno Descentralizado del Cantón Portoviejo (2009, p. 6) fue:

El Fenómeno de El Niño (FEN) del 97-98 que causo serios daños, con un monto que alcanzó los 2869 millones de dólares, de los cuales, 783 millones corresponde a daños directos, es decir el 27%. Y 2089 millones a daños indirectos o un 73% del total: superando en casi cuatro veces los daños provocados en el FEN de los años 82-83.

Las inundaciones que existieron en este evento se concentraron entre los meses de febrero y mayo cuando transcurre la época invernal en el Ecuador. Y durante estos meses la Corriente Cálida de “El Niño” rebasa la corriente fría de Humboldt hacia el sur, provocando fuertes lluvias, las mismas que pueden extenderse por varios meses, provocando graves inundaciones en las zonas bajas de la región costanera ecuatoriana. (Cadier, Gómez, & Calvez, 2000)

#### **4.2.4 Inundaciones en Portoviejo y la parroquia Colón**

En Portoviejo se analizan las afectaciones ya que estos fenómenos naturales y socio-naturales perjudican al desarrollo y la economía del Gobierno del Cantón Portoviejo a lo largo de los años. En conclusión, a ese análisis, existe una ausencia de la gestión de riesgo en estos Gobiernos en desarrollo.

La parroquia rural de Colón en Portoviejo, con aproximadamente 8000 según el censo realizado 2010 por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos, especifica que la población del lugar se dedica a la agricultura, la ganadería y a negocios de abarrotes que produce plátano, maíz, fréjol, hortalizas, maní, tomate y arroz para el abastecimiento y comercialización.

Colón es afectada por inundaciones periódicas y lentas por ciertas características del lugar como planicies deprimidas o zonas de ciénaga, generándose amenazas constantes por el desbordamiento del río Portoviejo y sus afluentes (Universidad Técnica de Manabí, 2014).

Últimamente se ha realizado un estudio en 2017 por parte de la Dirección de Riesgos del Municipio de Portoviejo, donde se ha reportado 831 viviendas afectadas, las cuales corresponden a 900 familias que han tenido algún tipo de perjuicio y otras 38 familias damnificadas en el presente año por la temporada invernal (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Portoviejo, 2017).

La **Figura 48** se muestra la inundación que se genera en la parroquia de Colón en el año 2017, por el sector de Estancia Vieja, vía Portoviejo-Santa Ana, el agua inunda a varias viviendas del sector y los cultivos. El agua que llega a este sector es de 1,20 metros de altura semejándose a la altura analizada anteriormente para un tiempo de retorno de 10 años.



**Figura 48.** Inundación que se genera en la parroquia de Colon en el año 2017, sector de Estancia Vieja, vía Portoviejo-Santa Ana

Fuente: (Secretaria de Gestión de Riesgo, 2017)

En la **Figura 49a**), se observa que el río alcanzó el nivel del puente durante la precipitación que se dio el día 8 de abril del 2017, desbordándose hacia la población del sector El Cadi, llegando a una altura de 1,50 m según los moradores que tienen sus viviendas aledañas al río.

En la **Figura 49b**) tomada el día 18 de diciembre del 2017, el comportamiento del río Portoviejo no presenta cambio alguno y la altura del puente sobre el nivel del cauce del río es de 5,50 m.



**Figura 49.** a) Río Portoviejo alcanza el nivel del puente peatonal durante la precipitación de 74,4 mm que se dio el día 8 de abril del 2017. b) Estado normal del río tomada el día 18 de diciembre

Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Portoviejo, 2017)

En la **Figura 50** se observa como el agua inunda las viviendas a una altura promedio de un metro.



**Figura 50.** Inundación del día 8 de abril del 2017 en la parroquia de Colón

Fuente: (Gobierno Descentralizado del Cantón Portoviejo, 2009)

- **Histórico de Inundaciones en Portoviejo**

El Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Portoviejo enumeró los cuatro eventos históricos que han afectado la ciudad de Portoviejo por causa de inundaciones entre los años entre 1896 – 2001 como se muestra en la Tabla 49.

En la Tabla 50 se puede observar de manera más específica las precipitaciones acumuladas que ocurrieron en el Fenómeno del Niño entre enero de 1997 a julio 1998 en Portoviejo.

**Tabla 49.**  
*Eventos ocurridos entre el periodo 1896-2001*

EVENTO	FECHA	DESCRIPCIÓN	DAÑOS
Inundación	03/05/1896	Alrededor de las 3 de la tarde se dio un aguacero (con descargas eléctricas, vientos huracanados y frío glacial), duro 7 horas.	Las calles estuvieron llenas de fango y los habitantes estuvieron incomunicados.
Inundaciones	1937-1939	Las mayores crecientes se registraron con mayor intensidad en el mes de marzo.	Daño a la infraestructura básica de aquel tiempo.

Continúa →

Fenómeno de El Niño	1982-1983	Precipitaciones de aproximadamente 11 meses con un promedio de 1090mm.	Inundaciones y deslizamientos en la zona urbana como en la zona rural del cantón, taponamiento del sistema pluvial y sanitación.
Fenómeno de El Niño	Febrero 1997- Agosto 1998	Este evento tuvo una duración aproximada de 19 meses con recitaciones continuas y de larga duración, tuvieron efectos en todas las actividades y estructuras de las poblaciones.	Deslizamientos, deslaves e inundaciones.

Fuente: (Gobierno Descentralizado del Cantón Portoviejo, 2009, p. 45)

**Tabla 50.**  
*Precipitaciones acumuladas en el Fenómeno del Niño de 1997-1998*

Cuenca	Estación Meteorológica	Precipitación acumulada en 19 meses (mm)	Precipitación promedio en 1964-1998 (mm)	Incremento de lluvias (%)
Portoviejo	Portoviejo	2888	970	298

Fuente: (Gobierno Descentralizado del Cantón Portoviejo, 2009, p. 46)

### 4.3 Vulnerabilidad

La definición de vulnerabilidad es muy compleja y existen varias, según el criterio de cada autor tenemos algunos conceptos:

En UNDRO (citado por Cardona, 1991) define a vulnerabilidad como “el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo, resultado de la probable ocurrencia de un evento desastroso, expresada en una escala que va de 0, sin daño, a 1, o pérdida total”. Y la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos (citado por Toulkeridis, 2015) menciona de forma general como la “propensión de un elemento (o conjunto de elementos) a sufrir ataques y daños en caso de manifestación de fenómenos destructores y/o a generar condiciones propicias a su ocurrencia o al agravamiento de sus efectos”.

En términos generales según Cardona (1991, pág. 5) la vulnerabilidad puede entenderse como la “Predisposición intrínseca de un sujeto o elemento a sufrir daño a posibles acciones

externas, y por lo tanto su evaluación contribuye en forma fundamental al conocimiento del riesgo mediante interacciones del elemento susceptible con el ambiente peligroso”. En consecuencia, la vulnerabilidad se refiere a la evaluación de pérdida de elementos o personas que han sido expuestos al impacto de un peligro natural, y el motivo de evaluar es que exista la capacidad para anticipar, enfrentar y resistir a un evento discreto e identificable en la naturaleza y en la sociedad.

#### **4.3.1 Tipos de vulnerabilidad**

La propuesta de Wilches-Chaus (citado en Toulkeridis, 2015) presenta diez niveles o factores de vulnerabilidad que la población puede enfrentar llamándola a estas “vulnerabilidad global”, el cual corresponden a distintos ángulos de análisis y cada una de estas posee una conexión interdependiente, por lo tanto, se clasifica en:

- **Vulnerabilidad Social:** Referente al bajo grado de organización y cohesión interna de comunidades bajo el riesgo que impide su capacidad de prevenir, mitigar o responder a situaciones de desastre.
- **Vulnerabilidad Económica:** Existe relación inversa entre el ingreso per cápita y el impacto de los fenómenos físicos externos, es decir la pobreza aumenta el riesgo de desastre. Por lo tanto se refiere, al problema de dependencia de la economía nacional, regional, la ausencia de presupuestos públicos nacionales, regionales y locales, la falta de diversificación de la base económica, etc. (Jordán, 2016).
- **Vulnerabilidad Política:** Debilidad en los niveles de autonomía de decisión regional, local y comunitaria, la cual impide una mayor adecuación de acciones, toma de decisiones y organización gubernamental.
- **Vulnerabilidad Técnica:** Se refiere a las inadecuadas técnicas de construcción utilizadas en edificios e infraestructuras que se encuentran en zonas de riesgo.
- **Vulnerabilidad Ideológica:** Referente a la pasividad, fatalismo, la prevalencia, costumbres, etc., que son elementos que aumentan la vulnerabilidad de las poblaciones, limitando su capacidad de actuar frente a los riesgos que presenta la naturaleza.
- **Vulnerabilidad Cultural:** Se expresa como la forma en que los individuos se ven ellos mismos en la sociedad y como un conjunto nacional.

- **Vulnerabilidad Educativa:** Se refiere al grado de preparación que recibe la población sobre formas adecuadas de comportamiento a nivel individual, familiar y comunitario en caso de amenaza u ocurrencia de situaciones de desastre. También trata de la ausencia en los programas de educación de elementos que adecuadamente instruyan sobre el medio ambiente (Toulkeridis, 2015, pág. 24).
- **Vulnerabilidad Ecológica:** Relacionada con la forma en que los modelos de desarrollo no se fundamenta en la convivencia, sino en la dominación por destrucción de las reservas del ambiente, que necesariamente conduce a un ecosistema vulnerable incapaz de ajustarse por la acción humana y a la explotación de los recursos naturales por la misma población (Toulkeridis, 2015, pág. 25).
- **Vulnerabilidad Institucional:** Refiere a la rigidez de las instituciones, especialmente las jurídicas y la obsolescencia, donde la burocracia, la prevalencia de la decisión política, el dominio de criterios personalistas, etc., impiden respuestas adecuadas y ágiles a la realidad existente.
- **Vulnerabilidad Física:** Se refiere a la localización de la población en zonas de riesgo físico, condición originada por la pobreza y la falta de opciones para una ubicación menos riesgosa.

## CAPÍTULO V

### 5 MODELACIÓN MATEMÁTICA

La modelación fue desarrollada a través de HEC-RAS, que es un programa computacional que analiza factores hidráulicos tales como topografía del terreno y el caudal de diseño; realiza cálculos sobre flujos de la superficie de agua y flujo uniforme para obtener mapas de inundación y riego (Solano & Vintimilla, 2013).

El sistema HEC-RAS contiene varios componentes de análisis fluvial entre ellos está el cálculo de perfil de superficie del agua de flujo constante, el cual es capaz de modelar perfiles superficiales de agua subcríticos, supercríticos y mezclados. Según Engineers U.A. (2017) el procedimiento computacional básico del cálculo de los perfiles “se basa en la solución unidimensional de la ecuación de energía (Bernoulli). Las pérdidas de energía se evalúan por fricción (ecuación de Manning) y contracción/ expansión entre secciones transversales adyacentes evaluada por un factor de la altura de velocidad media”.

#### 5.1 *Capacidades hidráulicas*

El programa HEC-RAS tiene en cuenta las siguientes capacidades hidráulicas:

- Análisis de Perfiles Múltiples
- Determinación de la profundidad crítica para cada sección
- Determinación de los parámetros hidráulicos.
- Opción de Flujo Efectivo
- Perdidas por obras:
  - Perdidas por expansión y por contracción aguas arriba y debajo de la sección de la obra.
  - Perdidas debido a la propia estructura.
- Opciones de Protección de Márgenes.
- Opción de ecuaciones de perdidas friccionales:
  - Pendiente friccional promedio.

– Pendiente friccional media geométrica.

- Mejoras en el canal.
- Interpolación de secciones.
- Perfiles de corrientes tributarias
- Resolver n por el método de Manning
- Dato de almacenamiento
- Partición de flujo

## 5.2 Ecuaciones básicas para el cálculo de perfiles

El cálculo que se realiza para evaluar los perfiles del río, se basa en la solución de la ecuación de energía con pérdidas debidas a la fricción por Manning y con el método estándar de pasos.

### 5.2.1 Flujo Permanente

De la ecuación de energía de Bernoulli que se presenta en la ecuación (5.1) partimos para obtener la pérdida ( $h_e$ ). En la Figura 51 se muestra gráficamente la ecuación de energía de Bernoulli.

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (5.1)$$

Dónde:

$Y_1, Y_2$ : Altura de lámina de agua de la sección, en m

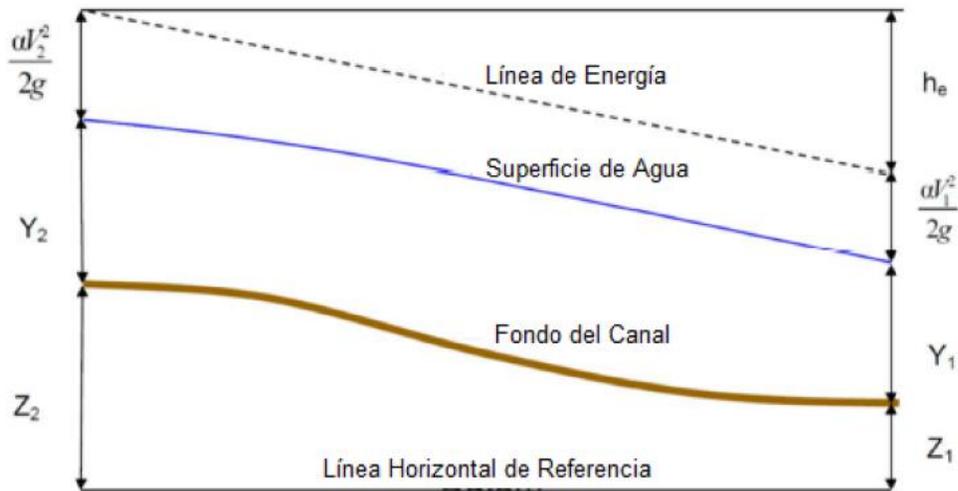
$Z_1, Z_2$ : Elevación del canal principal, en m

$V_1, V_2$ : Velocidades medias, en m/s

$\alpha_1, \alpha_2$ : coeficientes de velocidad

$g$ : gravedad, en  $m/s^2$

$h_e$ : pérdida de energía, en m



**Figura 51.** Representación de ecuación de pérdidas de energía

Fuente: (Solano & Vintimilla, 2013)

En el cálculo de las pérdidas de energía se considera el efecto de fricción por medio de la ecuación de Manning y el coeficiente de expansión o contracción. Para determinar las pérdidas de energía se utiliza la ecuación (5.2) que se muestra a continuación:

$$h_e = L * S_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1}{2g} \right| \quad (5.2)$$

Dónde:

$L$ : longitud entre tramos ponderada, en m

$S_f$ : pendiente de fricción entre dos secciones

$C$ : coeficiente de pérdida por expansión o contracción

$$L = \frac{L_{IZQ} * Q_{IZQ} + L_{ch} * Q_{ch} + L_{DER} * Q_{DER}}{Q_{IZQ} + Q_{ch} + Q_{DER}} \quad (5.3)$$

Dónde:

$IZQ$ : llanura de inundación izquierda

$ch$ : cauce principal

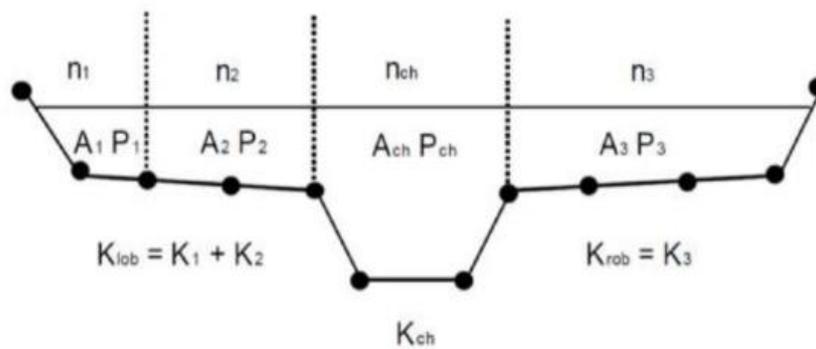
$DER$ : llanura de inundación derecha

- **Subdivisión de la Sección transversal Manning**

$$Q = K * S_f^{1/2} \quad (5.4)$$

$$K = \frac{1,486}{n} * A * R^{2/3} \quad (5.5)$$

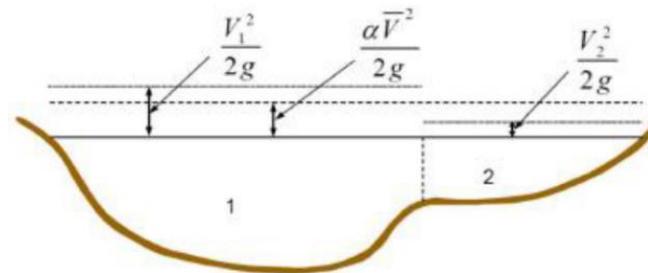
– Método 1



**Figura 52.** Método de subdivisión transversal de Manning

Fuente: (Molero, 2013)

- **Evaluación de la altura de velocidad**



**Figura 53.** Gráfico de altura de velocidad

Fuente: (Solano & Vintimilla, 2013)

Dónde:

$V_1$ : velocidad media para la sub-área 1.

$V_2$ : velocidad media para la sub-área 2.

Posteriormente se determina  $\alpha$ .

$$\alpha = \frac{Q_1 * V_1^2 + Q_2 * V_2^2 + \dots + Q_n * V_n^2}{Q * \bar{V}^2} \quad (5.6)$$

Evaluamos de las pérdidas por fricción:

$$h_e = L\bar{S}_f \quad (5.7)$$

Después se obtiene la pendiente de fricción y esta es calculada de la ecuación de Manning.

$$\bar{S}_f = \frac{Q^2}{K} \quad (5.8)$$

Evaluando las pérdidas de contracción y expansión.

$$h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_2 V_2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1}{2g} \right| \quad (5.9)$$

En donde C es el coeficiente de contracción o expansión. Solano y Vintimilla (2013) afirma que “este programa supone contracción si la altura de velocidad aguas abajo es mayor que la velocidad aguas arriba y en forma inversa la expansión”

### **5.3 Hec-GeoRAS 10.3: Especificaciones y conceptualización**

Hec-GeoRAS 10.3 es una extensión para ArcGis 10.3 desarrollada conjuntamente por el *Hydrologic Engineering Center* (HEC) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU y el *Environmental System Research Institute* (ESRI). Básicamente se trata de un conjunto de procedimientos, herramientas y utilidades especialmente diseñadas para procesar datos georreferenciados que permiten facilitar y complementar el trabajo con el programa HEC-RAS (Molero, 2013).

Esta extensión sirve para crear un archivo para importar a HEC-RAS datos de geometría del terreno incluyendo el cauce del río, secciones transversales, bancos, adicionar parámetros y características hidráulicas preliminares como elementos de obstrucción, coeficientes de Manning, diques etc., presentes en las secciones transversales el cual facilitan el análisis en HEC-RAS. Consecutivamente los resultados de la profundidad de flujo y velocidades se exportan desde HEC-RAS al ArcGis para generar los mapas de inundación y riesgo del cauce de estudio (Molero, 2013).

### 5.3.1 *Información Requerida por el modelo*

La información que se requiere es un Modelo Digital del Terreno (MDT), en formato vectorial TIN (*Trianguled Irregular Network*), que se obtiene a partir de las curvas de nivel del terreno y con la ayuda de las herramientas del ArcGIS se crea dicho modelo. De este TIN se extrae los datos geométricos de las secciones transversales.

### 5.3.2 *Esquema de trabajo*

Molero (2013) utiliza el siguiente esquema de trabajo para realizar la modelación con la extensión Hec-GeoRAS y el programa HEC-RAS:

- Un **Pre-Proceso** (trabajo Previo con ArcMap y Hec-GeoRAS), para generar un archivo de importación para HEC-RAS y que contiene información geométrica de las secciones transversales del cauce principal.
- El **Proceso** que consiste en la modelización del flujo con HEC-RAS y generar un archivo de exportación para ArcGis.
- Y un **Post-Proceso** (trabajo Previo con ArcMap y Hec-GeoRAS), que genera los resultados finales: superficies de inundación para cada periodo de retorno.

### 5.3.3 *Condiciones de Fronteras*

Las condiciones de contorno o fronteras son aquellas que definen el comportamiento de un modelo en sus límites, es decir que en una simulación o modelización hidráulica de un tramo de cauce existirán dos condiciones de fronteras: los límites superior e inferior. Las condiciones de fronteras son necesarias para realizar la simulación dentro de un escenario establecido, el cual depende de los métodos de cálculo a emplearse y el régimen de flujo (Oliveras, 2013).

En el programa HEC-RAS se definen las condiciones de contorno tomando en cuenta que la modelización se utiliza en régimen permanente, por lo tanto, se puede definir cuatro tipos distintos de condiciones de contorno, a saber: nivel de agua, calado crítico, calado normal y curva de caudal (Oliveras, 2013).

## **5.4 Parámetros Hidráulicos de Diseño**

### **5.4.1 Secciones Transversales**

En las secciones transversales del río de estudio se definen los parámetros hidráulicos de diseño, que son: el nivel de desbordamiento del río o también llamados *banks*, fondo del río, caudal de diseño, coeficiente de Manning ya sea para la llanura de inundación y para el cauce. Las secciones se deben realizar a cada 100 o 150 metros y con intervalo menor sobre las curvas para visualizar mejor la andadura longitudinal del río (Solano & Vintimilla, 2013).

Para tomar el ancho de las secciones es recomendable generar una dimensión adecuada con respecto al caudal que se requiere simular la inundación, es decir si tenemos un caudal pequeño es suficiente considerar como ancho de la sección, el ancho del cauce visible en el Modelo Digital del Terreno (MDT) y si tenemos un caudal correspondiente a los periodos de retorno de 200 años o mayor es necesario realizar el ancho de la sección mucho mayor al del cauce del río, ya que si se realiza una sección muy estrecha el resultado del programa va hacer una sección completamente sumergida sin llegar a ninguna conclusión relevante.

### **5.4.2 Caudal de Modelamiento**

Los caudales que se utilizan en la simulación son los calculados en la sección 3.8.3 para los periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años, el cual corresponde al caudal acumulado entre el caudal de descarga de la presa Poza Honda y el caudal del área de estudio en la parroquia de Colón (Ver Tabla 48 ).

### **5.4.3 Coeficiente de Rugosidad de Manning ( $n$ )**

El coeficiente de rugosidad es utilizado en la simulación de HEC-RAS el mismo que utiliza la ecuación de Manning para el cálculo de flujos uniformes por canales abiertos y de superficie. Sin embargo, para determinar este coeficiente existe dificultad ya que no existe un método exacto para seleccionar el valor de “ $n$ ”. El valor del coeficiente “ $n$ ” es muy variable y depende de ciertos factores como son: la rugosidad de la superficie, irregularidades del cauce, alineamiento del canal, vegetación, depósitos, obstrucciones, nivel y caudal, transporte de fondo, etc. (Chow V. , 1983).

Para calcular el coeficiente de rugosidad de Manning, existen tablas que muestran los valores típicos para un determinado canal, así como numerosas fórmulas para expresar este coeficiente en función de los diámetros de las partículas (Solano & Vintimilla, 2013).

Chow (1983) presenta un método para el cálculo del coeficiente de Manning el cual es el “Método de Cowan”, este método se desarrolló a partir del reconocimiento de varios factores primordiales que afectan este coeficiente.

- **Método de Cowan (Chow, 1959)**

Este método se lo realiza bajo estimaciones de varios factores que influyen en el valor del coeficiente de rugosidad, los cuales se debe tener en cuenta y son los siguientes:

Según Ponce (2008) los factores son:

- Aspereza del lecho y de las paredes.
- Presencia de vegetación y cambio estacionales de está.
- Irregularidad del Cauce, principalmente en el perímetro mojado o variaciones de forma, tamaño, etc. A lo largo del canal.
- Alineamiento del canal (curvas).
- Tendencia al embancamiento o a la socavación.
- Obstrucciones.
- Tamaño y forma del canal.
- Cambios de niveles y caudales que hacen participar riberas de inundación generalmente más rugosas que el canal principal.
- Presencia de material sólido en suspensión o arrastrado por el fondo.

El método de Cowan propone la siguiente ecuación donde toma en cuenta el efecto provocado por estos factores mencionados anteriormente para el cálculo de coeficiente “n” de un cauce.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \times m \quad (5.10)$$

Donde:

$n_0$ : Valor de  $n$  para un canal recto, uniforme, y liso en los materiales naturales.

$n_1$ : Corrección por irregularidades del perímetro mojado a lo largo del tramo.

$n_2$ : Corrección por variación de forma y de dimensiones de las secciones.

$n_3$ : Corrección por obstrucción: troncos, rocas, etc.

$n_4$ : Corrección por presencia de vegetación.

$m$ : Factor que mide la frecuencia de meandros o curvas.

Los valores apropiados de  $n_0$ ,  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$ ,  $n_4$  y  $m$  recomendados por Chow (1983) de acuerdo con las condiciones dadas son los que se muestra en la Tabla 51.

**Tabla 51.**  
***Coefficientes de rugosidad de Manning (n) para método de Cowan***

Condiciones del canal		Valores	
Material Involucrado	Tierra		0,02
	Corte en roca	n0	0,025
	Grava Fina		0,024
	Grava Gruesa		0,028
Grado de Irregularidad	Suave		
	Menor	n1	0,005
	Moderado		0,01
	Severo		0,02
Variaciones de la sección transversal	Gradual		
	Ocasionalmente alternante	n2	0,005
	Frecuentemente alternante		0,010-0,015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante		0
	Menor	n3	0,010-0,015
	Apreciable		0,020-0,030
	Severo		0,040-0,060
Vegetación	Baja		
	Media	n4	0,010-0,025
	Alta		0,025-0,050
	Muy alta		0,050-0,10
Grado de los efectos por meandros	Menor		
	Apreciable	m	1,15
	Severo		1,30

Fuente: (Chow V. , 1983, pág. 105)

Para determinar los factores que involucran el valor del coeficiente de rugosidad nos basamos en el estudio de impacto ambiental llamado "Dragado del río Portoviejo y Disposición

Final de Sedimentos" realizado en el año 2014, el cual realizaron un estudio del río Portoviejo teniendo información de suelos, de vegetación, secciones etc. (Ministerio del Ambiente Manabi [MAE] , 2014)

Para el factor  $n_0$  el material involucrado del río Portoviejo según el Ministerio del Ambiente de Manabí (MAE, 2014) dice “en todo el tramo el tramo del río Portoviejo hay presencia de sedimento limo arcilloso con poca presencia de arena. Existe arena gruesa en el cantón Santa Ana y arena fina en los cantones Portoviejo y Rocafuerte”. Por lo tanto según la Tabla 51 el material del río de estudio se toma como Tierra y su valor es de 0,02.

Para el factor  $n_1$  el grado de irregularidad depende de la sinuosidad del río, la cual se encuentra descrito en el capítulo en la sección 2.5.9, tiene un valor de 1,26. Por lo tanto el grado es moderado y su valor de  $n_1$  es 0,01.

Para el factor  $n_2$  la variación de la sección transversal del río Portoviejo según MAE (2014) dice “el río Portoviejo, a lo largo de la trayectoria, en ciertos tramos, presenta una variedad de amplitudes en su sección transversal”. De tal manera es ocasionalmente alternante, la variación de las secciones transversales en el tramo de estudio, y toma  $n_2$  un valor de 0,005.



**Figura 54.** Fotografía satelital de Google Earth de un tramo del río aguas arriba y aguas abajo del sector de estudio.

Fuente: (Google Earth Pro, 2016)

Para determinar los factores  $n_3$ ,  $n_4$  y  $m$  se utilizó el programa Google Earth Pro el cual utiliza imágenes satelitales del sector tomadas del año 2016, donde se puede observar detalladamente la vegetación, existencias de obstrucciones y zonas marcadas por inundaciones. En la **Figura 54** se observa una fotografía satelital de Google Earth donde al lado izquierdo nos muestra un tramo del río aguas arriba y el lado derecho nos muestra un tramo de río aguas abajo del sector de estudio.

Según la **Figura 54** se obtiene los valores de los factores  $n_3$ ,  $n_4$  y  $m$ , como se observa se tiene características diferentes tanto para aguas arriba como aguas abajo, por lo tanto los valores se encuentran detallados en la Tabla 52.

**Tabla 52.**  
*Valores de los factores  $n_3$ ,  $n_4$  y  $m$  para aguas arriba y aguas abajo del río Portoviejo*

Factores de “n”	Valor Aguas Arriba	Valor Aguas Abajo
$n_3$	0	0
$n_4$	0,030	0,008
$m$	1,00	1,15

Una vez obtenidos los valores de todos los factores de “n” se procede a realizar el cálculo con la ecuación (5.10) del método de Cowan. En la Tabla 53 se muestra el valor del coeficiente de rugosidad de Manning para el tramo de estudio del río Portoviejo, este valor se divide en aguas arriba y aguas abajo de la zona estudio, donde aguas arriba se toma un tramo desde la cota 100 msnm hasta la cota 60 msnm y para aguas abajo es un tramo desde la cota 60 hasta la cota 40 msnm.

**Tabla 53.**  
*Valor del coeficiente de rugosidad de Manning “n” para el tramo de estudio del río Portoviejo*

Factores de “n”	Aguas Arriba (100-60)msnm	Aguas Abajo (60-40)msnm
$n_0$	0,020	0,020
$n_1$	0,010	0,010
$n_2$	0,005	0,005
$n_3$	0,000	0,000
$n_4$	0,025	0,008

Continúa →

m	1,000	1,150
<b>n</b>	<b>0,060</b>	<b>0,049</b>

#### 5.4.4 *Coefficiente de Contracción y Expansión*

La contracción o expansión de un cauce debido a los cambios en la sección transversal produce una pérdida de energía, dicha pérdida se genera dentro de cada tramo es decir entre dos secciones contiguas y se valora mediante la aplicación de coeficientes. El programa HEC-RAS utiliza estos coeficientes que deben ser especificados en el editor de datos de la sección transversal y para calcular la pérdida de energía debido a la transición multiplica los coeficientes por el valor absoluto de la diferencia de velocidades entre dos secciones. (Engineers U.A Hidrology Engineering Center, 2016)

En la Tabla 54 se muestran los valores para los coeficientes de pérdida que son recomendados el manual de usuario del HEC-RAS.

**Tabla 54.**  
*Coefficientes de contracción y expansión*

TIPO	CONTRACCIÓN	EXPANSIÓN
Transiciones graduales	0,1	0,3
Secciones de puentes	0,3	0,5
Transiciones abruptas	0,6	0,8

Fuente: (Engineers U.A Hidrology Engineering Center, 2016)

### 5.5 *Desarrollo del proceso de modelación aplicando Hec-GeoRAS*

Para generar la modelación de inundaciones en HEC-RAS se lo realiza en tres etapas que se denominan: Pre-proceso, Proceso y Post-Proceso. Es necesario utilizar una extensión para ArcMap llamada Hec-GeoRAS como se mencionó en la sección 5.3, el mismo que se utilizará en la etapa primera y tercera del proceso de modelamiento y la segunda etapa que es el “Proceso” se utiliza el programa HEC-RAS que es la modelación hidráulica de la cuenca de estudio.

#### 5.5.1 *Pre-Proceso de Modelamiento*

Para el pre-proceso de modelamiento es necesario disponer de la extensión Hec-GeoRAS y del modelo digital de terreno del río de Portoviejo. Para la descarga de la extensión debe ser la

misma versión que la del ArcGIS. El modelo digital de terreno fue procesado anteriormente en la sección 3.1.1 utilizando la información cartográfica del geo portal del Instituto Geográfico Militar (IGM).

Una vez instalado la extensión Hec-GeoRAS, se inicia el pre-proceso hidráulico que se trata de introducir datos geométricos, los mismo que se encuentran en la barra de herramientas de la extensión, en la opción *RAS Geometry* en la herramienta *Create RAS Layers*.

- **Digitalización del eje del cauce del río, Banks y el Flowpath**

Se empieza dibujando el eje del río con la herramienta *Stream Centerline* ubicada en el menú *RAS Geometry*, iniciando desde el punto de control aguas arriba y terminando en el punto aguas abajo donde se requiere realizar el control de inundaciones. Una vez que finaliza la edición de la capa del eje del río es necesario nombrar la misma, entonces para nombrar la capa, se toma la opción *Assign RiverCode and ReachCode to River* que se encuentra en la barra de herramientas de la extensión HEC-geoRAS (Molero, 2013).

- **Digitalización de los bancos del río (BANKS LINES)**

La digitalización de la capa *Banks Lines* sirve para diferenciar el canal principal del río de las zonas de inundación o desbordamiento y permite distinguir las áreas de, flujo derecho e izquierdo del eje central del río (Venkatesh, 2016).

De la misma manera que se dibujó el eje del río se procede a realizar los bordes del río o “banks” mediante la herramienta *Bank Lines*. Es recomendable simplemente para mantener una metodología ordenada, dibujar los bancos desde aguas arriba hacia aguas abajo, empezando por el lado izquierdo y concluyendo en el derecho. Para dibujar se debe considerar el caudal normal del cauce, es decir, marcar las zonas por donde regularmente el nivel del agua llega en épocas normales y no en épocas de inundación.

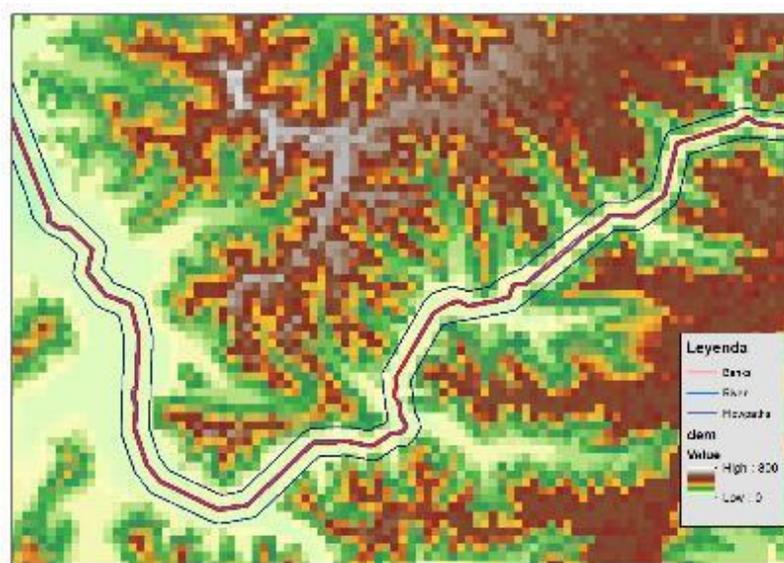
- **Digitalización de los circuitos de flujo (FLOW PATH CENTERLINES)**

Los “Flowpath” son centroides de las zonas por donde se prevé que circulará el flujo de agua a un tiempo de periodo determinado y contiene tres tipos de líneas: desbordamiento izquierdo, derecho y central. Estas líneas sirven en el modelamiento para determinar las longitudes de alcance

de inundación aguas abajo entre las secciones transversales, el canal principal y las áreas bancarias (Venkatesh, 2016).

Se realiza el trazo de los *Flow Path* de igual manera que las dos capas anteriores, en este caso se utiliza la herramienta *Flow Path Centerlines*. Es necesario caracterizar y clasificar cada Flowpath es decir, el flujo del cauce principal, el flujo en el banco izquierdo y el banco derecho, para el cual se utiliza la herramienta *Assign Line Type Attributes*. (Molero, 2013)

En la **Figura 55** se muestra dibujado el eje del río, los banks y los flowpaths de la zona de estudio.



**Figura 55.** Dibujo del río, los Banks y flowpaths del tramo del río Portoviejo utilizando la extensión Hec-GeoRAS

- **Digitalización de las Secciones Transversales**

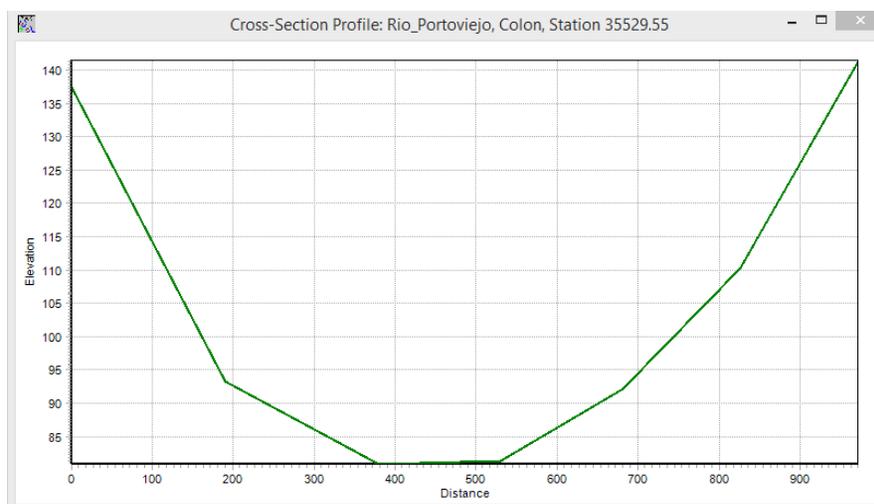
Se realiza secciones transversales a lo largo del tramo del río Portoviejo utilizando la herramienta *Construct XS Cut Lines* que está ubicada en la pestaña *RAS Geometry*. Para el dibujo de los diferentes perfiles trasversales hay que tener en consideración los siguientes puntos: 1) se debe digitalizar perpendicularmente a la dirección del flujo; 2) Se debe considerar la capacidad de la posible inundación para dibujar cada uno de los perfiles; 3) se debe dibujar de izquierda a derecha, referenciándose hacia aguas abajo del río; 4) las líneas de las secciones no deben cruzarse entre ellas. Se pueden graficar las secciones que se desee a lo largo del tramo de río. (Venkatesh, 2016)



**Figura 56.** Secciones transversales creadas en el tramo de estudio del río Portoviejo utilizando la extensión Hec-GeoRAS

Para el presente proyecto se realizó 86 secciones transversales a lo largo del tramo del río Portoviejo a intervalos de cada sección aproximadamente de 500 m de distancia. La **Figura 56** se muestra las secciones transversales creadas en el tramo de estudio del río Portoviejo.

Para visualizar las secciones transversales que fueron dibujadas se utiliza la herramienta *Plot Cross Section*. En la **Figura 57** se aprecia una sección transversal del río Portoviejo en el tramo de estudio en la estación 35529,55.



**Figura 57.** Esquema de la sección transversal del río Portoviejo en la estación 35529,55.

- **Generación del cauce y secciones transversales en 3D**

Para exportar la información a HEC-RAS se necesita tener la información en 3D, es decir añadir la topología y elevación al cauce generando capas en tres dimensiones. Con anterioridad el eje del cauce, los Banks, los Flowpaths y las secciones transversales se deben generar utilizando la extensión Hec-GeoRAS (Molero, 2013).

Para generar la información de cada elemento en 3D se utiliza las herramientas *Stream Center Line Attributes* y *XS Cut Line Attributes* respectivamente, el cual añade información automáticamente a cada elemento generando capas en tres dimensiones. (Molero, 2013)

- **Exportar a HEC-RAS**

Para finalizar el Pre-Proceso se realiza la exportación de la información 3D del cauce y las secciones transversales desarrolladas en el ArcGIS, el cual se utiliza la herramienta *Export RAS Data*. Con esto, se procede a continuar con la siguiente fase del proceso de modelamiento en el HEC-RAS.

### 5.5.2 *Proceso de Modelamiento*

Creando la digitalización de la geometría, es decir realizado el Pre-Proceso, se procede a importar en el HEC-RAS la información topográfica como el río, los bancos y los perfiles del tramo de estudio.

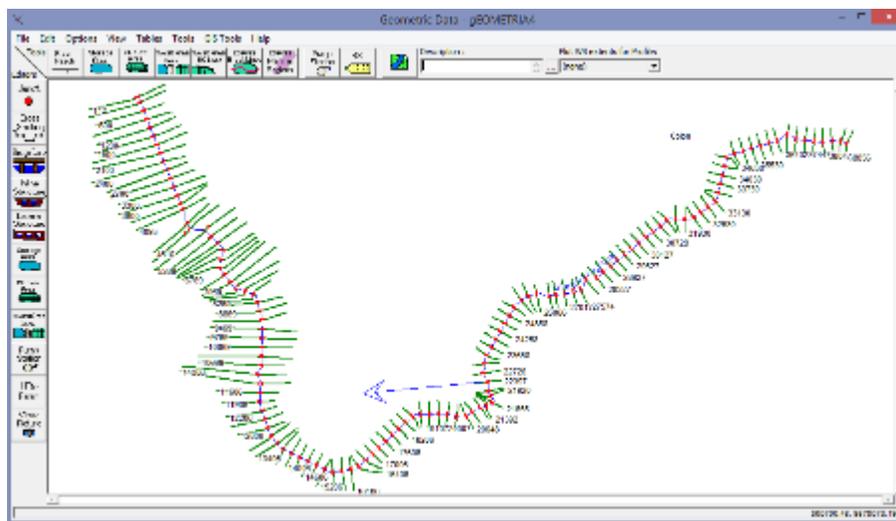
Primero es necesario crear un proyecto, el cual involucra el desarrollo de una serie de archivos de datos que se asocian a un determinado sistema fluvial. Para eso se despliega de la barra de menú la opción *File* y escogemos *New Project*, donde se le asigna la dirección que se va a guardar el proyecto y el nombre. Es recomendable que los nombres que se guarden de los archivos que se crearan a futuro no sean muy extensos para evitar errores.

- **Introducción de datos geométricos**

Una vez creado el proyecto, el primer paso es introducir los datos geométricos del río de estudio. Se abre la ventana *Geometric Data* y se importa el archivo generado anteriormente en Hec-geoRAS, mediante la opción *File* se abre la pestaña *ImportGeometry Data* y se selecciona *Gis Format*. Posteriormente se elige las unidades *US Customary units*, se comprueba los datos de la

pestaña *River Reach Stream Line* y finalmente en la pestaña *Cross Sections and IB Nodes* es necesario redondear el número que identifica las secciones (pestaña RS).

En la **Figura 58** se muestra importado la geometría del río Portoviejo, las secciones transversales y los bancos, además se muestra la dirección de flujo.



**Figura 58.** Importación de la geometría del río Portoviejo, las secciones transversales y los bancos

Es importante fijarse en las coordenadas que se importó la geometría, es decir verificar que coincidan con las que se tiene en el ArcGIS, para el cual se observa en la ventana en lado inferior derecha.

#### – Introducción del coeficiente de rugosidad de Manning

Para la introducción del coeficiente de Manning se abre la pestaña *Tables* y se selecciona la opción *Manning's or k values*, en la ventana que aparece se debe ingresar el valor de n para cada sección. Para el presente estudio se calculó dos valores del coeficiente (Ver sección 5.4.3), para la sección de la cota 100 hasta la 60 msnm (sección desde 38856 hasta 17606) se tomó un valor de 0,06 y las secciones restantes un valor de 0,049.

En la **Figura 59** se muestra la tabla del coeficiente de Manning ingresado en el HEC-RAS para el río Portoviejo

	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
65	19707	n	0.06	0.06	0.06
66	19407	n	0.06	0.06	0.06
67	19107	n	0.06	0.06	0.06
68	18806	n	0.06	0.06	0.06
69	18506	n	0.06	0.06	0.06
70	18206	n	0.06	0.06	0.06
71	17906	n	0.06	0.06	0.06
72	17606	n	0.06	0.06	0.06
73	17306	n	0.049	0.049	0.049
74	17006	n	0.049	0.049	0.049
75	16706	n	0.049	0.049	0.049
76	16406	n	0.049	0.049	0.049
77	16106	n	0.049	0.049	0.049
78	15806	n	0.049	0.049	0.049
79	15506	n	0.049	0.049	0.049
80	15206	n	0.049	0.049	0.049
81	14906	n	0.049	0.049	0.049
82	14606	n	0.049	0.049	0.049
83	14306	n	0.049	0.049	0.049
84	14006	n	0.049	0.049	0.049
85	13706	n	0.049	0.049	0.049
86	13406	n	0.049	0.049	0.049
87	13106	n	0.049	0.049	0.049
88	12806	n	0.049	0.049	0.049

**Figura 59.** Tabla del coeficiente de Manning ingresado en el HEC-RAS para el tramo del río Portoviejo

En el módulo *Cross Section* se puede ingresar directamente todos los valores relacionados a la geometría de las secciones. En Solano y Vintimilla (2013) explica las partes que tiene el modulo:

- **Cross Section X-Y Coordinates:** Esta opción contiene las cotas y distancias que definen cada punto del fondo de la sección transversal.
- **Downstream Reach Lenghs:** Ingresar las distancias que existen entre cada sección. Hay tres casilleros (LOB, Channel y ROB) que corresponden al área izquierda de la zona de inundación, el eje del río y al área derecha.
- **Manning's Values:** Se ingresa el valor de Manning para cada área ((LOB, Channel y ROB).
- **Main Channel Banks Sections:** Se ingresa de cierta forma los bordes típicos del cauce.
- **Cont/Exp Coefficients:** Son los coeficientes de expansión y contracción, por defecto se usan valores de 0,1 y 0,3 respectivamente (Ver sección 5.4.4).

Finalizado el ingreso de la geometría se guarda todos los datos, para continuar con el modelamiento en flujo permanente.

- **Modelamiento del Flujo Permanente**

Para ingresar los datos del caudal en flujo permanente, se escoge la pestaña *Edit* y seleccionamos la opción *Steady Flow Data*. En la ventana que abre ingresamos los datos de caudales para los periodos de retorno de 10,25,50,100 y 500 años calculados en la sección 3.8.3, en este caso como se tiene cinco datos de caudales se coloca en la opción *Edit number of Profile* el número de datos a ingresar.

Luego se ingresa las condiciones de borde que son necesarias en la simulación hidráulica, para se elige en la opción *Reach Boundary Conditions*. Para este caso se utilizará un flujo mixto por tal razón se ingresan las condiciones tanto aguas arriba como aguas abajo. Para aguas abajo se tomó la condición de borde de profundidad normal (Normal Depth) el cual se trata de la pendiente del cauce, para el río Portoviejo tiene 0,0098.

Una vez ingresado los datos para el modelo del flujo permanente se procede a guardar los datos, y finalmente se realiza la corrida de la simulación.

- **Corrida de la simulación**

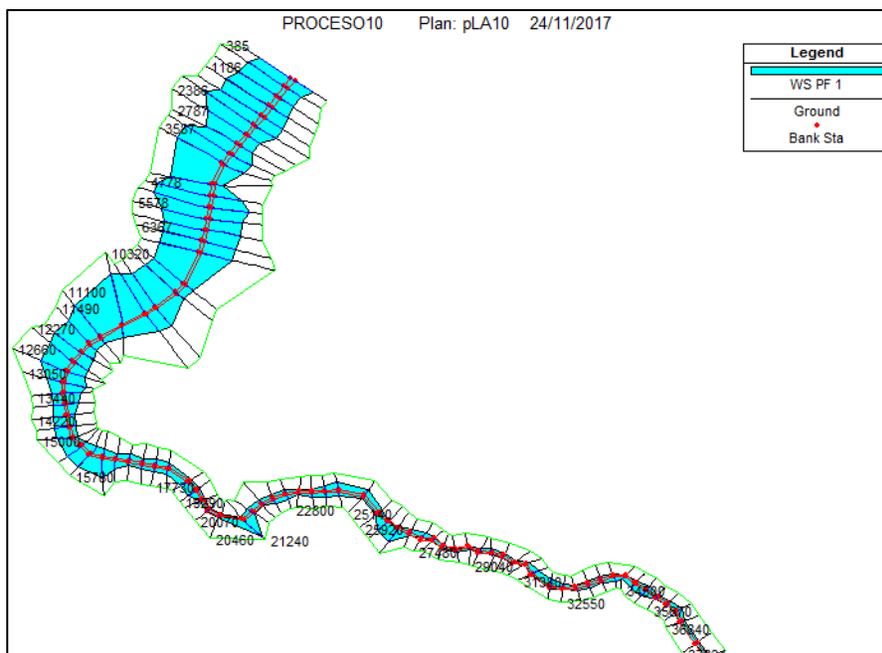
En la barra de herramientas de la ventana principal seleccionamos la opción *Run* y escogemos *Steady Flow Analysis* (análisis de flujo permanente). En la ventana escogemos la opción *Mixed* y se procede a la corrida del programa para revisar las zonas inundadas.

Una vez corrida la simulación con la geometría y los datos hidráulicos, se obtiene los datos de salida, que el programa HEC-RAS los despliega como resultados. En la **Figura 60** se muestra la simulación de inundación para los diferentes periodos de retorno del tramo del río Portoviejo, el cual posteriormente se exporta al ArcGIS para realizar los mapas de inundación generados por el modelamiento.

En resumen, las condiciones utilizadas en el programa para los diferentes tiempos de retorno del tramo del río Portoviejo se utilizó las siguientes para el modelamiento hidráulico:

- **Flujo:** Flujo no Permanente y régimen Mixto.
- **Condición Aguas Abajo:** Pendiente de Fricción aguas abajo (Normal Depth) de 0,0098.

- **Condición Aguas Arriba:** Se estimó la energía específica donde la altura del flujo es igual a la altura crítica (Critical Depth).
- **Rango Valores de Manning:** [0,06 y 0,049]



**Figura 60.** Simulación de inundación para los diferentes periodos de retorno del tramo del río Portoviejo

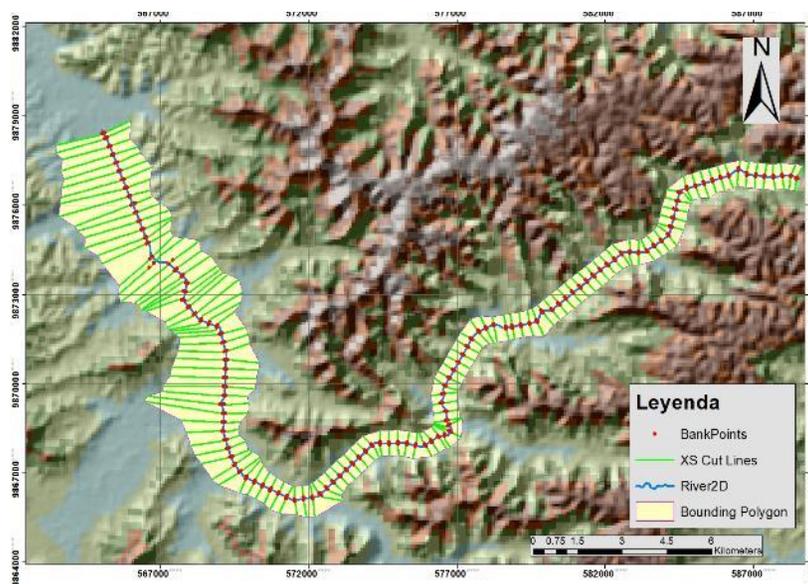
### 5.5.3 Post-Proceso de Modelamiento

Una vez realizado el Proceso de modelamiento se procede a importar los resultados obtenidos en HEC-RAS al programa de ArcGIS, para realizar los mapas de inundación y analizar las áreas vulnerables en el sector de Colón. Es necesario transformar el archivo de HEC-RAS en formato *sdf* a formato *xml* con la herramienta llamada *Convert RAS Export SDF to XML* ubicada en la barra de la extensión de HEC-GeoRAS.

A continuación, se procede a importar el modelo al ArcMap, para el cual se escoge la opción *RAS Mapping* y seleccionamos la herramienta *Layer Setup*, el cual se abre una ventana donde se carga el archivo creado anteriormente en formato XML y de igual forma el modelo digital del terreno (DEM), el mismo que se trabajó en el Pre-Proceso,

Se exportan al ArcGIS las capas del modelamiento realizado en HEC-RAS que son: las secciones transversales, el eje del río, los bordes del río y ficheros vectoriales BP (Bounding Polygons), este ultimo Molero (2013) define como la superficie máxima de ocupación de las secciones transversales.

En la **Figura 61** se muestra la exportación de las capas de las secciones transversales, el eje del río, los bordes del río (Banks) y los ficheros vectoriales BP para el tramo de estudio del río Portoviejo.



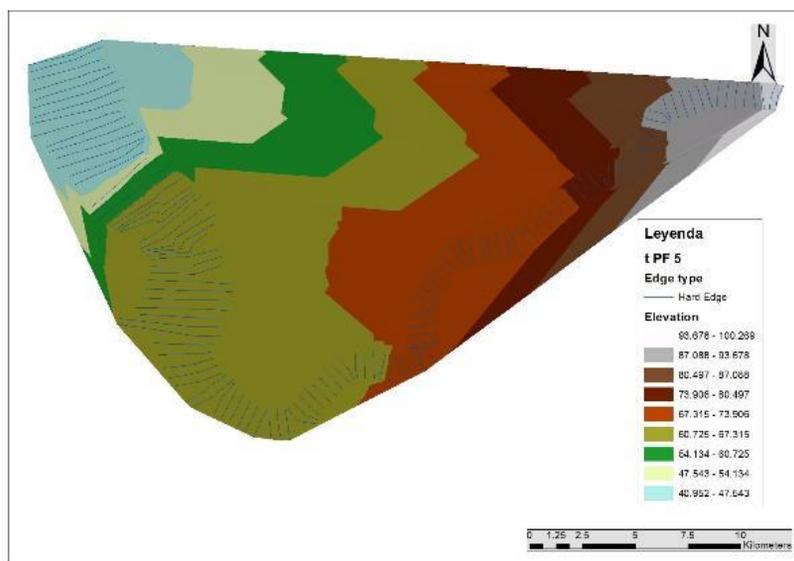
**Figura 61.** Capas de exportación de HEC-RAS del tramo del río Portoviejo de la zona de estudio Colón

Posteriormente en la opción *Inundation Mapping* se escoge la herramienta *Water Surface Generation*, el cual se escogen los perfiles que se han importado, en este caso son cinco perfiles uno por cada tiempo de retorno. Esta herramienta interpola los perfiles en forma de TIN y crea uno diferente para cada perfil.

En la **Figura 62** se muestra la creación de un TIN de las secciones para un tiempo de retorno de 500 años del tramo de estudio del río Portoviejo.

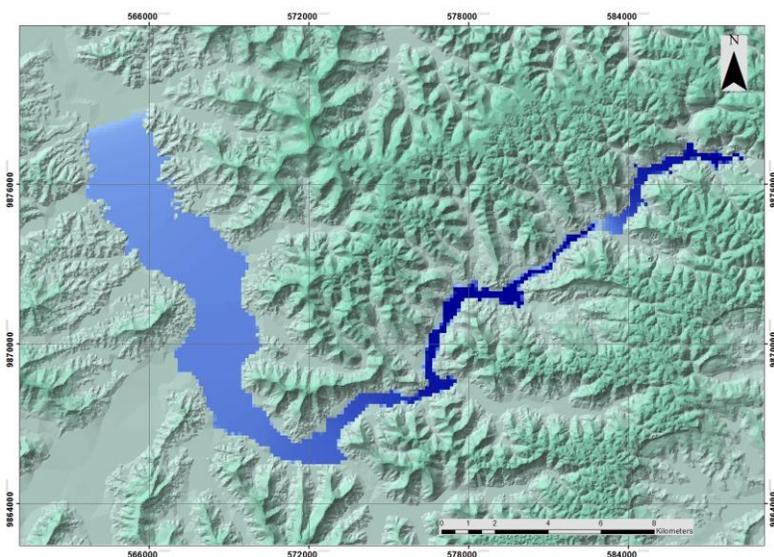
Una vez creado los perfiles en un archivo TIN, se procede a crear un GRID de las áreas de inundación, para el cual se escoge la herramienta *Floodplain Delineation Rasters* que se encuentra en la opción de *Inundation Mapping*. Se selecciona los mismos perfiles mencionados anteriormente

y como resultado determina varios niveles de profundidad por pixeles y los polígonos de la prolongación de las aguas para cada periodo de retorno.



**Figura 62.** Creación de un TIN de las secciones para un tiempo de retorno de 500 años del tramo de estudio del río Portoviejo.

En la **Figura 63** se muestra un mapa cartográfico que simula la inundación para un periodo de retorno de 500 años del tramo de estudio del río Portoviejo, se observa que los sectores de Santa Ana, Estancia vieja, El Cadi y Colón se encuentran afectadas por el polígono de inundación.



**Figura 63.** Simulación de la inundación para un periodo de 500 años del tramo de estudio del río Portoviejo

## CAPÍTULO VI

### 6 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

#### 6.1 Resultados en HEC-RAS

En este punto se indica los resultados de la modelación hidráulica del tramo de estudio del río Portoviejo realizado en el programa HEC-RAS 5.0.3 para los tiempos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años. Se especifica a continuación las condiciones para el modelamiento que se utilizó:

- **Flujo:** Flujo no Permanente y régimen Mixto.
- **Condición Aguas Abajo:** Pendiente de Fricción aguas abajo (Normal Depth) de 0,0098.
- **Condición Aguas Arriba:** Se estimó la energía específica donde la altura del flujo es igual a la altura crítica (Critical Depth).
- **Rango Valores de Manning:** [0,06 y 0,049]

En el programa HEC-RAS una vez corrido el modelo hidráulico se obtienen diferentes resultados los cuales son: gráficos, tabulares y listados de avisos. Este último permite realizar un análisis más crítico de la simulación y del modelo. Los resultados tabulares se presentan en el Capítulo VII: ANEXOS Y MAPAS. Los resultados gráficos están compuestos por las secciones transversales, perfil longitudinal del río, gráficos de velocidades, simulación de inundación etc., y se mencionan a continuación:

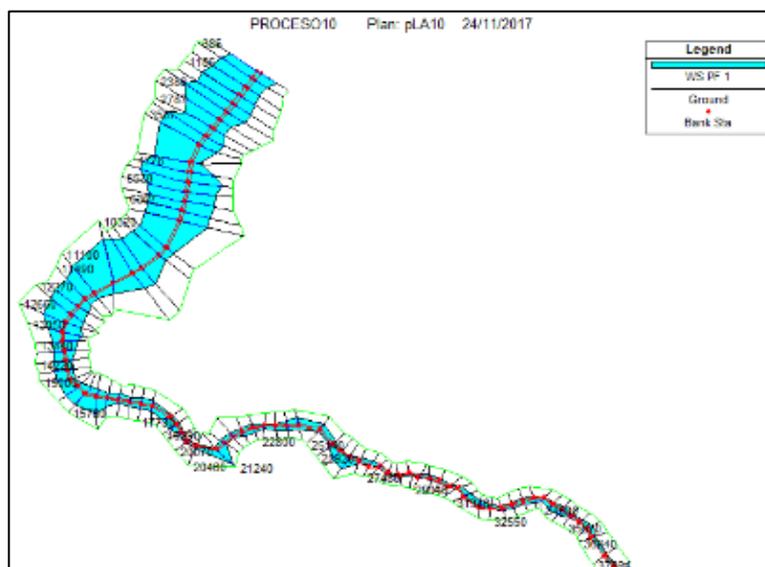
Para realizar el análisis de resultados, se consideró diferentes zonas por las que el río Portoviejo transita y que son parte de estudio del presente proyecto, por lo tanto, las zonas son Santa Ana, Lodana, Estancia Vieja, El Cadi y Colón.

#### 6.1.1 Resultados para Tiempo de retorno 10 años

Los resultados obtenidos para el periodo de retorno de 10 años del tramo de estudio en el río Portoviejo con un caudal máximo de 332,3 m<sup>3</sup>/s son los siguientes:

- **Simulación de inundación**

En la **Figura 64** se muestra la simulación de la mancha de inundación a lo largo del río Portoviejo para un periodo de retorno de 10 años y muestra cómo se desborda por los extremos del río.

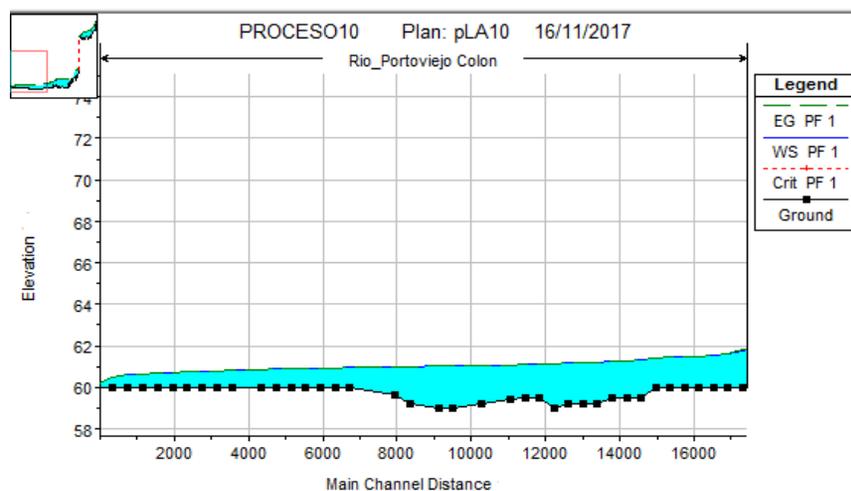




**Figura 65.** Velocidades con respecto a la longitud del tramo de estudio para un tiempo de retorno de 10 años

- **Altura de Agua:**

Los resultados de la altura de agua se pueden visualizar en las secciones transversales o en el perfil longitudinal del río. En la **Figura 66** se muestra el perfil longitudinal del río con la altura de agua para un periodo de retorno de 10 años.



**Figura 66.** Perfil longitudinal del río con la altura de agua para 10 años de los sectores Colón, Estancia Vieja, El Pollo, Lodana, y Santa Ana.

- Para el sector de Lodana que va desde la abscisa 10+320 hasta la abscisa 11+100 el agua llega a 1,05 m de altura.
- Para el sector de El Pollo que va desde la abscisa 7+600 hasta la abscisa 7+980 el agua llega a 0,97 m de altura.
- Para el sector de Estancia Vieja que va desde la abscisa 4+379 hasta la abscisa 5+578 el agua llega a 0,89 m de altura.

- Para el sector de El Cadi que va desde la abscisa 2+386 hasta la abscisa 3+587 el agua llega a 0,80 m de altura.
- Para el sector de Colón que va desde la abscisa 0+000 hasta la abscisa 1+986 el agua llega a 0,69 m de altura.

- **Régimen del flujo:**

Se observa en la **Figura 66**, que el tramo presenta una pendiente muy suave por lo tanto, el flujo en este sector es de régimen subcrítico es decir el número de Froude menor a 1 ( $Fr < 1$ ). En la **Figura 67** se observa el número de Froude correspondiente a cada sección transversal a lo largo del tramo del río Portoviejo para el tiempo de retorno de 10 años.



**Figura 67.** Número de Froude correspondiente a cada sección transversal a lo largo del tramo del río Portoviejo para el tiempo de retorno de 10 años.

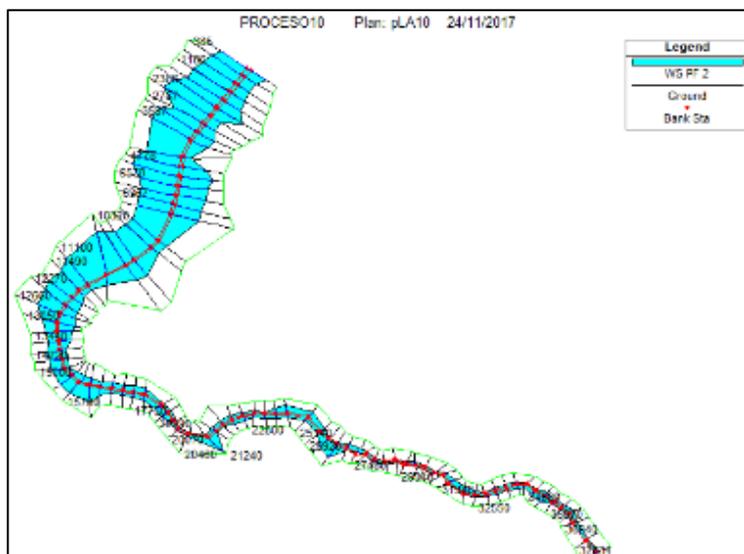
Se observa en la **Figura 67** a lo largo de la distancia del río principal que el número de Froude es menor a 1, por lo tanto se coincide con el análisis anterior de la pendiente suave, el flujo de régimen es subcrítico.

### 6.1.2 Resultados para Tiempo de retorno 25 años

Los resultados obtenidos para el tiempo de retorno de 25 años del tramo de estudio en el río Portoviejo con un caudal máximo de 609,65 m<sup>3</sup>/s son los siguientes:

- **Simulación de inundación**

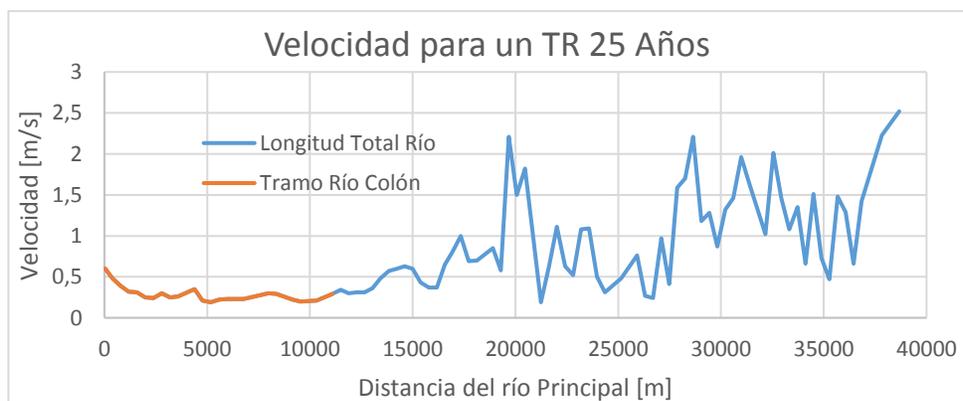
En la **Figura 68** se observa la simulación de área de inundación a lo largo del río Portoviejo para un periodo de retorno de 25 años.



**Figura 68.** Simulación del área de inundación a lo largo del río Portoviejo para un periodo de retorno de 25 años.

- **Velocidades**

En la Figura 69 se muestra las velocidades con respecto a la longitud del tramo de estudio para un tiempo de retorno de 25 años.

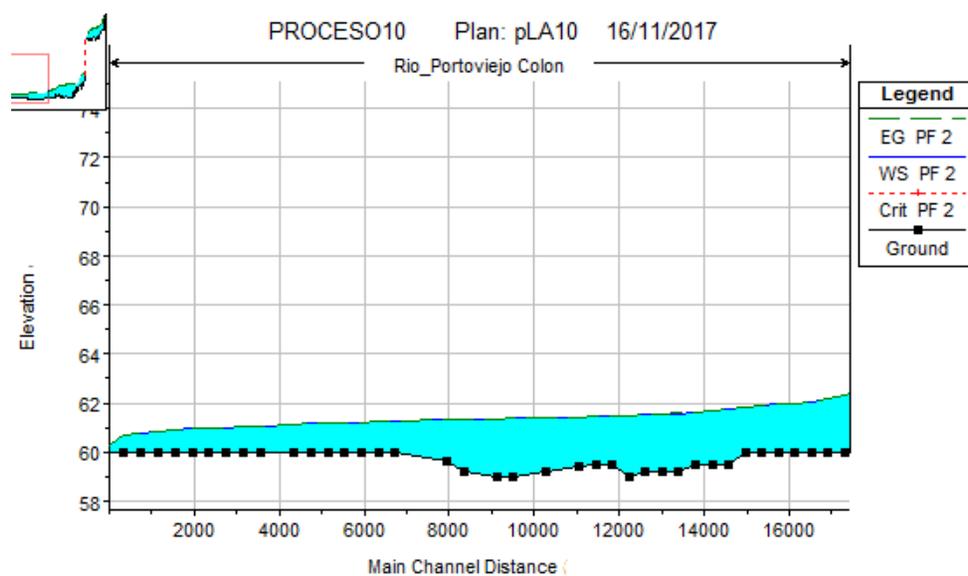


**Figura 69.** Velocidades con respecto a la longitud del tramo de estudio para un tiempo de retorno de 25 años.

En la **Figura 69** desde la abscisa 0+000 hasta la 18+900, tiene una velocidad promedio de flujo de 0,42 m/s. Para el tramo de abscisa 19+290 hasta las 38+580 la velocidad de flujo promedio es de 1,15 m/s.

- **Altura de Agua:**

En la **Figura 70** se muestra el perfil longitudinal del río con la altura de agua para 25 años.



**Figura 70.** perfil longitudinal del río con la altura de agua para 25 años de los sectores Colón, Estancia Vieja, El Pollo, Lodana, y Santa Ana.

En la Tabla 55 se muestra los valores de las alturas de agua para los sectores poblados de la parroquia de Colón para un tiempo de retorno de 25 años.

**Tabla 55.**

*Valores de las alturas de agua para los sectores de la parroquia de Colón para un tiempo de retorno de 25 años.*

Periodo de Retorno 25 años			
Sector	Abscisa		Altura Agua [m]
	Desde	Hasta	
Lodana	10+320	11+100	1,42
El Pollo	7+600	7+980	1,23
Estancia Vieja	4+379	5+578	1,15
El Cadi	2+386	3+587	1,05
Colón	0+000	1+986	0,93

- **Régimen del flujo:**

En la Figura 71 se observa el número de Froude correspondiente a cada sección transversal a lo largo del tramo del río Portoviejo para el tiempo de retorno de 25 años.

Se observa en la **Figura 71** a lo largo de la distancia del río principal que el número de Froude es menor a 1, el flujo es subcrítico.



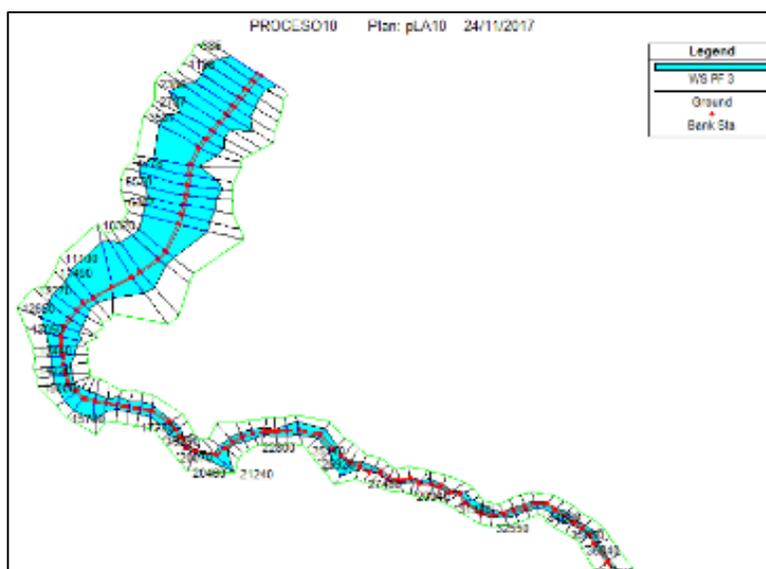
**Figura 71.** Número de Froude correspondiente a cada sección transversal a lo largo del tramo del río Portoviejo para el tiempo de retorno de 25 años.

### 6.1.3 Resultados para Tiempo de retorno 50 años

Los resultados obtenidos para el tiempo de retorno de 50 años del tramo de estudio en el río Portoviejo con un caudal máximo de 808,92 m<sup>3</sup>/s son los siguientes:

- **Simulación de inundación**

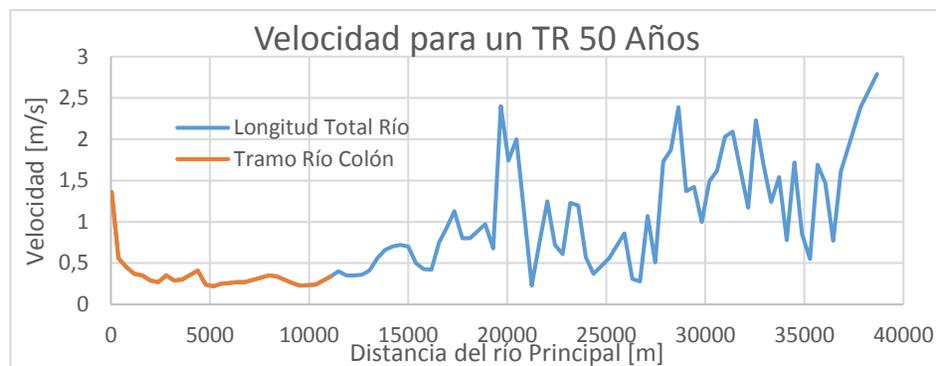
En la **Figura 72** se muestra la simulación de área de inundación a lo largo del río Portoviejo para un periodo de retorno de 50 años.



**Figura 72.** Simulación del área de inundación a lo largo del río Portoviejo para un periodo de retorno de 50 años.

- **Velocidades**

En la **Figura 73** se muestra las velocidades con respecto a la longitud del tramo de estudio para un tiempo de retorno de 50 años.

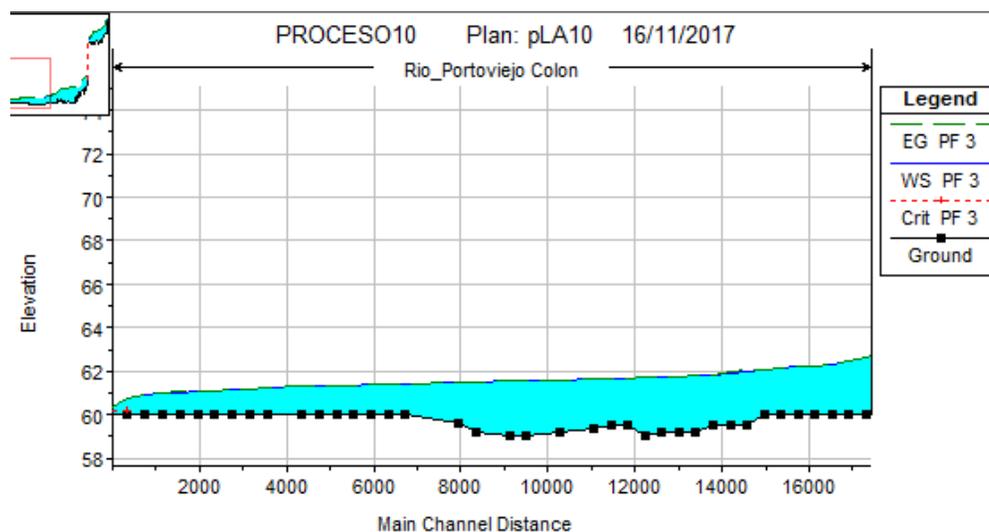


**Figura 73.** Velocidades con respecto a la longitud del tramo de estudio para un tiempo de retorno de 50 años.

En la **Figura 73** desde la abscisa 0+000 hasta la 18+900, tiene una velocidad promedio de flujo de 0,48 m/s. Para el tramo de abscisa 19+290 hasta las 38+580 la velocidad de flujo promedio es de 1,29 m/s.

- **Altura de Agua:**

En la **Figura 74** se muestra el perfil longitudinal del río con la altura de agua para 50 años.



**Figura 74.** Perfil longitudinal del río con la altura de agua para 50 años de los sectores Colón, Estancia Vieja, El Pollo, Lodana, y Santa Ana.

En la Tabla 56 se muestra los valores de las alturas de agua para los sectores poblados de la parroquia de Colón para un tiempo de retorno de 50 años.

**Tabla 56.**

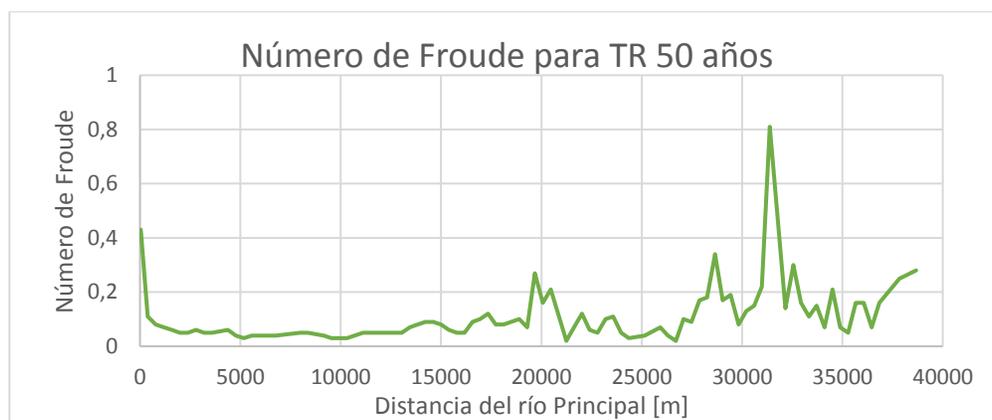
*Valores de las alturas de agua para los sectores de la parroquia de Colón para un tiempo de retorno de 50 años.*

Periodo de Retorno 50 años			
Sector	Abscisa		Altura Agua [m]
	Desde	Hasta	
Lodana	10+320	11+100	1,61
El Pollo	7+600	7+980	1,40
Estancia Vieja	4+379	5+578	1,34
El Cadi	2+386	3+587	1,15
Colón	0+000	1+986	1,05

- **Régimen del flujo:**

En la **Figura 75** se observa el número de Froude correspondiente a cada sección transversal a lo largo del tramo del río Portoviejo para el tiempo de retorno de 50 años.

Se observa en la **Figura 75** a lo largo de la distancia del río principal que el número de Froude es menor a 1, el flujo es subcrítico.



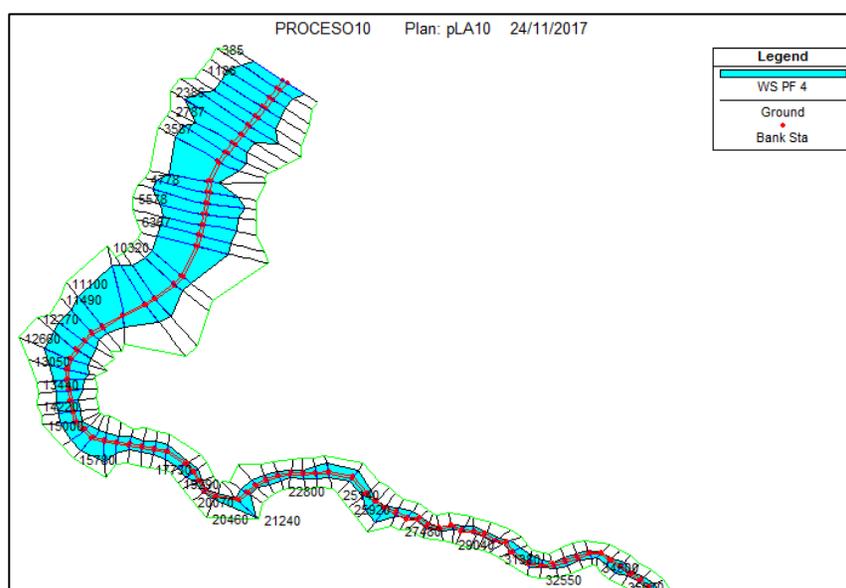
**Figura 75.** Número de Froude correspondiente a cada sección transversal a lo largo del tramo del río Portoviejo para el tiempo de retorno de 50 años.

#### 6.1.4 Resultados para Tiempo de retorno 100 años

Los resultados obtenidos para el tiempo de retorno de 100 años del tramo de estudio en el río Portoviejo con un caudal máximo de 1324,35 m<sup>3</sup>/s son los siguientes:

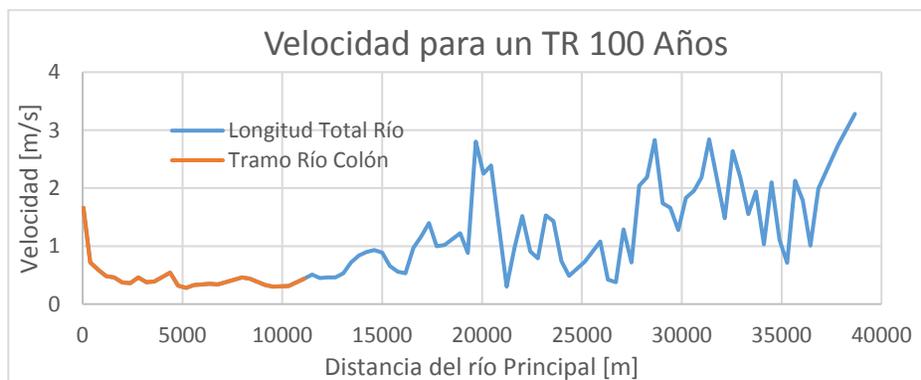
- **Simulación de inundación**

En la Figura 76 se observa la simulación de área de inundación a lo largo del río Portoviejo para un periodo de retorno de 100 años.



**Figura 76.** Simulación del área de inundación a lo largo del río Portoviejo para un periodo de retorno de 100 años.

- **Velocidades**

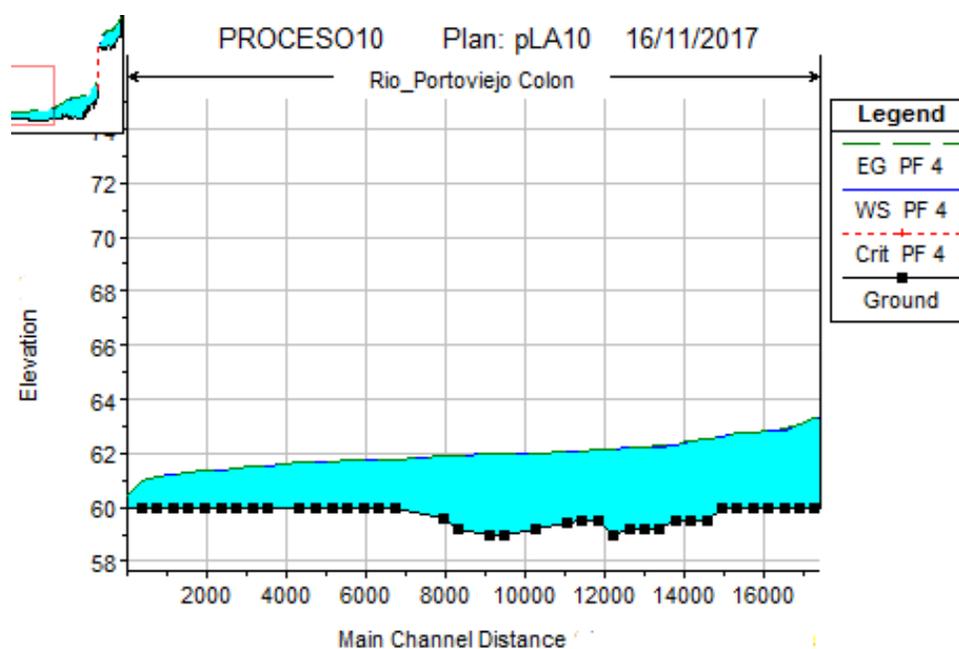


**Figura 77.** Velocidades con respecto a la longitud del tramo de estudio para un tiempo de retorno de 100 años.

En la Figura 77 se muestra las velocidades con respecto a la longitud del tramo de estudio para un tiempo de retorno de 100 años. Desde la abscisa 0+000 hasta la 18+900, tiene una velocidad promedio de flujo de 0,62 m/s. Para el tramo de abscisa 19+290 hasta las 38+580 la velocidad de flujo promedio es de 1,59 m/s.

- **Altura de Agua:**

En la **Figura 78** se muestra el perfil longitudinal del río con la altura de agua para 100 años.



**Figura 78.** Perfil longitudinal del río con la altura de agua para 100 años de los sectores Colón, Estancia Vieja, El Pollo, Lodana, y Santa Ana.

En la Tabla 57 se muestra los valores de las alturas de agua para los sectores poblados de la parroquia de Colón para un tiempo de retorno de 100 años.

**Tabla 57.**

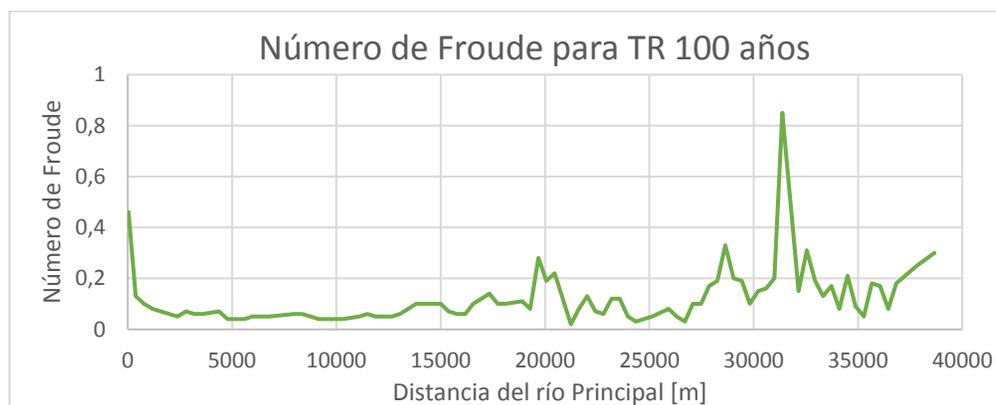
*Valores de las alturas de agua para los sectores de la parroquia de Colón para un tiempo de retorno de 100 años.*

Periodo de Retorno 100 años			
Sector	Abscisa		Altura Agua [m]
	Desde	Hasta	
Lodana	10+320	11+100	2,00

Continúa →

El Pollo	7+600	7+980	1,84
Estancia Vieja	4+379	5+578	1,69
El Cadi	2+386	3+587	1,45
Colón	0+000	1+986	1,30

- **Régimen del flujo:**



**Figura 79.** Número de Froude correspondiente a cada sección transversal a lo largo del tramo del río Portoviejo para el tiempo de retorno de 100 años.

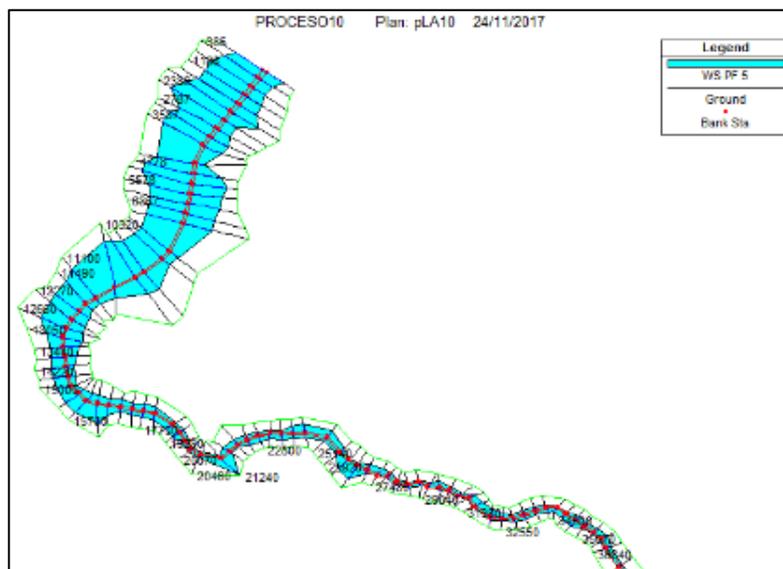
En la **Figura 79** se observa que el número de Froude es menor a 1, es decir el flujo es subcrítico, correspondiente a cada sección transversal a lo largo del tramo del río Portoviejo para el tiempo de retorno de 100 años.

### 6.1.5 Resultados para Tiempo de retorno 500 años

Los resultados obtenidos para el tiempo de retorno de 500 años del tramo de estudio en el río Portoviejo con un caudal máximo de 1915,35 m<sup>3</sup>/s son los siguientes:

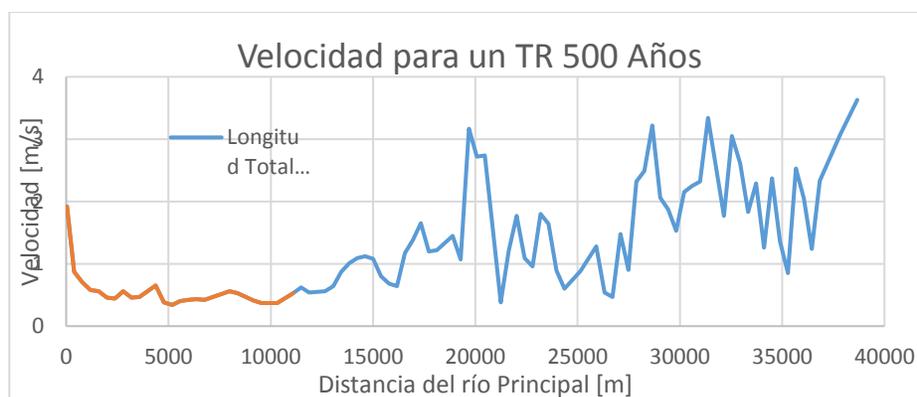
- **Simulación de inundación**

En la **Figura 80** se muestra la simulación de área de inundación a lo largo del río Portoviejo para un periodo de retorno de 500 años.



**Figura 80.** Simulación del área de inundación a lo largo del río Portoviejo para un periodo de retorno de 500 años.

- **Velocidades**

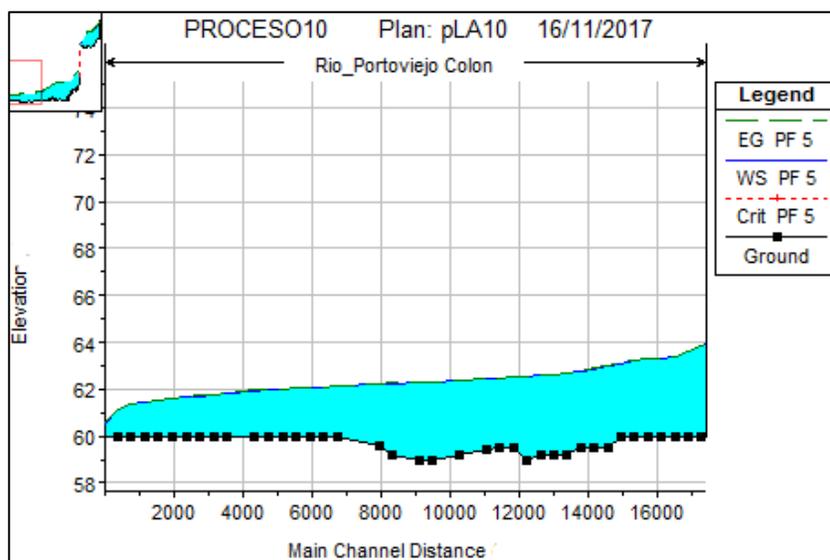


**Figura 81.** Velocidades con respecto a la longitud del tramo de estudio para un tiempo de retorno de 500 años.

En la Figura 81 se muestra las velocidades con respecto a la longitud del tramo de estudio para un tiempo de retorno de 500 años. Desde la abscisa 0+000 hasta la 18+900, tiene una velocidad promedio de flujo de 0,74 m/s. Para el tramo de abscisa 19+290 hasta las 38+580 la velocidad de flujo promedio es de 1,85 m/s.

- **Altura de Agua:**

En la **Figura 82** se muestra el perfil longitudinal del río con la altura de agua para 500 años.



**Figura 82.** perfil longitudinal del río con la altura de agua para 500 años de los sectores Colón, Estancia Vieja, El Pollo, Lodana, y Santa Ana.

En la Tabla 58 se muestra los valores de las alturas de agua para los sectores poblados de la parroquia de Colón para un tiempo de retorno de 500 años.

**Tabla 58.**

*Valores de las alturas de agua para los sectores de la parroquia de Colón para un tiempo de retorno de 500 años.*

Periodo de Retorno 500 años			
Sector	Abscisa		Altura Agua [m]
	Desde	Hasta	
Lodana	10+320	11+100	2,39
El Pollo	7+600	7+980	2,20
Estancia Vieja	4+379	5+578	2,00
El Cadi	2+386	3+587	1,75
Colón	0+000	1+986	1,55

- **Régimen del flujo:**

En la **Figura 83** se observa el número de Froude correspondiente a cada sección transversal a lo largo del tramo del río Portoviejo para el tiempo de retorno de 500 años.



**Figura 83.** Número de Froude correspondiente a cada sección transversal a lo largo del tramo del río Portoviejo para el tiempo de retorno de 500 años.

Se observa en la **Figura 83** a lo largo de la distancia del río principal que el número de Froude es menor a 1, el flujo es subcrítico.

## 6.2 Análisis de Inundaciones

### 6.2.1 Análisis y Mapas de Inundaciones de la Parroquia Colon

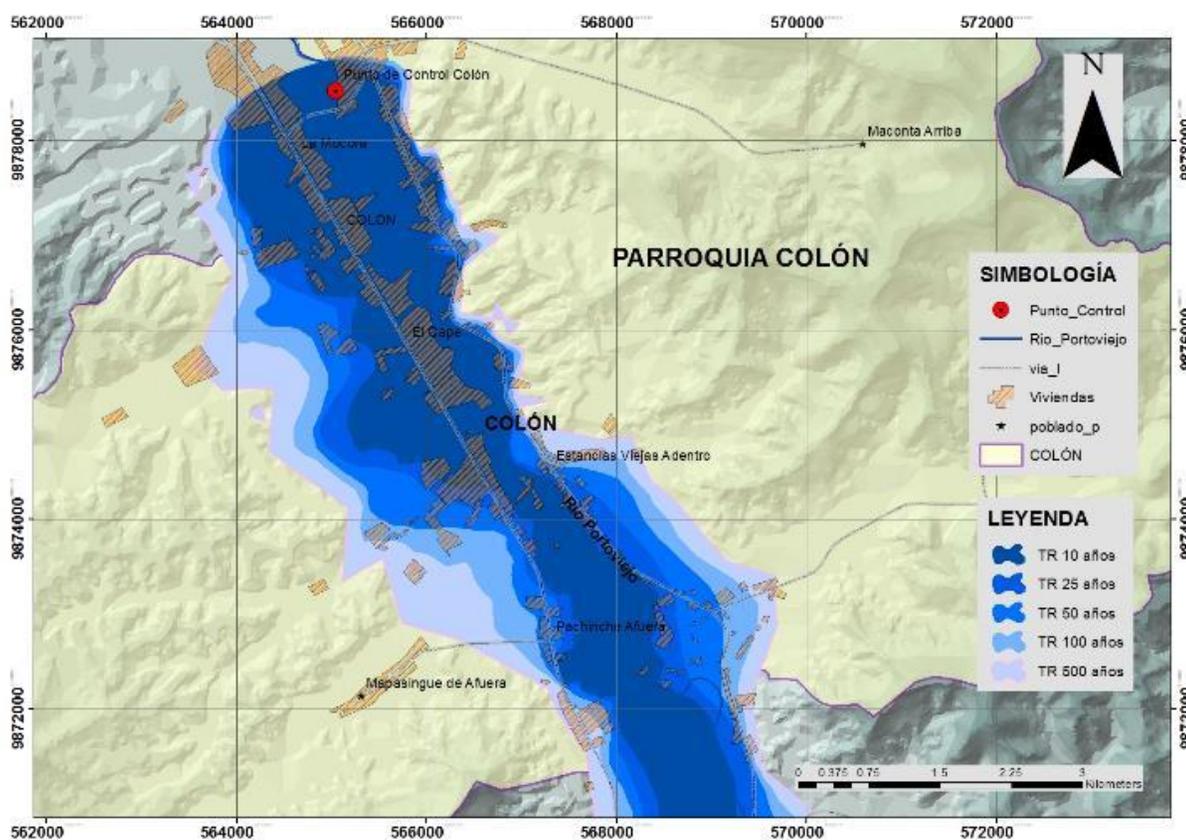
Para el análisis de inundaciones es necesario la generación del modelamiento hidráulico del río Portoviejo, ya que este nos da como resultado la mancha de inundación que genera en la zona de estudio y mediante el uso de información geográfica es posible obtener volúmenes, áreas de flujo y profundidades de flujo como se mencionó anteriormente.

En la Tabla 59 se muestra un resumen de las alturas de inundación según el periodo de retorno de los resultados generados en la simulación de HEC-RAS

**Tabla 59.**  
**Resumen de las alturas de inundación según el periodo de tiempo**

Sector	TR 10 años	TR 25 años	TR 50 años	TR 100 años	TR 500 años
Altura Agua [m]					
Lodana	1,05	1,42	1,61	2,00	2,39
El Pollo	0,97	1,23	1,4	1,84	2,2
Estancia Vieja	0,89	1,15	1,34	1,69	2
El Cadi	0,8	1,05	1,15	1,45	1,75
Colón	0,69	0,93	1,05	1,3	1,55

En el análisis se miden las áreas de la mancha de inundación mediante la herramienta de ArcMap con el polígono exportado desde HEC-RAS y se ubican las zonas que se encuentran inundadas. En la **Figura 84** muestra las manchas de inundación para diferentes periodos de retorno para el sector de estudio en la parroquia de Colón y se observa que la mayor parte de viviendas en la parroquia de Colón se encuentran inundadas para los diferentes periodos de retorno. De igual manera la vía principal que conecta Portoviejo-Santa Ana y algunos cultivos se encuentran cubiertas por las manchas de inundación.



**Figura 84.** Manchas de inundación para diferentes periodos de retorno para el sector de estudio en la parroquia de Colón.

Para conocer el área afectada en la parroquia de Colón se resta el área probable de inundación con el área de río. En la Tabla 60 se muestra el área de la zona afectada por la inundación en la parroquia Colón para los periodos de retorno 10, 25, 50, 100, 500.

**Tabla 60.**

***Área de la zona afectada por la inundación en la parroquia Colón para los periodos de retorno 10, 25, 50, 100, 500.***

TR [Años]	Área Inundada [km <sup>2</sup> ]	Influencia del río [km <sup>2</sup> ]	Zona Afectada [km <sup>2</sup> ]
10	8,453	0,55	7,90
25	10,39	0,55	9,84
50	13,11	0,55	12,56
100	15,54	0,55	14,99
500	18,89	0,55	18,34

Según los resultados obtenidos en el modelamiento hidráulico y datos de eventos anteriores, se considera que estas inundaciones en la parroquia de Colón no son el producto de avenidas fuertes, repentinas y destructivas, ya que estas no fluyen a velocidades altas, por lo tanto, no existe derrumbamientos que hayan sufrido anteriormente las viviendas. Sin embargo, el producto de las zonas inundadas se debe al aumento paulatino del nivel de las aguas del río Portoviejo, que se debe a dos razones: por ciertas características del lugar como planicies deprimidas o zonas de ciénaga y por eventos que modifican el crecimiento del río. Lo eventos que modifican el crecimiento del río pueden ser: Depósito y acumulación de basura en el río, la acumulación de sedimentos arrastrados por el cauce y condiciones prolongadas de fuertes lluvias “Fenómeno del Niño”, o la combinación de los tres.

Las inundaciones que se originan en la parroquia de Colón son de tipo fluvial y pluvial, ya que cuando hay presencia de lluvias intensas, el río Portoviejo se desborda siendo incapaz de conducir el excedente de agua y además el agua queda estancando por horas al ser una superficie plana.

- **Mapas de inundación**

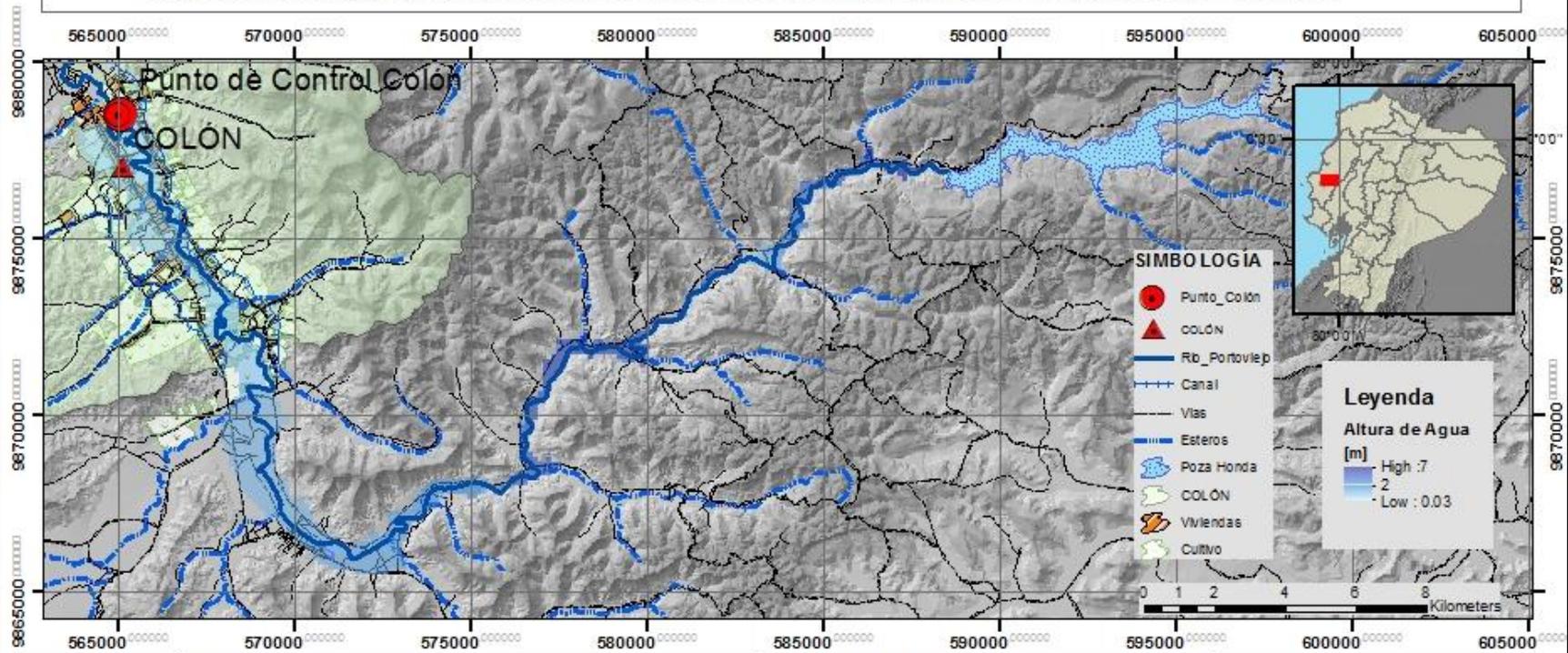
Mediante las manchas de inundación exportados de HEC-RAS, como se mencionó anteriormente, se realizan los mapas de inundación con ayuda del programa ArcGIS, para el cual, se realiza dos mapas diferentes: mapas que contienen el tramo completo del río Portoviejo, es decir desde Poza Honda hasta el punto de control (Colón) y mapas que contienen únicamente el tramo de la parroquia de Colón.

En esta sección se indicarán únicamente los mapas para los periodos de retorno de 10 y 50 años, para los mapas de 25, 100 y 500 años se muestra en el Capítulo VIII: ANEXOS Y MAPAS.

A continuación, se muestra los siguientes mapas de forma consecuyente al listado siguiente:

- Mapa de inundación del río Portoviejo para un periodo de retorno de 10 años
- Mapa de inundación del sector de la Parroquia de Colón para un periodo de retorno de 10 años
- Mapa de inundación del río Portoviejo para un periodo de retorno de 50 años
- Mapa de inundación del sector de la Parroquia de Colón para un periodo de retorno de 50 años

## MAPA DE INUNDACIÓN DEL RÍO PORTOVIEJO PARA UN TIEMPO DE RETORNO DE 10 AÑOS



**PROYECTO:**

ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD A INUNDACIONES DE LA PARROQUIA COLÓN, CANTÓN PORTOMEJO-MANABI

**TÍTULO:**

Mapa de inundación del río Portoviejo del tramo Poza Honda-Colón para un tiempo de retorno de 10 años

**ELABORADO:**

André Aguilar      Santiago Echeverría

**REVISADO:**

Ing. Washigton Sandoval

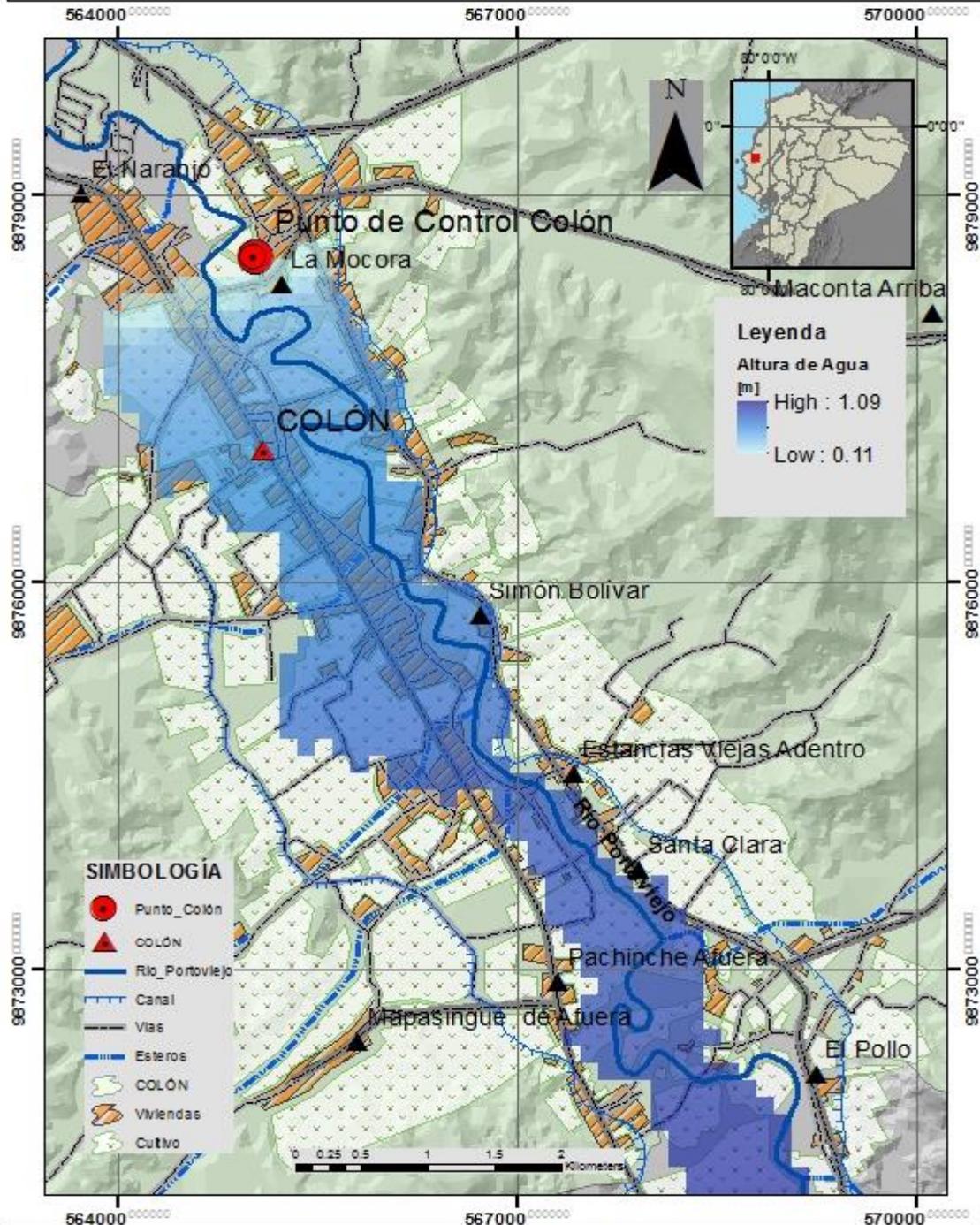
**FECHA:**

DICIEMBRE  
2017

**ESCALA:**

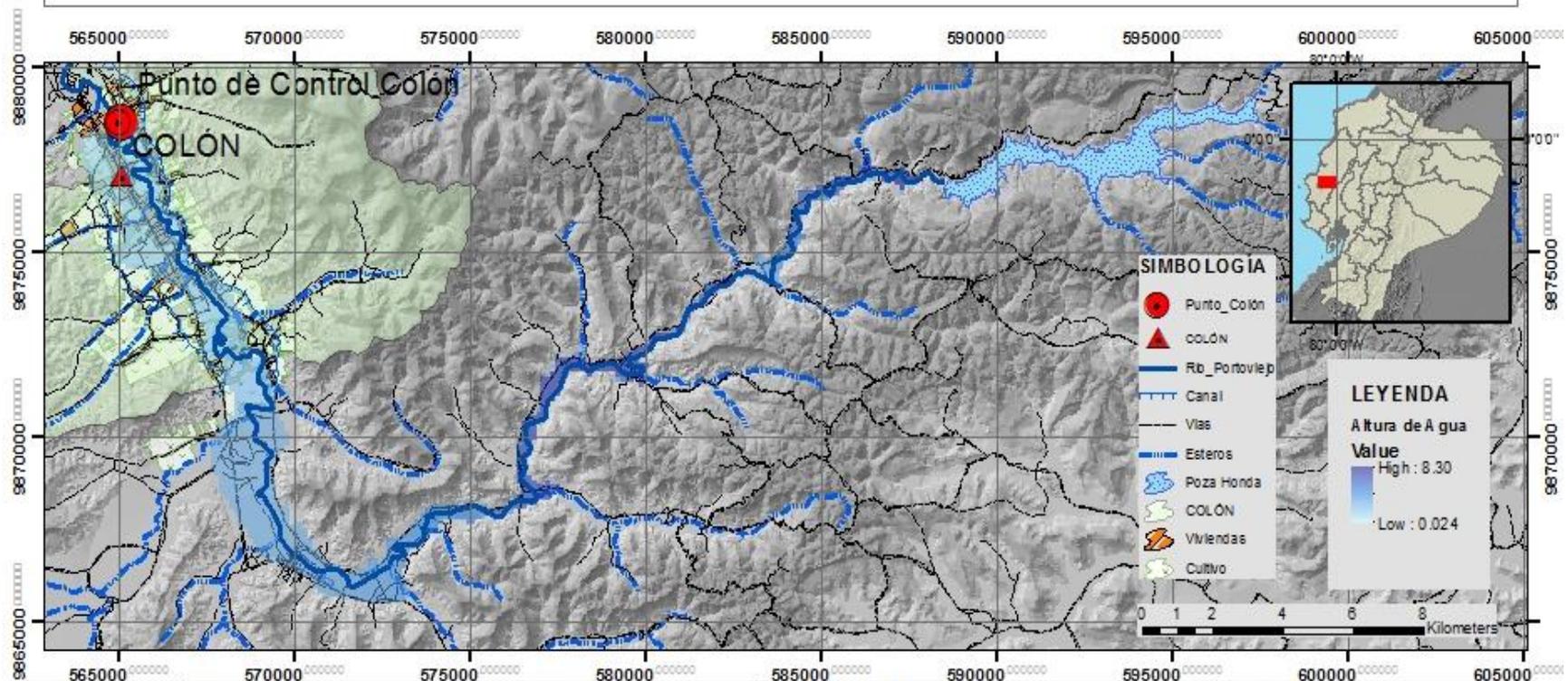
1:180,000  
Sistema de Referencial espacial: WGS84  
Proyección UTM Zona 17 s ur

# MAPA DE INUNDACIÓN DE LA PARROQUIA DE COLÓN PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS



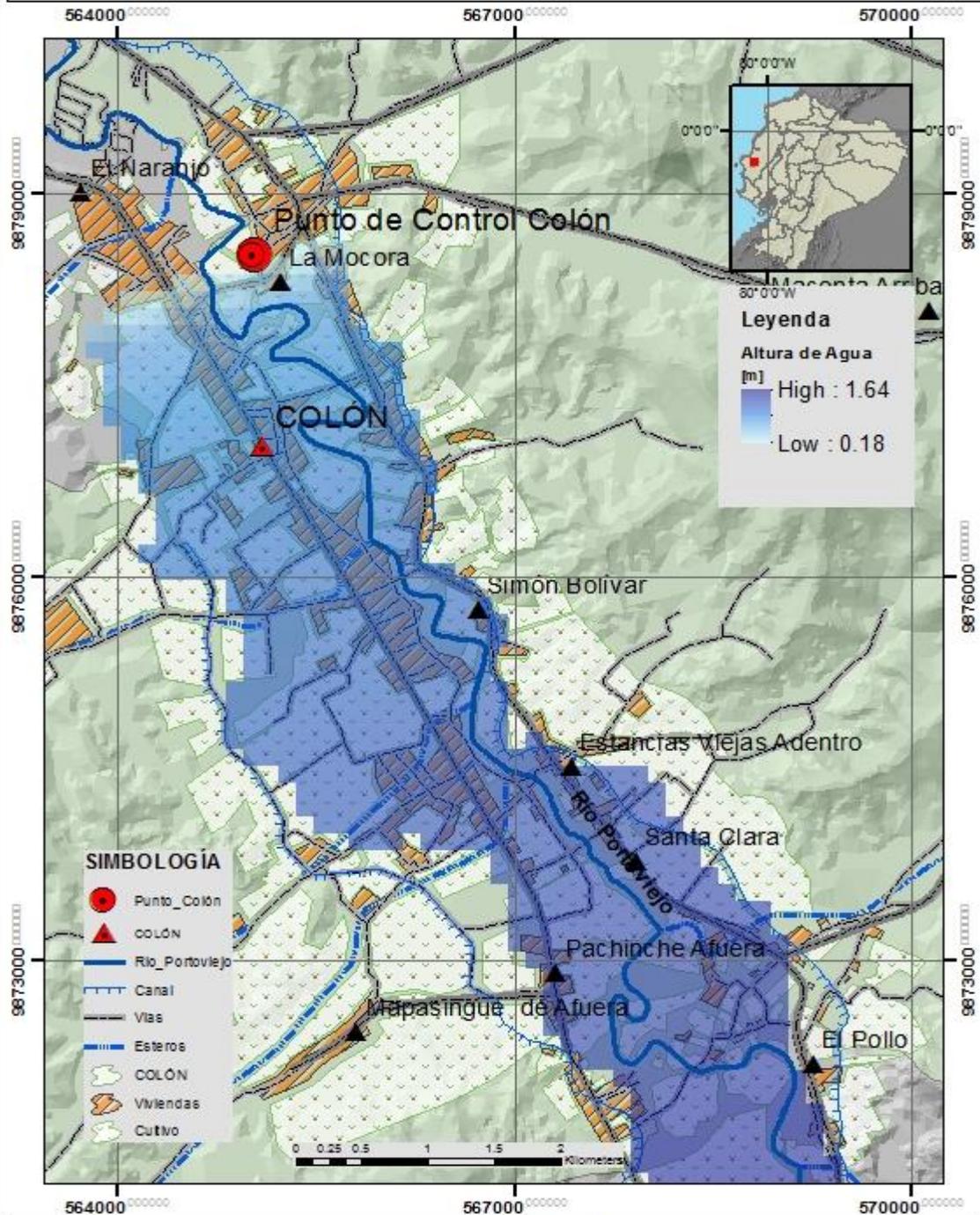
<b>PROYECTO:</b>	<b>ELABORADO:</b>	
ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD A INUNDACIONES DE LA PARROQUIA COLÓN, CANTÓN PORTOVIEJO-MANABI	André Aguilar	
<b>TÍTULO:</b>	Santiago Echeverría	<b>FECHA:</b>
Mapa de inundación del sector de la parroquia de Colón para un periodo de retorno de 10 años		DICIEMBRE 2017
	<b>REVISADO:</b>	<b>ESCALA:</b>
	Ing. Washigton Sandoval	1:50,000
		Sistema de Referencial espacial: WGS84 Proyección UTM Zona 17 SUR

## MAPA DE INUNDACIÓN DEL RÍO PORTOVIEJO PARA UN TIEMPO DE RETORNO DE 25 AÑOS



	<b>PROYECTO:</b>	<b>ELABORADO:</b>	<b>FECHA:</b>
	ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD A INUNDACIONES DE LA PARROQUIA COLÓN, CANTÓN PORTOVIEJO-MANABI	André Aguilar      Santiago Echeverría	DICIEMBRE 2017
	<b>TITULO:</b>	<b>REVISADO:</b>	<b>ESCALA:</b>
	Mapa de inundacion del rio Portoviejo del tramo Poza Honda-Colón para un tiempo de retorno de 25 años	Ing. Washigton Sandoval	1:180,000 Sistema de Refencial espacial: WGS84 Proyección UTM Zona 17 s ur

**MAPA DE INUNDACIÓN DE LA PARROQUIA DE COLÓN PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS**



<b>PROYECTO:</b> ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD A INUNDACIONES DE LA PARROQUIA COLÓN, CANTÓN PORTOVIEJO-MANABÍ	<b>ELABORADO:</b> André Aguilar Santiago Echeverría	<b>FECHA:</b> DICIEMBRE 2017
<b>TÍTULO:</b> Mapa de inundación del sector de la parroquia de Colón para un periodo de retorno de 50 años	<b>REVISADO:</b> Ing. Washigton Sandoval	<b>ESCALA:</b> 1:50,000 Sistema de Referencial espacial: WGS84 Proyección UTM Zona 17 SUR

A continuación, para determinar cuánto va a inundarse la parroquia de Colón con el *Layer vivienda\_final* se considera determinar el área de infraestructura y vivienda que ocupan los residentes de dicha parroquia con la finalidad de medir el porcentaje de afectación a viviendas según cada periodo de retorno. La zona afectada está considerada sin la influencia que tiene el río Portoviejo (Ver Tabla 61).

**Tabla 61.**  
*Viviendas e infraestructura afectadas por la mancha de inundación para diferentes periodos de retorno*

TR [Años]	Zona Afectada [km <sup>2</sup> ]	Vivienda total [km <sup>2</sup> ]	Vivienda total afectada [km <sup>2</sup> ]	Vivienda total afectada [ha]	Vivienda total afectada [%]
10	7,9	3,87	1,82	181,64	46,94
25	9,84	3,87	2,21	220,59	57,00
50	12,56	3,87	2,59	258,77	66,87
100	14,99	3,87	2,85	285,21	73,7
500	18,34	3,87	3,14	314,26	81,21

### 6.3 Amenaza y Riesgo en la parroquia de Colón

#### 6.3.1 Amenaza

Las inundaciones son el tipo de amenaza que ha originado emergencias de manera recurrente no solo en la parroquia de Colón sino en toda la provincia de Manabí. Según el análisis realizado anteriormente estas inundaciones se dan por el desbordamiento del río Portoviejo por precipitaciones intensas y a su vez son claramente perceptibles por las personas que habitan dentro de áreas inundables de esta parroquia.

Según el estudio del Gobierno Descentralizado del Cantón Portoviejo (2009) dice como consecuencia de las inundaciones pasadas, “las emergencias vividas por los habitantes de dichas áreas se han delimitado a evacuar previamente sus hogares y llevar consigo o guardar en lugares altos los objetos que se puedan deteriorar con el agua (muebles y enseres), mientras sus niveles vuelven a bajar”

La zonificación de amenazas en la parroquia de Colón se da mediante el estudio realizado para diferentes periodos de retorno, definida como la probabilidad que se presente un

desbordamiento del río. Mediante el modelo hidráulico realizado en HEC-RAS, se identificó el área inundable cada una de estas son anchos variables, que dependen del tiempo de retorno. El presente proyecto se elabora la zonificación de amenazas para la parroquia de Colón utilizando grados de amenaza que depende de los tiempos de retorno y estos son:

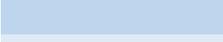
- **Amenaza Muy Alta:** Zona de amenaza delimitada por la mancha de inundación producida por el desborde del río calculado para el caudal máximo de crecida de un periodo de retorno menor o igual a 10 años.
- **Amenaza Alta:** Zona de amenaza delimitada por la mancha de inundación producida por el desborde del río calculado para el caudal máximo de crecida entre los periodos de retorno de 10 y 25 años.
- **Amenaza Media:** Zona de amenaza delimitada por la mancha de inundación producida por el desborde del río calculado para el caudal máximo de crecida entre los periodos de retorno de 25 y 50 años.
- **Amenaza baja:** Zona de amenaza delimitada por la mancha de inundación producida por el desborde del río calculado para el caudal máximo de crecida entre los periodos de retorno de 50 y 100 años.
- **Amenaza muy baja:** Zona de amenaza delimitada por la mancha de inundación producida por el desborde del río calculado para el caudal máximo de crecida entre los periodos de retorno de 100 y 500 años.

Esta zonificación muestra indicativamente el comportamiento de las inundaciones, sus implicaciones y sus posibles opciones de manejo sobre el territorio para los problemas que este fenómeno generará. Entre los posibles problemas que presenta la parroquia están la inundación de las llanuras que ocasiona daños en la vivienda, infraestructura y zonas de producción agropecuaria. El estancamiento del agua genera problemas sanitarios siendo perjudicial para los habitantes, la altura del flujo y la erosión de los bordes del río origina daños en los puentes, colapso de vías, viviendas y daños en áreas productivas.

A continuación se muestra el mapa de amenazas para la parroquia de Colón con sus respectivos grados de amenazas según el tiempo de retorno, para comprender de mejor manera en la Tabla 62 se muestra especificado los rango de amenazas, su grado de calificación, la probabilidad de ocurrencia del fenómeno y los colores que se han colocado en el mapa.

**Tabla 62.**

*Rango de amenazas, grado de calificación, probabilidad de ocurrencia del fenómeno y los colores para el mapa de amenazas de la parroquia de Colón.*

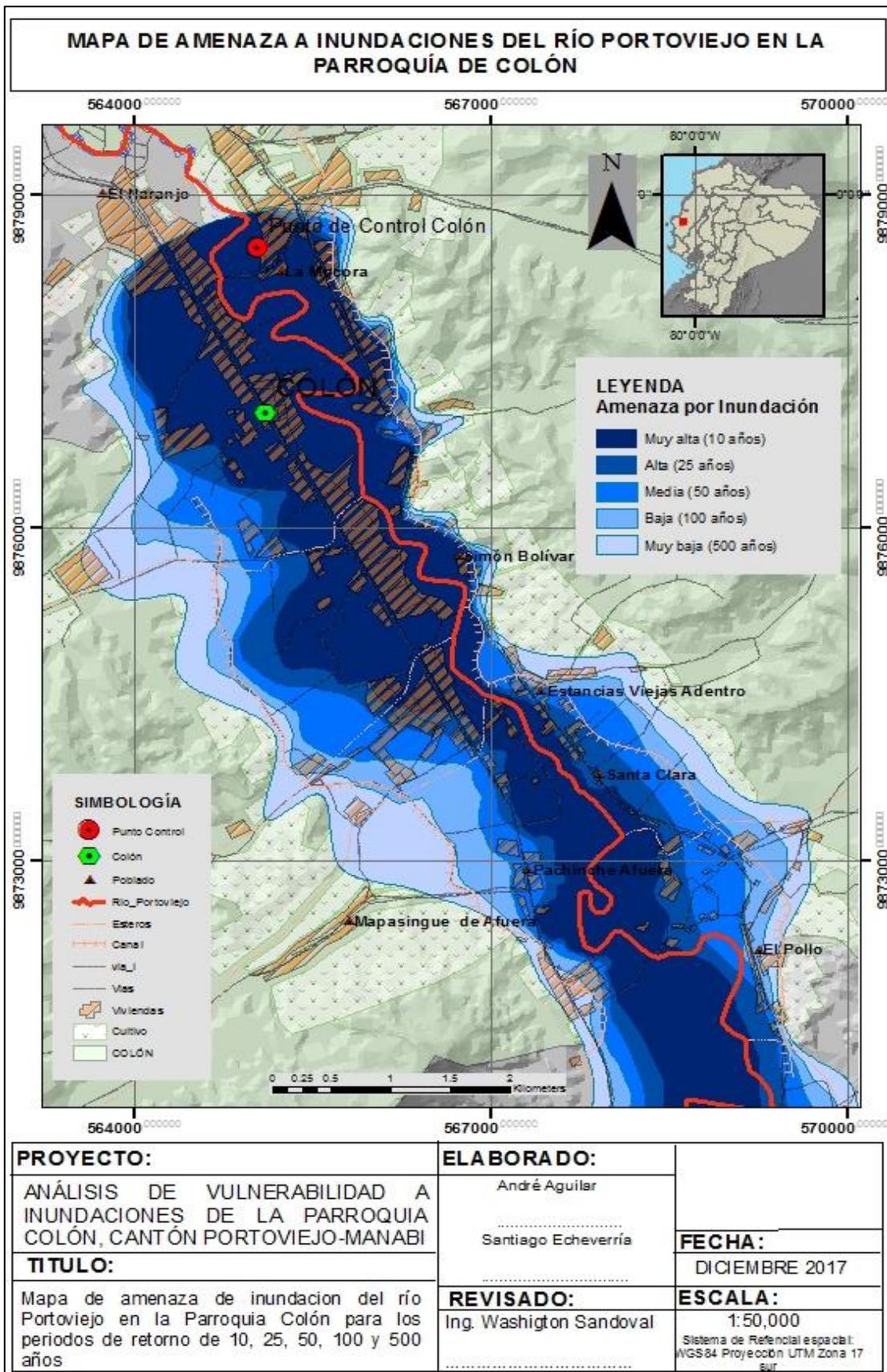
Rangos de TR [Años]	Calificación Amenaza	Probabilidad de Ocurrencia	Colores
10	Muy Alta	10%	
25	Alta	4%	
50	Media	2%	
100	Baja	1%	
500	Muy Baja	0.2%	

En la Tabla 63 se puede diferenciar las áreas afectadas en hectáreas y el porcentaje de amenazas que corresponden al tipo de amenaza.

**Tabla 63.**

*Porcentaje de amenazas de las áreas afectadas según el grado de calificación*

Tipo de Amenaza	Vivienda Total [ha]	Vivienda afectada [ha]	% Amenaza
Muy Alto		181,64	46,94
Alto		38,95	10,06
Media	386,98	38,18	9,87
Baja		26,44	6,83
Muy Baja		29,05	7,51
<b>Total</b>	<b>386,98</b>	<b>314,26</b>	<b>81,21</b>
<b>Total (%)</b>	<b>100%</b>	<b>81,21%</b>	



Se observa en el mapa de amenazas que la población de la parroquia Colón están expuestos a una amenaza muy alta, es decir a una inundación con una probabilidad del 10% que ocurra cada 10 años.

### 6.3.2 Vulnerabilidad

La base para el estudio de la vulnerabilidad se desarrolla en base con dos indicadores, la vulnerabilidad física y vulnerabilidad social.

En el presente trabajo de investigación es necesario solo analizar la vulnerabilidad física (aspecto físico-estructural). El nivel de vulnerabilidad física contempla la exposición de la vivienda frente al evento, estado de la vivienda y fue calificada de alta, media y baja como se explica en la Tabla 64. Las variables que fueron consideradas son: alcantarillado, edificios o residencia y vías.

**Tabla 64**  
*Calificación de la vulnerabilidad*

Clasificación		Descripción
Vulnerabilidad alta		Cuando el porcentaje de exposición supera el 80%
Vulnerabilidad media		Cuando el porcentaje de exposición se encuentra entre el 40-80%
Vulnerabilidad baja		Cuando el porcentaje de exposición se encuentra entre el 0-40%

Los estudios realizados por los estudiantes de la Universidad Técnica de Manabí (2014), sobre la parroquia de Colón; confirmaron “que en la parroquia existen comunidades con problemáticas de infraestructura tanto estructural, vial y sanitario” que exponen a la población a que la amenaza ante inundaciones se convierta en un riesgo latente.

Según Universidad Técnica de Manabí (2014) dieron a conocer los principales problemas y necesidades de las comunidades como:

- **La Mocora**

Es una de las comunidades más cercanas al centro de Colon, y cuenta con los servicios básicos como agua potable, energía eléctrica, alcantarillado, etc. A pesar de que cuenta con las

necesidades básicas, el alcantarillado y agua potable se encuentra en mal estado, las vías carecen de bordillos y no existen áreas de recreación como canchas de fútbol o parques infantiles.

- **Centro de Colón**

Posee un excelente ornamento con calles asfaltadas y limpias, cuentan con todos los servicios básicos y de infraestructura.

- **San Ignacio de Uyola**

Sistema de alcantarillado precario y uno de sus principales problemas, además de las vías de acceso totalmente limitadas por un puente, sin calles y en otros casos falta bordillo y aceras.

- **El Cadí**

No existen calles de asfalto, solo están conformadas por capas de suelo. Sin alcantarillado ni agua potable, e infraestructura antigua y sin control sobre los materiales de construcción.

- **Estancia Vieja**

No cuenta con un alumbrado público eficiente, falta de servicios básicos como agua potable y recolectores de basura, precario sistema vial (vías de tierra sin bordillos ni aceras), falta de transporte público.

- **Pachinche**

No cuentan con alcantarillado ya que las aguas servidas las drenan por medio de pozas sépticas, falta de servicios básicos, sistema vial deteriorado, sin control en materiales de construcción para las viviendas.

- **Mapasingue**

Es de las comunidades con más exposición ante un evento como las inundaciones ya que no cuenta con agua potable y alcantarillado, no existe ordenamiento ni estructura vial, las viviendas del sector registran deterioro extremo y necesita la construcción de parques o zonas de recreación.

En la Tabla 65 se logra apreciar el grado de exposición con respecto las variables consideradas en el análisis de vulnerabilidad de la parroquia de Colón.

**Tabla 65.**  
**Grado de exposición de las comunidades localizadas en la parroquia Colón**

Nombre	Viviendas [%]	Alcantarillado [%]	Vías [%]	Total [%]	Grado de vulnerabilidad
La Mocora	47	18	29	31,33	Alto
Centro Colon	12	8	10	10,00	
San Ignacio	53	35	60	49,33	Medio
El Cadi	66	44	77	62,33	
Estancia Vieja	70	85	58	71,00	Bajo
Pachinche	68	76	82	75,33	
Mapasingue	79	92	87	86,00	

### 6.3.3 Riesgo

El Gobierno Descentralizado del Cantón Portoviejo (2009) afirma que “el riesgo es producto de la dos características analizadas anteriormente, que son la amenaza y vulnerabilidad ya que por separado no generan peligro alguno, pero juntos provocan daños a todo tipo de infraestructura”. Y la magnitud del riesgo siempre está en función de la magnitud de ambas características.

El análisis de riesgo se va a presentar en términos de Escenario de Riesgo, los cuales están desarrollados para cada periodo de retorno. Para diferenciar el nivel de riesgo, se consideró clasificar el riesgo en 3 niveles, Riesgo Bajo, Riesgo Medio y Riesgo Alto. Para 0m a 0,6m de altura para Riesgo bajo, de 0,60m a 1,20m Riesgo medio y Riesgo alto para cuando el nivel supera el 1,20m de altura; como se especifican en la Tabla 66.

**Tabla 66.**  
**Clasificación del Riesgo en la Parroquia Colón**

Clasificación	Descripción
Riesgo alto	Cuando el nivel de inundación supera el 1.2m de altura
Riesgo medio	Cuando el nivel de inundación se encuentra entre 0.6-1.20m de altura
Riesgo bajo	Cuando el nivel de inundación se encuentra entre 0-0.60m de altura

Los mapas de riesgo por inundaciones se encuentran a escala 1:50000 es producto del resultado del nivel a que la inundación actúa en cada periodo de retorno sobre la zona de análisis.

- **Análisis del Riesgo para periodo de retorno de 10 años**

La zona de análisis en la parroquia Colón para un periodo de retorno de 10 años tiene un grado de afectación medio y bajo. En la cual predomina el riesgo medio con alturas comprendidas entre 0,60m y 1,20m como se detalla en la Tabla 67.

**Tabla 67.**  
*Riesgo por inundación para un periodo de retorno de 10 años*

Indicador	Nivel de Riesgo			Total afectación
	Alto	Medio	Bajo	
Área (km2)	0,00	1,40	0,41	1,82
Área (ha)	0,00	140,23	41,41	181,64
Porcentaje	0,00	77,20	22,80	100

- **Análisis del Riesgo para periodo de retorno de 25 años**

La zona de análisis en la parroquia Colón para un periodo de retorno de 25 años tiene un grado de afectación alto, medio y bajo. En la cual predomina el riesgo medio con alturas comprendidas entre 0,60m y 1,20m como se detalla en la Tabla 68.

**Tabla 68.**  
*Riesgo por inundación para un periodo de retorno de 25 años*

Indicador	Nivel de Riesgo			Total afectación
	Alto	Medio	Bajo	
Área (km2)	0,09	1,86	0,25	2,21
Área (ha)	9,49	185,64	25,46	220,59
Porcentaje	4,30	84,16	11,54	100

- **Análisis del Riesgo para periodo de retorno de 50 años**

La zona de análisis en la parroquia Colón para un periodo de retorno de 50 años tiene un grado de afectación alto, medio y bajo. En la cual predomina el riesgo medio con alturas comprendidas entre 0,60m y 1,20m, pero incrementa notablemente el riesgo alto como se detalla en la Tabla 69

**Tabla 69.**  
**Riesgo por inundación para un periodo de retorno de 50 años**

Indicador	Nivel de Riesgo			Total afectación
	Alto	Medio	Bajo	
Área (km2)	0,87	1,49	0,22	2,59
Área (ha)	87,41	149,46	21,90	258,77
Porcentaje	33,78	57,76	8,46	100

- **Análisis del Riesgo para periodo de retorno de 100 años**

La zona de análisis en la parroquia Colón para un periodo de retorno de 100 años tiene un grado de afectación alto, medio y bajo. En la cual predomina el riesgo alto con alturas que superan 1,2m como se detalla en la Tabla 70.

**Tabla 70.**  
**Riesgo por inundación para un periodo de retorno de 100 años**

Indicador	Nivel de Riesgo			Total afectación
	Alto	Medio	Bajo	
Área (km2)	2,34	0,32	0,19	2,85
Área (ha)	233,91	32,00	19,47	285,39
Porcentaje	81,96	11,21	6,82	100

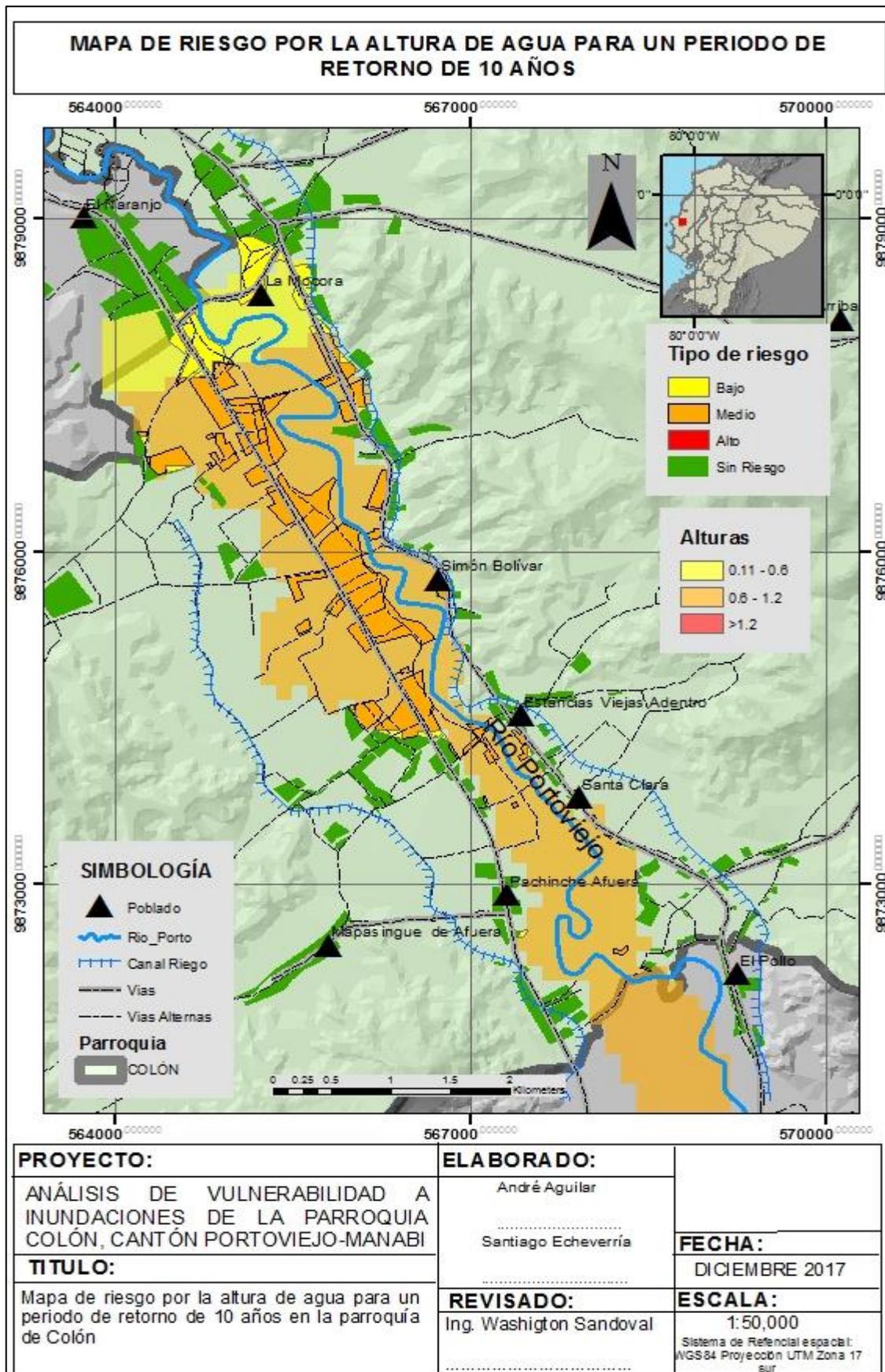
- **Análisis del Riesgo para periodo de retorno de 500 años**

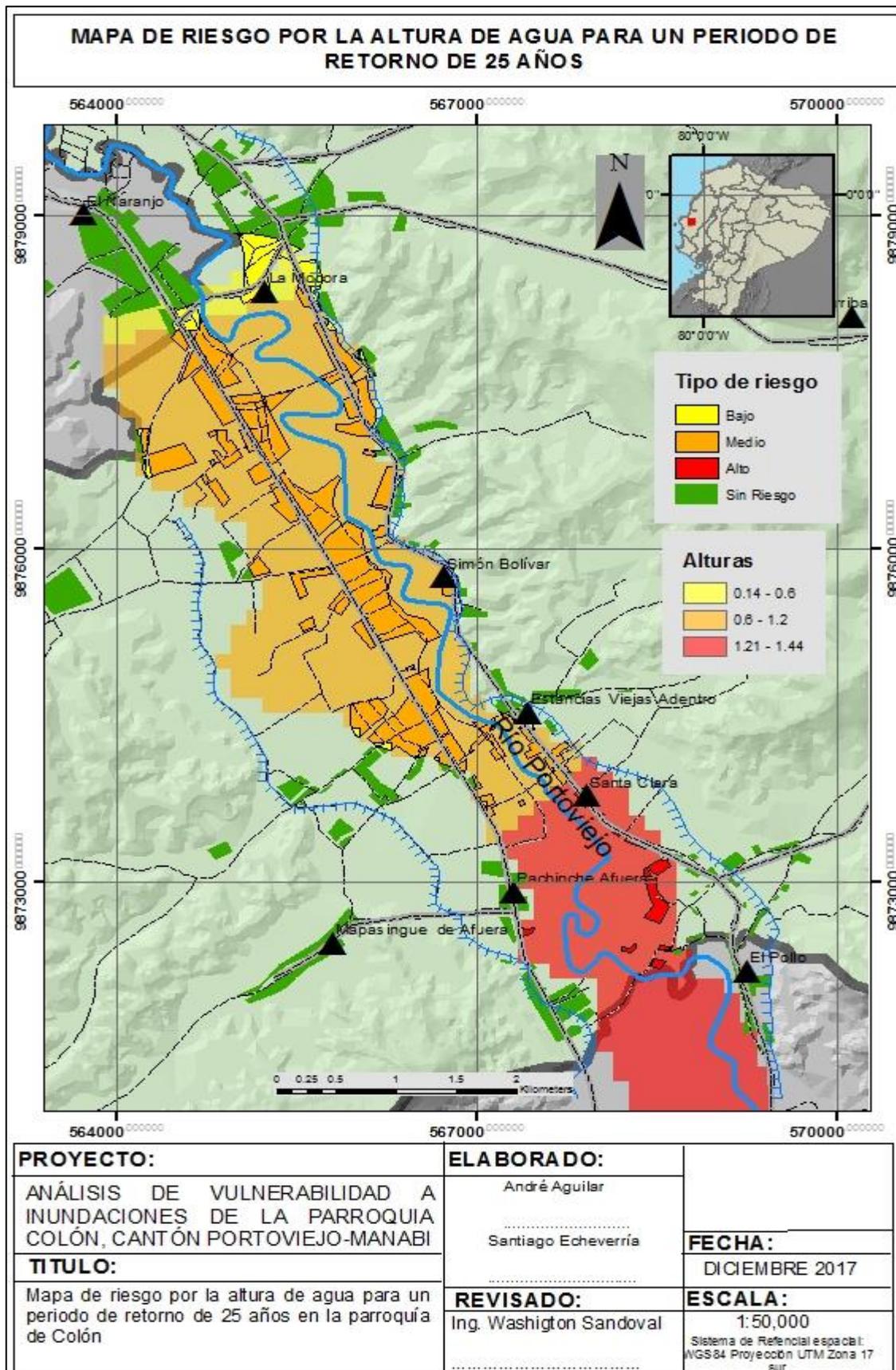
La zona de análisis en la parroquia Colón para un periodo de retorno de 500 años tiene un grado de afectación alto, medio y bajo. En la cual predomina el riesgo alto con alturas que superan 1,2m como se detalla en la Tabla 71.

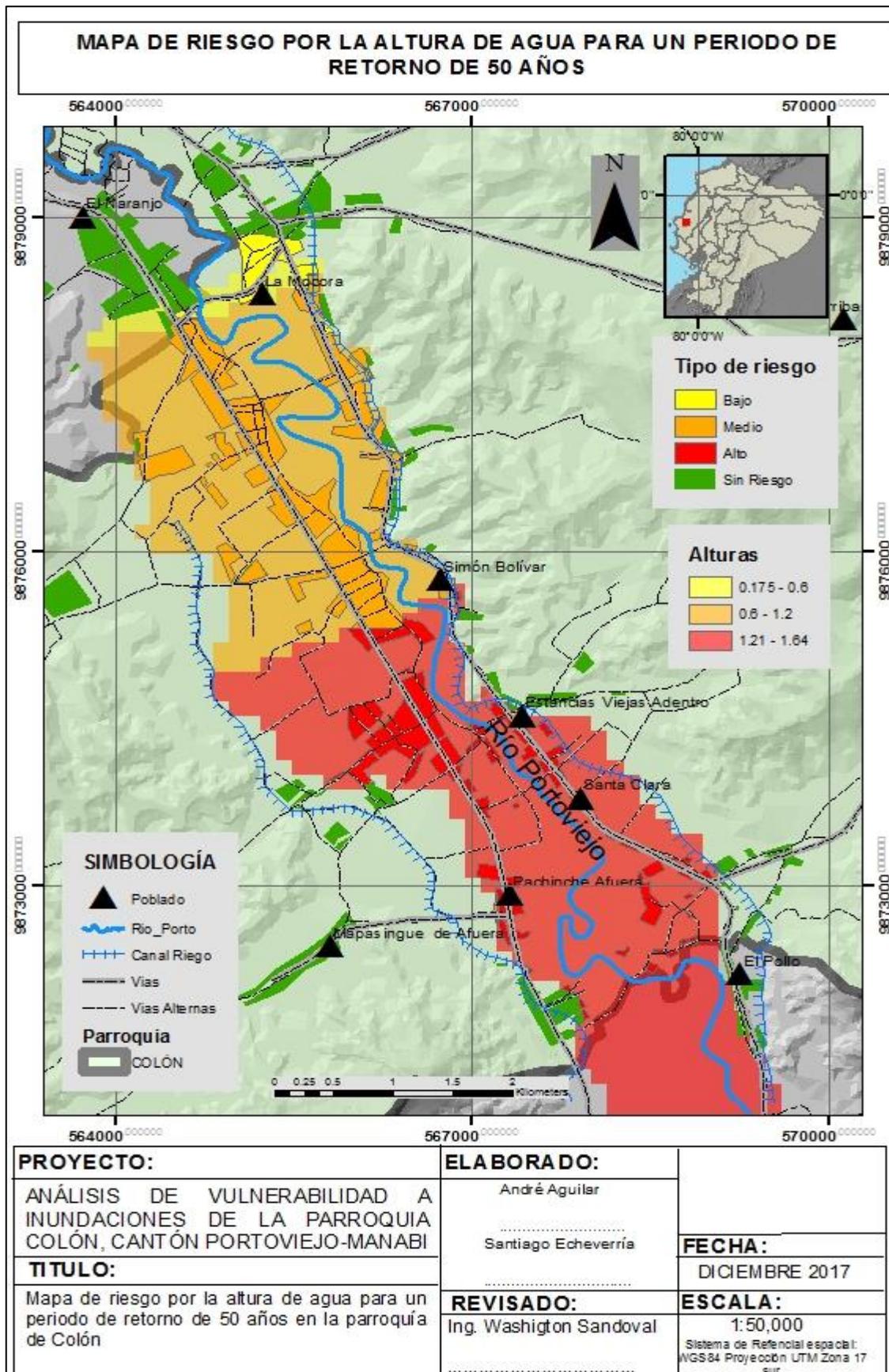
**Tabla 71.**  
**Riesgo por inundación para un periodo de retorno de 500 años**

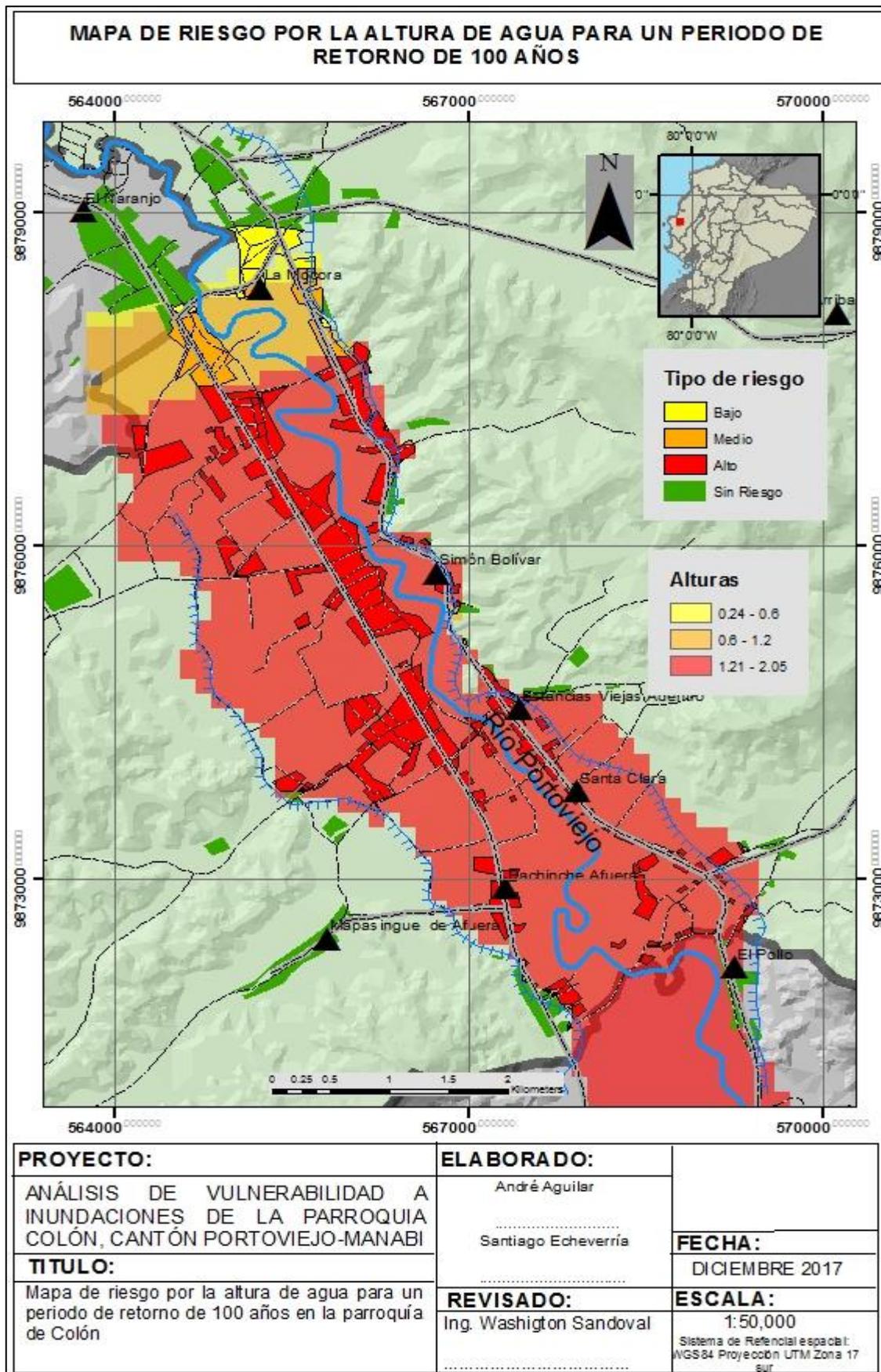
Indicador	Nivel de Riesgo			Total afectación
	Alto	Medio	Bajo	
Área (km2)	2,78	0,21	0,16	3,14
Área (ha)	277,98	20,53	15,82	314,34
Porcentaje	88,43	6,53	5,04	100

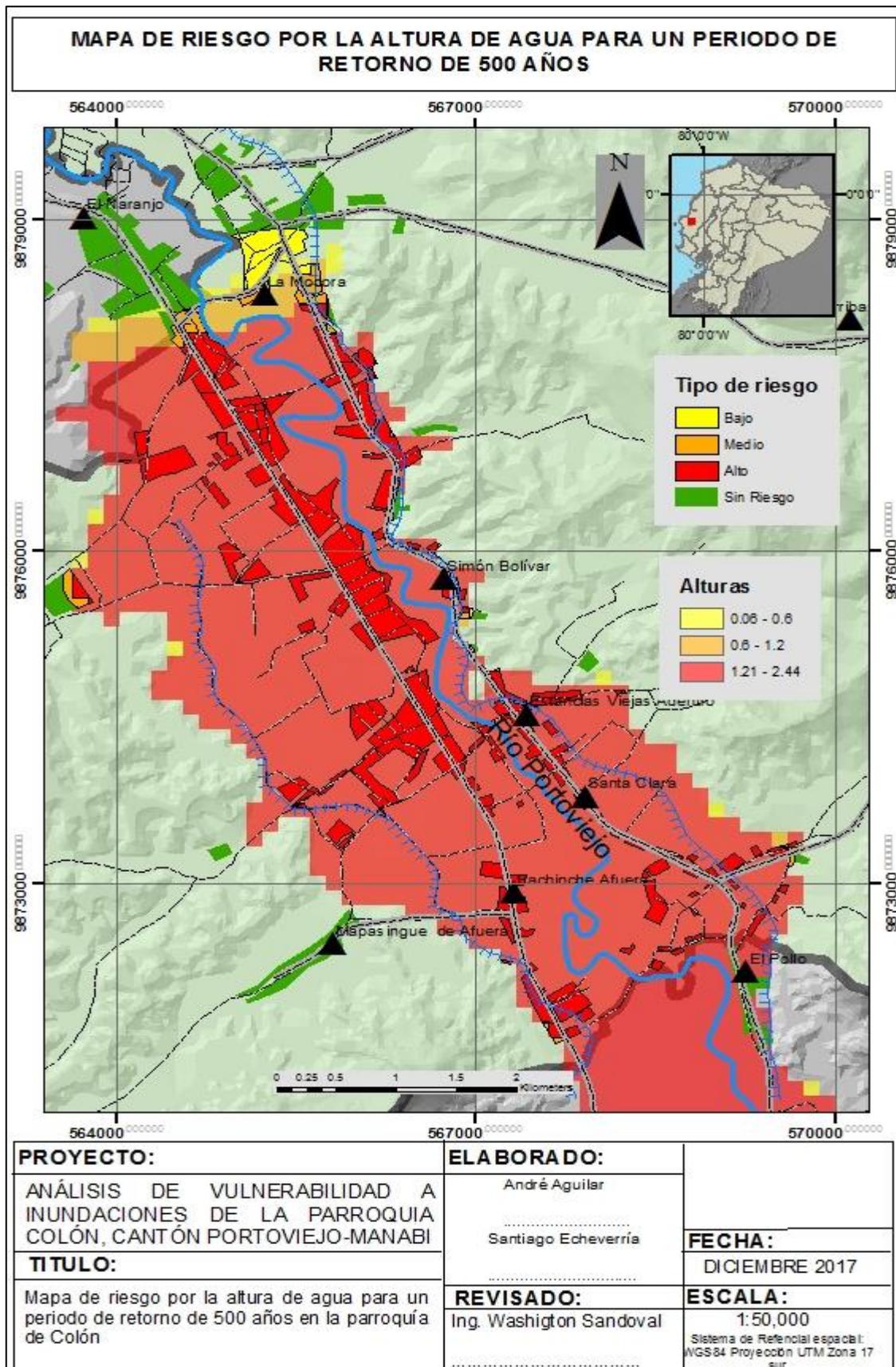
A continuación, se presentan los mapas de riesgo por la altura de agua para los periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años en la parroquia de Colón.







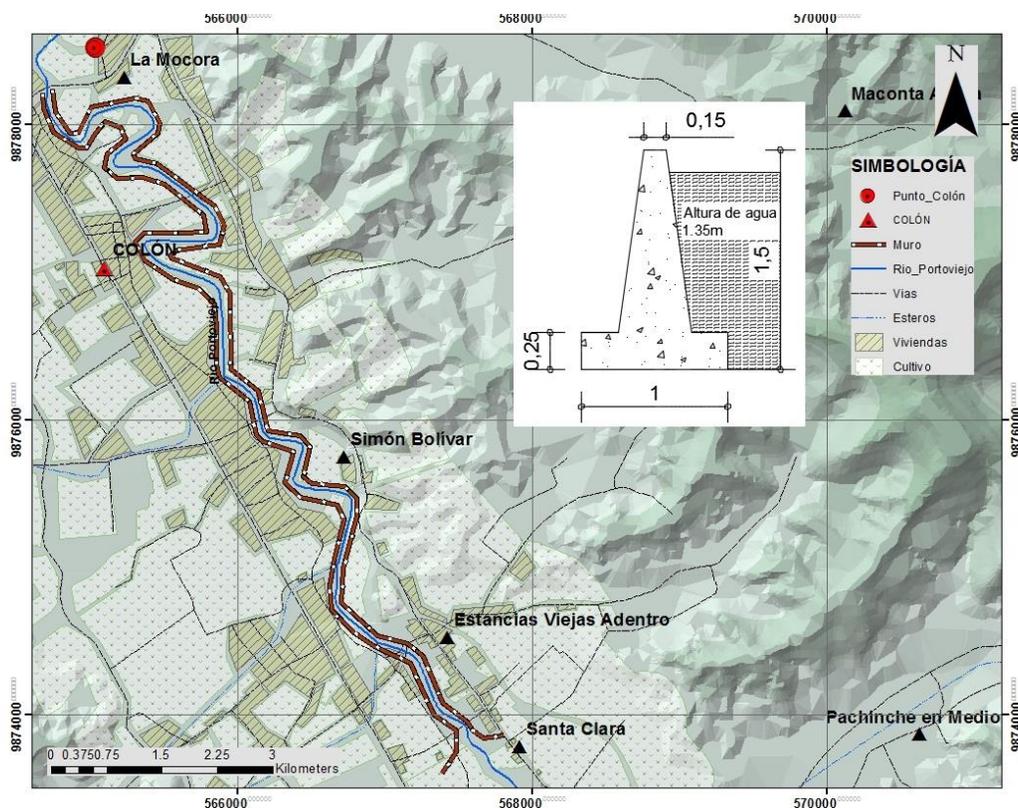




#### 6.4 Alternativas de prevención o mitigación de los efectos de las inundaciones

Una vez realizado el análisis de inundaciones y el riesgo de la parroquia de Colón para los periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años, es necesario dar alternativas de solución a este evento.

En primera fase de la investigación la propuesta fue, implantar dos muros de contención alrededor de la sección del río Portoviejo. Son muros a gravedad y su pre-dimensionamiento se estableció que tenga la altura de 1,5m, debido al mapa de riesgo de un periodo de retorno de 50 años y una longitud de 7465 m de largo, en la corona tiene un ancho de 0,15m y en la parte inferior es de 1,0m (ver *Figura 85*).



**Figura 85.** Esquema de muro a gravedad para la zona analizada

En la Tabla 72 se muestra el costo en fase de pre-dimensionamiento de la propuesta analizada, las proporciones de hormigón son: 1: 2,5: 3 cemento, arena y grava respectivamente y 25 litros de agua para producir un hormigón estructural de  $f'c$  240 kg/cm<sup>2</sup> con un volumen de 9853,8 m<sup>3</sup>.

**Tabla 72.**  
**Costo de muros a gravedad de hormigón armado**

Materiales	Precio (\$)	Cantidad (kg)	Cantidad (qq)	Costo total
Cemento (saco)	\$ 7,95	3941520	78830,4	\$ 626.701,68
Arena	\$ 15,95	9853800	197076,0	\$ 157.168,11
Grava	\$ 18,35	11824560	236491,2	\$ 216.980,68
			<b>Subtotal</b>	\$ 1.000.850,47
			<b>Total (5% desperdicios)</b>	\$ 1.050.892,99

Se trata de una obra de aproximadamente \$ 1.000.000,00 dólares americanos y el análisis de costo fue normalizada gracias a los precios propuestos por la cámara de la construcción de Quito; y haciendo un balance costo/beneficio de \$ 525,45, de cada familia compuesta de 4-5 personas, para elaborar este proyecto.

El análisis técnico económico de la implantación de los muros alrededor del río, representan una gran inversión de los organismos de gobiernos sectoriales, sin tomar en cuenta que al embaular el río, los cruces de vías o puentes existentes podrían verse perjudicados en las siguientes crecidas (Ver *Figura 49*).

Motivo por el cual es visto desarrollar otras alternativas para reducir los efectos que producen las inundaciones en la población de la parroquia de Colón.

#### **6.4.1 Implementación en el Reglamento del Área Urbana y Rural del Cantón Portoviejo**

El Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Portoviejo en sus obligaciones gubernamentales, crearon la “Ordenanza que Regula el Desarrollo y el Ordenamiento Territorial del Cantón Portoviejo”. Este código municipal tiene una estructuración desarrollada por 5 libros, en los cuales se han agrupado a las ordenanzas municipales vigentes hasta este año.

El libro #2 según él (GAD Portoviejo), “relaciona con el Componente Territorial y este se identifica con la visión estratégica resumida en los siguientes 4 lineamientos”:

- Territorio inteligente, incluyente, próspero y sostenible.
- Territorio que ofrece un hábitat digno, y servicios públicos de calidad a ciudadanos orgullosos de su identidad cultural.

- Centro de negocios donde se aprovecharán los recursos naturales de manera sustentable y la capacidad de su población, para la agroindustria de exportación, el turismo y servicios especializados.
- Gobierno autónomo, moderno, eficiente y confiable, que lidera la articulación regional, junto a una sociedad civil organizada, activa y con valores recuperados.

En concordancia con lo expuesto con anterioridad, el objetivo estratégico del “componente territorial del Cantón Portoviejo” es: organizar el territorio considerando sus atributos y potencialidades, que ayude a la implementación de políticas públicas multisectoriales para la sostenibilidad en el área urbana y rural, también se señala en la misma, que la planificación de obras y servicios se debe realizar bajo el concepto de ocupación y utilización del suelo para la construcción de edificaciones u obras de carácter público (GAD Portoviejo, p. 3).

Como resultado del presente trabajo se recomienda incluir en el TITULO V: “Reglamentación del área urbana y rural del cantón Portoviejo” una sección con artículos nuevos y siguiendo la misma numeración del documento actual:

- Sección XII: De la prevención en zonas expuestas a inundaciones.
  - Art. 253.- Para la construcción de edificaciones normales, industriales y especiales en zonas de riesgo ante inundaciones, elevar a la estructura con la construcción de una plataforma de 0.8m de grava, arena y recubriendo con muro de gavión el área de construcción.
  - Art. 254.- Para la construcción de viviendas de caña, madera u hormigón armado en zonas de riesgo, considerar dos alternativas:
    - Construir una plataforma de 1,0m de altura alrededor del área de construcción para elevar la vivienda (Ver Figura 86).
    - Elevar la estructura 1.5m como mínimo, utilizando pilotes que van desde la cimentación hasta la planta baja de la vivienda, y posteriormente iniciar con la construcción de la misma (Ver Figura 87).

- Art. 255.- Colocar en las zonas de riesgo señalización horizontal y vertical, para diferenciar zonas o puntos de encuentro, sitios seguros, alberges temporales, primeros auxilios y centros de salud como en Figura 88.
- Art. 256.- Colocar en puntos estratégicos, un sistema de alarma temprana. Para alertar a la población que se encuentra en zonas de riesgo, con la finalidad de reducir la capacidad de respuesta y mitigar peligros latentes que perjudiquen la vida humana.



**Figura 86.** Casa de hormigón y bloque elevado a 1m sobre el nivel de vía en Estancia vieja.



**Figura 87.** Casa de caña con subestructura de hormigón armado para la cimentación y columnas en Estancia vieja.



*Figura 88.* Señales de emergencia para inundaciones

#### **6.4.2 Protección de las infraestructuras importantes con tubos de polietileno**

En las infraestructuras importantes que se considera necesario proteger para los eventos de inundación son aquellas que están vinculadas directamente con la sociedad y su desarrollo. Estas pueden ser: Centros de salud, Farmacias, Centro Educativos, Estaciones de Bomberos, Unidades de Policía Comunitaria (UPC), GAD Municipal, Estaciones Eléctricas y Agua Potable, etc.

- **Protección con tubos de polietileno**

La protección consiste en rodear la infraestructura mediante tubos de polietileno que se inflan y el cual evitan el paso del flujo. Este sistema son diques portátiles llenos de agua y consta de dos componentes básicos: dos tubos interiores herméticos de polietileno que contiene agua y un tubo exterior o “principal” hecho de un polipropileno tejido geotextil de alta resistencia que mantiene las dos cámaras en contacto cuando están llenos.

Para el funcionamiento del sistema se debe inflar los tubos interiores, para el cual se bombea agua a los dos tubos. El tubo externo confina los tubos interiores inflados y evita que se alejen uno de otros. La presión hidráulica entre el tubo interior y exterior, junto con la masa y el peso del agua crea presión y estabiliza el sistema, quedando el sistema anclado en el sitio. Debido a la flexibilidad de los materiales el sistema se ajusta a cualquier superficie proporcionando un sello excelente y la filtración del agua será mínima (AquaDam, 2017).

En la **Figura 89** se muestra el sistema de protección con tubos de polietileno para proteger la vivienda ante la inundación.



**Figura 89.** Sistema de protección con tubos de polietileno para proteger la vivienda ante la inundación.

Fuente: (AquaDam, 2017)

En el mercado se dispone de estos sistemas con una variedad de tamaños, que va desde 0,30 metros hasta los 5 metros de altura con los tubos inflados. Las longitudes estándar de los tubos son de 15 y 30 metros, sin embargo, en el mercado se encuentra la longitud que se requiera necesaria

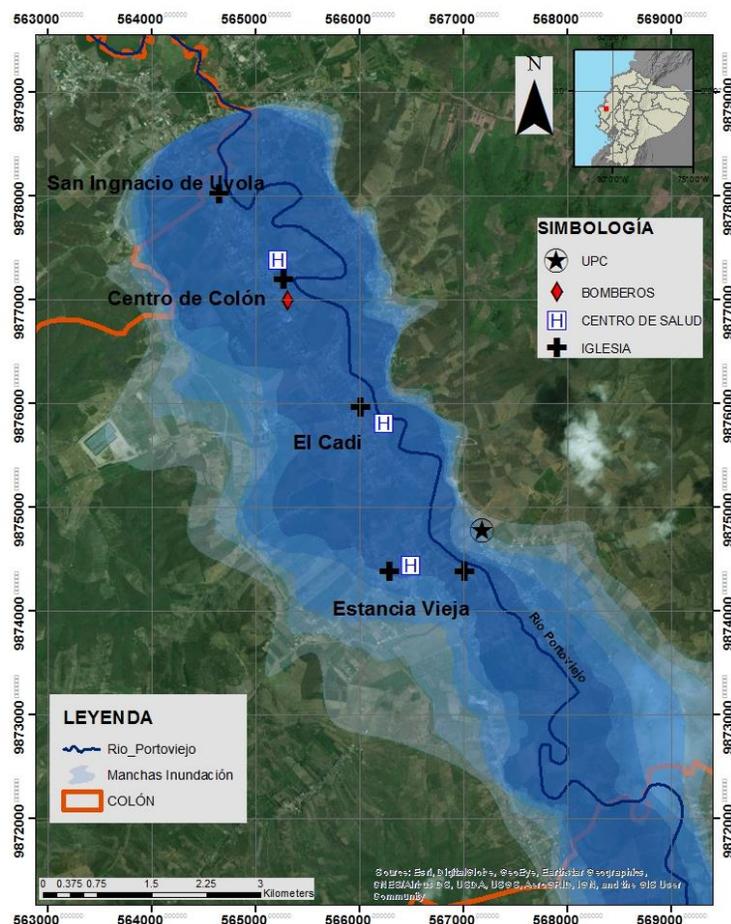


**Figura 90.** Instalación del AquaDam para la protección de un edificio de las inundaciones del río Ohio en Metropolis, Illinois.

Fuente: (AquaDam, 2017)

Este sistema es muchos más efectivo que colocar sacos de arena, ya que se pueden instalar muchos más rápido, la mano de obra es mínima, más económico y son reutilizables. Además, se puede instalar fácilmente en un tiempo de 20 minutos con solo dos operarios, en comparación con 4 horas y 5 operarios para la misma pared de sacos de arena (AquaDam, 2017).

AquaDam (2017) afirma que este sistema ha sido catalogado una de las mejores alternativas para zonas condenadas a inundarse casi anualmente. Se observa en la **Figura 90a)** colocación de los tubos de AquaDam alrededor del edificio, **Figura 90b)** Los tubos han sido inflados por la bomba de agua, de igual manera se puede observar que se construyó un paso peatonal o también usado como muelle provisional, **Figura 90c)** el nivel del agua está subiendo y el sistema se encuentra ya en funcionamiento y la **Figura 90d)** el edificio se encuentra completamente protegido en la inundación de 3 pies de altura.



**Figura 91.** Ubicación de las infraestructuras importantes que son necesarias proteger con el sistema de tubos de polietileno

En la visita de campo se identificó las siguientes infraestructuras importantes que son necesarias proteger con el sistema de tubos de polietileno para un evento de inundación (Ver **Figura 91**):

- Iglesias (5)
- Unidades de Policía Comunitaria (UPC) (1)
- Estación de Bomberos (1)
- Centros de Salud (3)

En la **Figura 92**, **Figura 93** y **Figura 94** se muestra las infraestructuras importantes que es necesario proteger en el sector del Centro de Colón, las cuales son: Centro de Salud, Iglesia y Estación de Bomberos.



**Figura 92.** Centro de Salud en el sector del Centro de Colón



**Figura 93.** Iglesia en el sector del Centro de Colón



**Figura 94.** Estación de Cuerpo de Bomberos en el sector del Centro de Colón

En la **Figura 95** y **Figura 96** se muestra las infraestructuras importantes que es necesario proteger en el sector del El Cadi, las cuales son: Centro de Salud e Iglesia.



**Figura 95.** Centro de Salud en el sector del El Cadi



**Figura 96.** Iglesia en el sector del El Cadi

En la **Figura 97** y **Figura 98** se muestra las infraestructuras importantes que es necesario proteger en el sector de Estancia Viejo Adentro, las cuales son: Iglesia y UPC.



**Figura 97.** Iglesia en el sector de Estancia Vieja Adentro



**Figura 98.** Unidad de Policía Comunitaria en el sector de Estancia Vieja

En la **Figura 99** y **Figura 100** se muestra las infraestructuras importantes que es necesario proteger en el sector de Estancia Vieja, las cuales son: Centro de Salud e Iglesia.



**Figura 99.** Iglesia en el sector de Estancia Vieja



**Figura 100.** Centro de Salud en el sector de Estancia Vieja

Para estas edificaciones se realizará la protección para una inundación correspondiente a un tiempo de retorno de 25 años, por lo tanto, la altura de flujo que es necesario controlar es de 1,40 metros. La empresa AquaDam dispone en su página web de una tabla para elegir la altura de agua que se requiere proteger (Ver Tabla 73).

**Tabla 73.**

*Especificaciones del tubo de polietileno para una altura de 1.40m*

<b>Dimensiones de Inflado</b>	<b>Altura de Agua</b>	<b>Especificaciones de Tubos internos y externos</b>	<b>Capacidad</b>	<b>Peso sin agua</b>
6' H x 13' W (Altura 1,8 m)	54" (137 cm)	Solo 1 capa de polietileno de 12 mil dentro del tubo. Dos capas de 300 lb/pulg <sup>2</sup> de resistencia al estallido con tejido de polipropileno manga geotextil exterior	450 [gal/pie]	8,5 [lbs/ft]

Fuente: (AquaDam, 2017)

Para generar protección con este tipo de sistema se tiene una longitud total de 609 metros lineales por lo que se tiene en la Tabla 74 el costo referencial del tubo de polietileno para protección de infraestructuras en la parroquia de Colón.

**Tabla 74.**

**Costo referencial del tubo de polietileno para protección de infraestructuras en la parroquia de Colón.**

<b>Sector Parroquia Colon</b>	<b>Infraestructuras Importantes</b>	<b>Longitud [m]</b>
San Ignacio	Iglesia	64
	Centro de Salud	31
Centro de Colon	Iglesia	54
	Bomberos	81
El Cadi	Centro de Salud	72
	Iglesia	85
Pachinche	Iglesia	62
	UPC	70
Estancia Vieja	Centro de Salud	60
	Iglesia	30
<b>Longitud Total [m]</b>		<b>609</b>
<b>Costo Unitario / metro lineal</b>		<b>\$ 160,00</b>
<b>Costo Total</b>		<b>\$ 97.440,00</b>

#### **6.4.3 Albergues temporales con protección de cerramiento desmontable de aluminio**

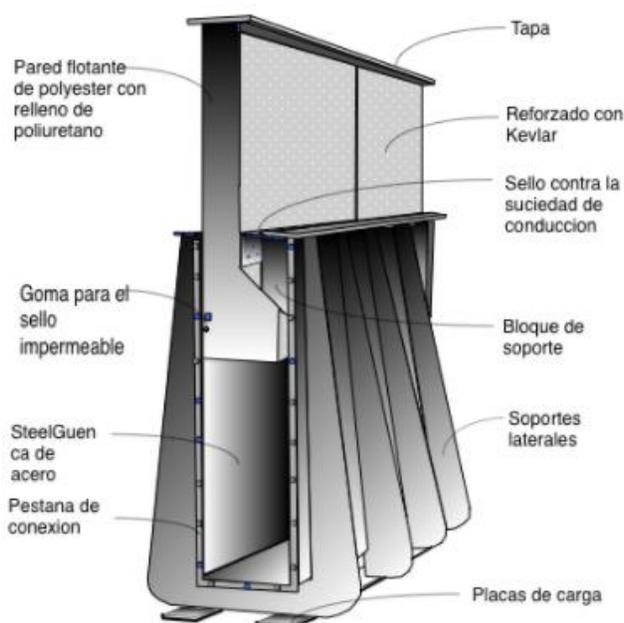
En temporadas de intensas lluvias o fenómeno del niño la población debe tener el conocimiento de los albergues temporales a donde puedan recurrir los damnificados por un desastre de este tipo. Los albergues temporales deben proporcionar alimentos, salud y alimentación, es decir dan asistencia mientras dura la emergencia (inundación) y hasta cuando sea posible que los refugiados regresen a sus viviendas. Un albergue temporal debe reunir las siguientes condiciones:

- Proteger contra el frío, el calor, el viento y la lluvia
- Disponer de bodegas para almacenamiento de bienes y pertenencias
- Estar ubicado en una zona segura y accesible, que se vea afectada por inundaciones.
- Promover participación de las personas afectadas en instalación, funcionamiento y mantenimiento del albergue

Siendo la parroquia de colon una zona inundada en el área poblada nos es factible realizar albergues temporales fuera de la comunidad, ya que estos deberían estar los más cerca posible para los damnificados, por tal razón los albergues estarán en zonas inundables pero protegidas con un cerramiento prefabricado contra inundaciones, el cual garantiza total seguridad para los albergues temporales.

- **Protección de cerramiento automático**

Este cerramiento se trata de una barrera automática contra inundaciones (SCFB Self Closing Flood Barrier) que es un sistema de defensa contra inundaciones que protege a los bienes y personas de los desastres provocadas por lluvias torrenciales, este sistema fue desarrollado en los Países Bajos para proporcionar una protección óptima contra niveles extremos altos de agua (Ver **Figura 101**). Estos sistemas han demostrado ser la mejor protección contra las inundaciones y han sido construidos e instalados en muchos países del mundo (Self Closing Flood Barrier, 2017).

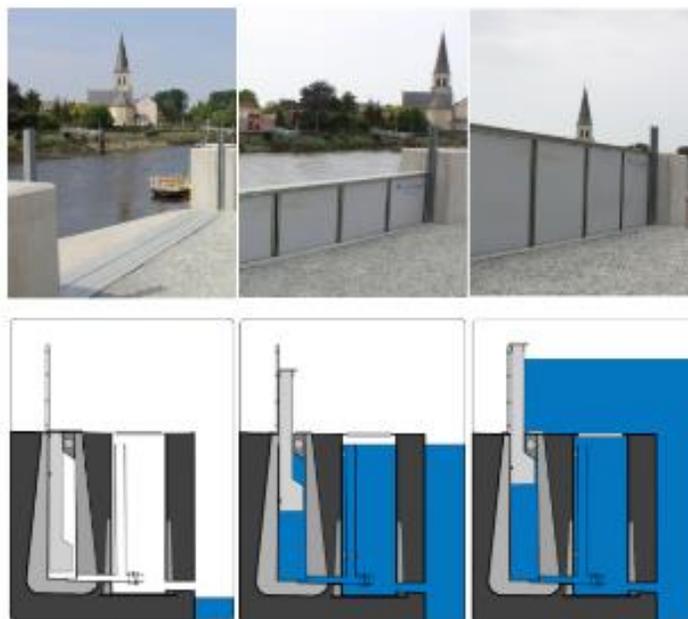


**Figura 101.** Barrera automática contra inundaciones

Fuente: (Self Closing Flood Barrier, 2017)

Esta protección no requiere de un sistema de advertencia o tiempo de acumulación, es un sistema económico comparando con los otros tradicionales debido al bajo mantenimiento y bajo costos de operación, tiene vida útil de 100 años y el funcionamiento es automático, ya que pared flotante se elevará instantáneamente a través del nivel de agua ascendente. De igual manera no requiere de energía y funciona sin intervención de algún operario (Self Closing Flood Barrier, 2017).

Por ejemplo, en caso de una inundación temprana la barrera se cerrara instantaneamente de forma automática y cuando no existe peligro alguno la barrera se encuentra protegida bajo tierra (Ver *Figura 101*).



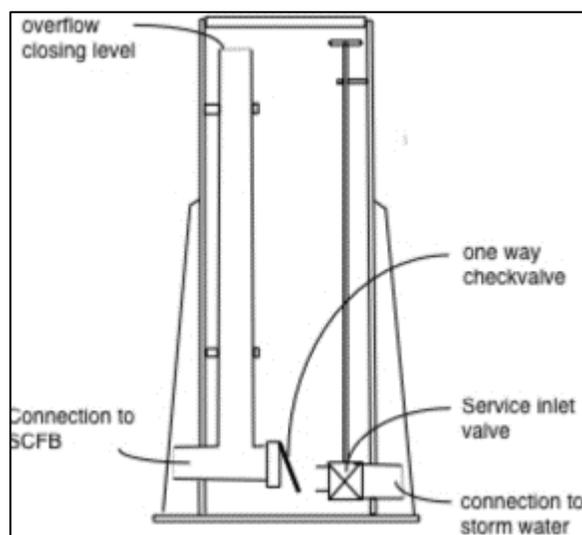
**Figura 102.** Funcionamiento de la barrera automática contra inundaciones

Fuente: (Self Closing Flood Barrier, 2017)

En la Figura 102 se puede observar el funcionamiento del sistema que consta de una cuenca de concreto prefabrica con la pared flotando, es reforzada con acero, consta de 20 cm de cimentación y una fosa de servicio que es un componente esencial para el funcionamiento de este cerramiento, ya que controla la entrada y salida del flujo de la barrera mediante una tubería de desagüe que está equipado con una válvula de retención.

En la Figura 103 se muestra el detalle de la fosa de servicio, donde el flujo de entrada es controlado por el nivel de la tubería de rebose, el drenaje es controlado por una válvula de retorno de manera que se abre cuando el agua de inundación cae.

En la Tabla 75 se muestra las alturas disponibles del sistema de barrera automática contra inundaciones (SCFB Self Closing Flood Barrier).



**Figura 103.** Detalle de la fosa de servicio de la barrera automática contra inundaciones

Fuente: (Self Closing Flood Barrier, 2017)

**Tabla 75.**

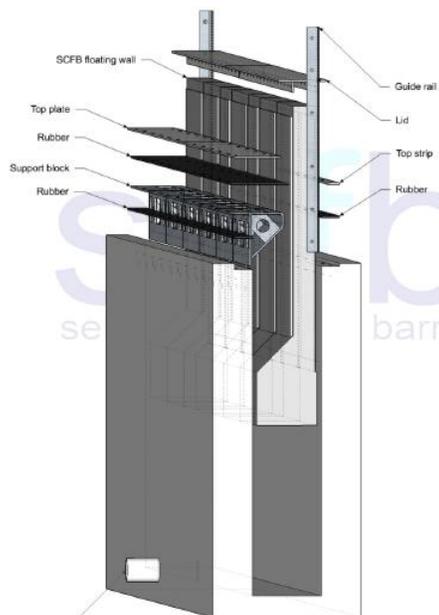
**Alturas disponibles del sistema de barrera automática contra inundaciones (SCFB Self Closing Flood Barrier)**

Sistema SCFB	Altura de protección
SCFB 0500	500 mm
SCFB 1000	1000 mm
SCFB 1250	1250 mm
SCFB 1500	1500 mm
SCFB 2000	2000 mm
SCFB 2500	2500 mm

Fuente: (Self Closing Flood Barrier, 2017)

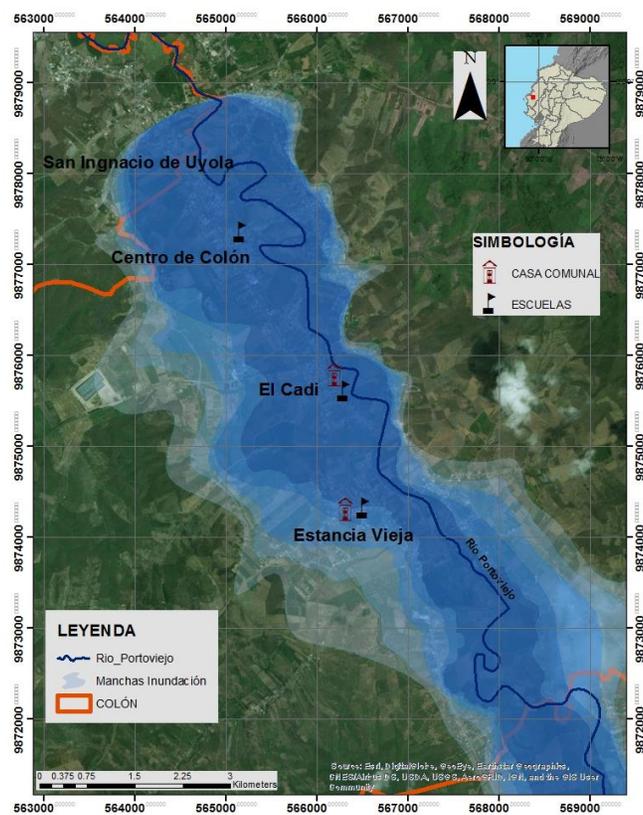
Para proteger el albergue en la parroquia de Colón es necesario un cerramiento de 1,50 metros de altura para un periodo de retorno de 25 años y la cuenca prefabricada de hormigón para mejorar la estabilidad del sistema, ya que se tiene un suelo malo, de igual manera los albergues deben cubrir la densidad población afectada.

La parroquia de Colón dispone de Escuelas y Casas Comunales que servirán como albergues cuando exista un desastre natural, en la visita de campo se logró identificar escuelas y casas comunales en el sector Centro de Colón, El Cadi y Estancia Vieja (Ver **Figura 105**).



**Figura 104.** Paquete de hormigón de la barrera automática contra inundaciones de la empresa SCFB

Fuente: (Self Closing Flood Barrier, 2017)



**Figura 105.** Ubicación de las infraestructuras importantes que serán utilizadas como albergues temporales

- **Escuelas y Casa Comunales como Albergues**

En la **Figura 106** de muestra la escuela ubicada en el sector Centro de Colón llamada “Centro de Educación Básica Horacio Hidrovo Velásquez” que tiene una capacidad de 1000 alumnos y el área es de 2500 m<sup>2</sup>, el perímetro es completamente cerrado, por lo que la barrera automática es necesario únicamente en las puertas de entrada.



**Figura 106.** Escuela ubicada en el sector Centro de Colón llamada “Centro Educación Básica Horacio Hidrovo Velásquez”

En la **Figura 107** de muestra la escuela ubicada en el sector El Cadi llamada “Escuela Simón Bolívar El Cadi” que tiene una capacidad de 500 alumnos, el perímetro es completamente cerrado con paredes de 3,50 metros de alto por lo que la barrera automática es necesario únicamente para las puertas de entrada.



**Figura 107.** Escuela ubicada en el sector El Cadi llamada “Escuela Simón Bolívar”

En la **Figura 108** de muestra la escuela ubicada en el sector Estancia Vieja llamada “Unidad Educativa Fiscal Mixta Machala N30” que tiene una área aproximada de 1.1 hectáreas, el perímetro es completamente cerrado con paredes de 2,50 metros de alto por lo que la barrera automática es necesario únicamente para las puertas de entrada.



**Figura 108.** Escuela ubicada en el sector Estancia Vieja llamada “Unidad Educativa Fiscal Mixta Machala N30”

En la **Figura 109** de muestra la casa comunal en el sector El Cadi llamada “El Porvenir El Cadi” que tiene un área aproximada de 498 m<sup>2</sup>, el perímetro necesario para cubrir con la barrera automática es de 35 metros.



**Figura 109.** Casa comunal en el sector El Cadi llamada “El Porvenir El Cadi”

En la **Figura 110** se muestra la casa comunal en el sector Estancia Vieja llamada “Asociación de Trabajadores Agrícolas Autónomos 1 de Mayo” que tiene un área aproximada de 435 m<sup>2</sup>, el perímetro necesario para cubrir con la barrera automática es de 25 metros.



**Figura 110.** Casa comunal en el sector Estancia Vieja llamada “Asociación de Trabajadores Agrícolas Autónomos 1 de Mayo”

Una vez ubicado los albergues y las longitudes necesarios para la barrera automática contra inundaciones se realiza un costo referencial para esta propuesta. En la Tabla 76 se muestra el costo de la propuesta de la barrera automática contra inundaciones que ofrece la empresa “Self Closing Flood Barrier” (Ver **Figura 104**).

**Tabla 76.**

**Costo de la propuesta de la barrera automática contra inundaciones que ofrece la empresa “Self Closing Flood Barrier” SCFB 1500**

Sector Parroquia Colon	Infraestructuras Importantes	Longitud [m]
Centro de Colón	Escuela	14,0
El Cadi	Escuela	12,0
	Casa Comunal	35,0
Estancia Vieja	Escuela	13,5
	Casa Comunal	28,0
<b>Longitud Total [m]</b>		<b>102,5</b>
<b>Costo Unitario / metro lineal</b>		<b>\$ 4.358,0</b>
<b>Costo Total</b>		<b>\$ 446.695,0</b>

## CAPÍTULO VII

### 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 7.1 Conclusiones

- Los sectores analizados fueron: Centro de Colón, San Ignacio de Uyola, El Cadi, Estancia Vieja, Pachinche y El pollo, para una crecida en 10 años el sector analizado tuvo una superficie afectada de 790 hectáreas y altura promedio del flujo de 1,05 m y para una crecida de 500 años, 1834 hectáreas afectadas y 2,39 m de altura. Además, presenta un régimen de flujo subcrítico ( $Fr < 1$ ) y la velocidad promedio de flujo es de 0,47 m/s.
- Con el apoyo de los datos de las estaciones meteorológicas del sector se estableció que la precipitación media anual de la cuenca, es de 1109,54 mm/año. Se determinó del tiempo de concentración con el método del SCS. El coeficiente de escorrentía promedio es de 0,596.
- Se utilizó el software ArcGis para obtener los principales parámetros morfométricos, la longitud analizada del río Portoviejo es de 38,58 km y su pendiente es 0,98%. Se determinó que la cuenca de 785,13 km<sup>2</sup> de superficie tiene una forma oval redonda y pendiente promedio de 22,89%, que representa una topografía llana o plana y por su frecuencia altimétrica es una cuenca sedimentaria en fase de vejez. La densidad de drenaje es baja, lo que indica que tiene una baja eficiencia al drenar el exceso de crecidas.
- Por falta de información hidrométrica los caudales medio y ecológico de la cuenca de Colón se obtuvieron con el método de Sandoval y Aguilera, dando valores de 16,345 m<sup>3</sup>/s y 1,031 m<sup>3</sup>/s respectivamente.
- El caudal máximo se estableció mediante un promedio y se consideró la capacidad reguladora de la presa de Poza Honda, dando valores entre 332,3 m<sup>3</sup>/s a 1667,05 m<sup>3</sup>/s para un periodo de retorno de 10 y 500 años.

- La simulación de la crecida del río Portoviejo se realizó con los programas HEC-RAS y HEC-GeoRAS, dando como resultados: la mancha de inundación, velocidades, alturas y régimen de flujo para los periodos de retorno de las crecidas analizadas.
- Los mapas de riesgo elaborados, para el periodo de retorno de 10 y 25 años fueron determinantes para la ubicación de albergues temporales y protección estructuras más importantes para la población.
- Se consideró dos sistemas de protección, el primero utiliza 609 m de tubos de polietileno en forma de boya para embalsar el flujo alrededor de la estructura y el segundo consiste en 103m de barrera de protección automática para proteger los albergues temporales, dando un costo aproximado de \$ 550.000,00 dólares.

## **7.2 Recomendaciones**

- Para mejorar la precisión de las zonas de inundación se recomienda obtener cartas topográficas de menor escala para generar curvas de nivel cada metro o máximo 2 metros debido a la topografía plana de la zona.
- En la utilización del programa HEC-RAS se recomienda trabajar con el mismo sistema de unidades que el de ArcGIS, para evitar errores de importación en el sistema de coordenadas y de las secciones transversales.
- Para comparar el área afectada del evento ocurrido en 8 de abril del 2017 u eventos pasados con respecto a las manchas de inundación obtenidas por HEC-RAS se recomienda utilizar orto fotos.
- Se recomienda al Gobierno Autónomo Descentralizado del cantón Portoviejo a través de la Dirección de Riesgos considerar los resultados del presente estudio para elaborar el Plan Local de Gestión de Riesgo de la zona analizada. No obstante, se recomienda ampliar este estudio a otras parroquias urbanas y rurales de la provincia de Manabí.
- Adicionalmente los organismos de gobiernos sectoriales deben realizar campañas de concientización a la población para evitar construcción de viviendas y edificaciones cerca de las orillas de los ríos.

## BIBLIOGRAFÍA

- Álvarez, L. (octubre de 2012). *Evaluación de la Vulnerabilidad Físico-Estructural ante inundaciones de las viviendas del Municipio Atulul, Suchitepéquez*. Obtenido de Universidad de San Carlos de Guatemala: [http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/02/02\\_3300.pdf](http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/02/02_3300.pdf)
- Aparicio , F. J. (1992). *Fundamentos de la Hidrología de superficie*. Mexico: LIMUSA.
- AquaDam. (2017). *AquaDam In*. Obtenido de <http://aquadam.net/>
- Bastidas, C. (2011). *Manual para el uso del modelo hidrológico HEC-HMS*. Obtenido de INAMEH: [http://www.inameh.gob.ve/web/PDF/MANUAL\\_HECHMS.pdf](http://www.inameh.gob.ve/web/PDF/MANUAL_HECHMS.pdf)
- Bertoni, J. C. (2004). *Inundaciones Urbanas en Argentina*. Cordoba.
- Cadier, E., Gómez, G., & Calvez, R. (2000). *Inundaciones y sequias en el Ecuador*. Obtenido de [http://horizon.documentation.ird.fr/exl-doc/pleins\\_textes/divers10-09/010006883.pdf](http://horizon.documentation.ird.fr/exl-doc/pleins_textes/divers10-09/010006883.pdf)
- Cardona, O. (1991). *Evaluación de la amenaza, la vulnerabilidad y el riesgo*. Obtenido de CRIDLAC: <http://www.cridlac.org/digitalizacion/pdf/spa/doc1057/doc1057-contenido.pdf>
- Chow, V. (1983). *Hidraulica de canales abiertos*. Mc Graw Hill.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología Aplicada*. Bogota: McGRAW-HILL.
- Díez, A., Laín, L., & Llorente, M. (2008). *Mapas de peligrosidad por avenidas e inundaciones*. Madrid: Instituto Geológico y Minero de España.
- ElComercio. (22 de 03 de 2017). *Ecuador seguirá con fuertes lluvias*. Obtenido de <http://www.elcomercio.com/actualidad/ecuador-peru-fuerteslluvias-clima-invierno.html>
- Empresa Publica del Agua. (24 de Septiembre de 2017). *Informacion tecnica de la represa Poza Honda*. Santa Ana, Manabi, Ecuador.

- Engineers U.A Hidrology Engineering Center. (02 de 2016). *User's Manual HEC-RAS River Analysis System*. Obtenido de <http://www.hec.usace.army.mil/software/hecras/documentation/HEC-RAS%205.0%20Users%20Manual.pdf>
- Engineers U.A. (2017). *Hydrologic Engineering Center*. Obtenido de <http://www.hec.usace.army.mil/software/hecras>
- Fernandez, J. (1994). *Estudio de Impacto ambiental y plan de manejo para el área minera Canteras Basálticas Picoazá*.
- GAD Portoviejo. (s.f.). *Ordenanza que regula el desarrollo y el ordenamiento territorial del canton Portoviejo*. Obtenido de [www.portoviejo.god.ec](http://www.portoviejo.god.ec)
- Garnica, R., & Alcántara, I. (29 de 11 de 2004). *Riesgos por inundación asociados a eventos de precipitación extraordinaria en el curso bajo del río Tecolutla, Veracruz*. Obtenido de SciELO México: [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S0188-46112004000300003&script=sci\\_arttext&tlng=en](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S0188-46112004000300003&script=sci_arttext&tlng=en)
- Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Portoviejo. (2017). *GAD Portoviejo*. Obtenido de <http://www.portoviejo.gob.ec/noticias/el-alcalde-dio-la-orden-de-evacuacion-en-las-zonas-bajas>
- Gobierno Descentralizado del Cantón Portoviejo. (2009). *Fortalecimiento de las capacidades locales para la gestion del riesgo en el canton Portoviejo, provincia de Manabi, Ecuador*. Portoviejo: Predecan.
- Gobierno Provincial de Manabí. (2016). *Manabí Gobierno Provincial*. Obtenido de <http://www.manabi.gob.ec/datos-manabi/datos-geograficos>
- INAMHI. (1999). *Evaluación hidrológica de el Niño 1997-1998*. Obtenido de <http://scioteca.caf.com/bitstream/handle/123456789/675/Las%20lecciones%20de%20El%20Ni%C3%B1o.%20Ecuador.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- INAMHI. (12 de 2006). *Caracterización Hidrológica de la cuenca Portoviejo-Chone*. Obtenido de [https://issuu.com/inamhi/docs/caract.\\_hidrogeologica-manabi/7](https://issuu.com/inamhi/docs/caract._hidrogeologica-manabi/7)

INAMHI. (2015). *Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación.*

INAMHI. (2017). *Anuarios Meteorológicos.* Obtenido de <http://www.serviciometeorologico.gob.ec/wp-content/uploads/anuarios/meteorologicos/>

Instituto Nacional de Ecología. (07 de 2004). *Análisis morfométrico de cuencas: caso de estudio del parque nacional pico de Tancítaro .* Obtenido de [http://www.inecc.gob.mx/descargas/cuencas/morfometria\\_pico\\_tancitaro.pdf](http://www.inecc.gob.mx/descargas/cuencas/morfometria_pico_tancitaro.pdf)

Jordán, M. (junio de 2016). *Vulnerabilidad ante inundaciones en el municipio de Tenancingo, Estado de México.* Obtenido de Universidad Autónoma del Estado de México: [http://ri.uaemex.mx/bitstream/handle/20.500.11799/58906/Jordan\\_Vulnerabilidad.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://ri.uaemex.mx/bitstream/handle/20.500.11799/58906/Jordan_Vulnerabilidad.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Juncosa, R. (2010). *Hidrología I: Ciclo Hidrológico.* Obtenido de Universidade da Coruña: [http://caminos.udc.es/info/asignaturas/grado\\_itop/415/pdfs/Capitulo%205.pdf](http://caminos.udc.es/info/asignaturas/grado_itop/415/pdfs/Capitulo%205.pdf)

Lavell, A. (04 de 10 de 2002). *Sobre la Gestion del Riesgo: Apuntes hacia una Definicion.* Obtenido de Biblioteca Virtual en Desarrollo Sostenible y Salud Ambiental: <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/cd29/riesgo-apuntes.pdf>

Martinez de Azagra, A. (2006). Particulación al método de los coeficientes de escorrentía.

Mateu, J. (1990). *Avenidas y riesgos de inundación en los sistemas fluviales mediterráneos de la Península Ibérica.*

Ministerio del Ambiente Manabi [MAE] . (11 de 2014). *Estudio de Impacto Ambiental "Dragado del Río Portoviejo y Disposición Final de Sedimentos".* Obtenido de MaeManabi: <https://maemanabi.files.wordpress.com/2015/12/6-descripcic3b3n-del-proyecto.pdf>

Molero, E. (02 de 2013). *Manual Básico de HEC-GeoRAS 10.* Obtenido de Laboratorio de Urbanismo y Ordenación del Territorio : [http://www.urbanismogranada.com/administrador/archivos/17\\_04\\_13\\_manualHecGeoRASv3\\_2013.pdf](http://www.urbanismogranada.com/administrador/archivos/17_04_13_manualHecGeoRASv3_2013.pdf)

- Monsalve, G. (1995). *Hidrología en la Ingeniería*. Bogotá: Escuela colombiana de Ingeniería.
- Oliveras, J. (25 de Marzo de 2013). *Condiciones de contorno en HEC-RAS, simulación en regimen permanente*. Obtenido de HidrojiIng Web site: <http://www.hidrojing.com/condiciones-de-contorno-en-hec-ras/>
- Ollero, A. (1996). *El curso medio del Ebro: Geomorfología fluvial, ecogeografía y riesgos*.
- Organizacion Meteorológica Mundial. (1994). *Guía de prácticas Hidrologicas*. Obtenido de CONAGUA : [ftp://ftp.conagua.gob.mx/CambioClimatico/PONENCIAS/Publicaciones\\_DanielAllasia/WMOSPA.pdf](ftp://ftp.conagua.gob.mx/CambioClimatico/PONENCIAS/Publicaciones_DanielAllasia/WMOSPA.pdf)
- Pacheco, R. (2012). *Modelación Hidrológica con HEC-HMS en cuencas*. Obtenido de [bdigital.reduniv.edu.cu/fetch.php?data=1674&type=pdf&id=1680&db=2](http://bdigital.reduniv.edu.cu/fetch.php?data=1674&type=pdf&id=1680&db=2)
- Peñarrieta, S. (08 de 2004). *Análisis de la política ambiental implementada por la ilustre municipalidad del cantón Portoviejo en el periodo 2000-2004*. Obtenido de <http://repositorio.flacsoandes.edu.ec/bitstream/10469/365/3/TFLACSO-02-2004SPB.pdf>
- Pizarro, R., Ausensi, P., Aravena, D., & Sanguena, C. (2009). *Evaluación de Métodos Hidrológicos para la Completación de Datos Faltantes de Precipitación en estaciones pluviográficas de la VII región de Maule*. Obtenido de Universidad de Talca: [http://eias.utralca.cl/Docs/pdf/Publicaciones/articulos\\_cientificos/pizarro\\_ausensi\\_aravena\\_sanguesa.pdf](http://eias.utralca.cl/Docs/pdf/Publicaciones/articulos_cientificos/pizarro_ausensi_aravena_sanguesa.pdf)
- Ponce, E. (2008). *Comportamiento Hidraulico y Sedimentológico de la bocatoma independiente de aguas andinas en el Río Maipo*. Obtenido de [http://www.tesis.uchile.cl/tesis/uchile/2008/ponce\\_e/sources/ponce\\_e.pdf](http://www.tesis.uchile.cl/tesis/uchile/2008/ponce_e/sources/ponce_e.pdf)
- Racca, J. M. (2007). *Análisis Hipsométrico, Frecuencia altimétrica y pendientes medias a partir de modelos digitales del terreno*. Obtenido de Boletín del Instituto de Fisiografía y Geología: [http://rephip.unr.edu.ar/bitstream/handle/2133/970/BIFG\\_77\\_31.pdf?sequence=1](http://rephip.unr.edu.ar/bitstream/handle/2133/970/BIFG_77_31.pdf?sequence=1)
- Sandoval, W. (2013). *Principios de la Hidraulica 2*. Quito: EDI ESPE.

- Sandoval, W., & Aguilera, E. (2014). Determinación de Caudales en Cuencas con poca información Hidrológica. *CIENCIA UNEMI*, 100-110.
- Sandoval, W., Toulkeridis, T., & Rodríguez, F. (2017). Velocity and Time of Concentration of a Basin. *En Revisión*.
- Secretaria de Gestión de Riesgo. (2017). Obtenido de <http://www.gestionderiesgos.gob.ec>
- Secretaria del Agua [SENAGUA]. (27 de 09 de 2012). *En Manabí: 8.000 agricultores siembran en valles de ríos Portoviejo y Chico*. Obtenido de SENAGUA: <http://www.agua.gob.ec/en-manabi-8-000-agricultores-siembran-en-valles-de-rios-portoviejo-y-chico/>
- Self Closing Flood Barrier. (11 de 12 de 2017). *SCFB*. Obtenido de <https://selfclosingfloodbarrier.com/scfb/secondary-protection>
- Solano , T. D., & Vintimilla, N. C. (2013). *Estudio Fluviomorfológico del Río Vinces y determinación del área de inundación de la zona de influencia del proyecto Pacalori aplicando Hec-GeoRas*.
- Teutsch, C. (2006). *Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad poblacional a los desastres de la variabilidad y el cambio climático*. Obtenido de Universidad de Chile: [www.agronomia.uchile.cl/documentos/camila-teutsch-b\\_55986\\_3\\_1131.pdf](http://www.agronomia.uchile.cl/documentos/camila-teutsch-b_55986_3_1131.pdf)
- Thielen, D., Cevallos, J., Erazo, T., & Zurita, I. (2016). Vol. 16 (2016): 35-50 ISSN 1578-8768. Copyright de los autores de cada artículo. Se permite reproducción y difusión por cualquier medio, siempre que se haga sin interés económico y respetando su integridad. Dinámica espacio-temporal de las precipitaciones. *Revista de Climatología*.
- Toulkeridis, T. (Junio de 2015). *Prevención de riesgos en el Ecuador*. Obtenido de <https://repositorio.espe.edu.ec/.../Prevención%20de%20riesgo%20en%20el%20Ecuador.pdf>
- Universidad Técnica de Manabí. (16 de 11 de 2014). *Parroquia Urbana Colón*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/fabiangustavov2014/parroquia-colon-de-portoviejo>

Vélez , J., & Botero, A. (2010). *Estimación del tiempo de concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la quebrada San Luis, Manizales*. Obtenido de <http://revistas.unal.edu.co/index.php/dyna/article/view/25640/39138>

Velez, L. H. (6 de Diciembre de 2015). *Represa Poza Honda*. Obtenido de Wikipedia: [https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Represa\\_Poza\\_Honda.JPG](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Represa_Poza_Honda.JPG)

Venkatesh, M. (abril de 2016). *Tutorial on using HEC-GeoRAS with ArcGIS 10.x and HEC-RAS Modeling*. Obtenido de <https://web.ics.purdue.edu/~vmerwade/education/georastutorial.pdf>