



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

ANÁLISIS DE FLUJOS DE INUNDACIÓN EN LA CUENCA DEL RÍO PAPAGAYO,
GUERRERO.

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
FERNANDO REYES SOTO

TUTOR PRINCIPAL
DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA
INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. SEPTIEMBRE 2014

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Oscar A. Fuentes Mariles

Secretario: Dr. Carlos A. Escalante Sandoval

Vocal: Dr. Ramón Domínguez Mora

1^{er.} Suplente: M. I. Víctor Franco

2^{do.} Suplente: Dra. Lilia Reyes Chávez

Lugar: Instituto de Ingeniería, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. Ramón Domínguez Mora

FIRMA

Agradecimientos:

A Dios por haberme permitido llegar hasta aquí y ser mi guía en las decisiones de mi vida.

A mi mamá por ser mi inspiración y pilar en la vida, por alegrarme en esos días de tristeza, por demostrarme que se debe ser un guerrero en la vida sin dejar a un lado los sentimientos, que en ocasiones antes de pedir tenemos que aprender a dar, por esto y muchas cosas más, Gracias mamá. Te quiero.

A mis hermanos: Armando, Marco Antonio, Andrés y Anitzai por estar conmigo en esos momentos difíciles, por apoyarme y demostrarme que en la vida se lucha de diferentes maneras. Saben que yo estaré para ustedes cuando lo necesiten, los quiero mucho.

A la UNAM por abrirme las puertas y darme una excelente formación profesional, en la etapa más satisfactoria de mi vida.

Al Instituto de Ingeniería por darme la oportunidad de colaborar con profesionistas de la más alta calidad académica en México, así como el permitirme desempeñar profesionalmente en apoyo a sus proyectos de investigación.

Al Dr. Ramón Domínguez Mora por apoyarme, orientarme y tenerme paciencia en la elaboración de este trabajo.

A mis colegas del Instituto de Ingeniería: Daniel Rocha, Miguel Segundo, Guillermo Montero, Luís Antonio Dávila, Saúl Morales, Josué Hidalgo, Maricela Ojeda, Wendy Mortera, Marben Acosta, Pablo Jacobo Roa, Iván García, Tomás Torres, Víctor Parra y Esli Hirepan por estar ahí en los momentos que más los necesite, por compartir esos primeros pasos en mi vida profesional.

A mis compañeros de Posgrado de Ingeniería: Irving Álvarez, Diana Reséndiz, Jonathan Bolaños, Pedro Noé, Miguel Laverde, Jorge Reyes, Víctor Mastache, Juan Carlos Centeno, Angélica Mendoza, pero en especial a Ariadna Cecilia Cruz Quiroz que en esta etapa de mi vida me ha apoyado en lo personal y profesional.

A mis compañeros de la Facultad de Ingeniería: Marisol Alcántara, Laura Coutiño, Armando Cruz y Jorge Iván Juárez por estar conmigo en esos momentos de estrés y diversión en la biblioteca, por enseñarme que el conocimiento está hecho para compartirse y no para quedárselo.

A mis compañeros de la E.N.P. No. 8 Miguel E. Schulz: Nancy Sánchez Lira, Francisco Becerril, Jacobo Martínez, Rosa Isela Vázquez, Darla Delgado y Reyna Bautista, por demostrarme que las personas sencillas y nobles son las que valen la pena tenerlas a tu lado en la vida, que no importa el tiempo ni la distancia, siempre estarán ahí contigo... ellos siempre serán mis amigos de cristal.

Dedicatoria

*A mi mama
Por estar conmigo en todas las adversidades de mi vida.*

*A mis hermanos
Por creer en mí.*

*Tu talento es un regalo de Dios para ti.
Lo que haces con tu talento es el regalo que le haces tú a Dios.*

- Leo Buscaglia

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO 1. Las inundaciones, problemática que no se puede evitar.	3
1.1. Las inundaciones	3
1.1.1. Tipos de inundaciones.....	4
1.2. Zonas de mayor índice de inundación en México	5
1.2.1. Medidas de seguridad y mitigación en caso de inundaciones	6
CAPITULO 2. Zona de estudio.....	7
2.1. Características principales de la cuenca del río Papagayo	9
2.1.1. Clima.....	13
2.1.3. Geología y edafología	13
2.2. Principales huracanes en la zona de estudio.....	14
2.2.1. Huracán Manuel 2013.....	16
CAPITULO 3. Análisis hidrológico.....	19
3.1. Datos de estaciones hidrométricas.....	19
3.1.1. Gastos máximos instantáneos.....	21
3.1.2. Gastos medios diarios	22
3.1.3. Calidad de información hidrométrica	25
3.1.4. Prueba de homogeneidad	25
3.1.5. Prueba de independencia.....	29
3.2. Análisis de frecuencias.....	31
3.2.1. Distribuciones de probabilidad.....	32
3.2.2. Software AX.EXE	36
3.3. Tiempo de concentración	40
3.4. Avenida de diseño.....	42
CAPITULO 4. Modelación y calibración.....	46
4.1. Metodología para generar manchas de inundación (Hec-Ras y ArcGis).....	46
4.2. Sistema de información geográfica (ArcGis).....	47
4.2.1. Implementación del sistema de información geográfica (ArcGis) para la generación de una mancha de inundación.....	47
4.3. Modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-RAS).....	55
4.3.1. Implementación del modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-RAS) para la generación de una mancha de Inundación.	55
4.4. Resultados de la implementación de los modelos.	61

4.4.1.	Exportar los resultados del modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-Ras) al sistema de información geográfica (ArcGis).....	61
4.4.2.	Abrir los archivos creados por Hec-RAS en el ArcGis	62
4.4.3.	Calibrar los resultados obtenidos.....	65
CAPITULO 5. Opciones de seguridad y mitigación en caso de inundación.....		67
5.1.	Medidas de seguridad estructurales	67
5.1.1.	Bordos.....	68
5.1.2.	Bordos perimetrales	69
5.1.3.	Bordos longitudinales	71
5.1.3.1.	Consideraciones de diseño de bordos longitudinales	72
5.1.4.	Muros longitudinales o muros de encauzamiento	76
5.1.5.	Desvíos.....	77
5.1.6.	Corte de meandros	80
5.1.7.	Presas	83
5.1.8.	Entubamiento o canalización del cauce	88
5.1.9.	Dragado.....	90
5.1.10.	Reforestación de la cuenca.....	90
5.2.	Medidas de seguridad no estructurales	90
5.2.1.	Alerta temprana	91
Conclusiones y recomendaciones.		92
BIBLIOGRAFÍA		94

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2.1. Características de la sub-cuenca del río Papagayo</i>	10
<i>Tabla 2.2. Características de la sub-cuenca del río Omitlán</i>	11
<i>Tabla 2.3. Características de la sub-cuenca del río Unión</i>	12
<i>Tabla 2.4. Características de la sub-cuenca del río Azul</i>	12
<i>Tabla 2.5. Características de la sub-cuenca del río San Miguel</i>	13
<i>Tabla 2.6 Escala Saffir- Simpson</i>	15
<i>Tabla 2.7. Huracanes que provocaron daños significativos en las costas de Guerrero</i> 15	
<i>Tabla 2.8 Características del huracán Manuel</i>	16
<i>Tabla 3.1. Registros de estaciones hidrométricas</i>	20
<i>Tabla 3.2. Gastos Máximos Instantáneos (GMI)</i>	21
<i>Tabla 3.3. Gastos medios diarios. Estación hidrométrica La Parota (20031)</i>	22
<i>Tabla 3.4. Gastos medios diarios. Estación hidrométrica El Puente (20037)</i>	23
<i>Tabla 3.5. Gastos medios diarios. Estación hidrométrica Agua Salada (20054)</i>	24
<i>Tabla 3.6. Comparación de datos hidrométricos</i>	25
<i>Tabla 3.7. Resultados de la Prueba de estadística de Helmert</i>	26
<i>Tabla 3.8. Estadísticos de la distribución t de student</i>	27
<i>Tabla 3.9. Resultados de la prueba de homogeneidad de t de student</i>	27
<i>Tabla 3.10. Resultados de la prueba estadística de Cramer</i>	28
<i>Tabla 3.11. Resumen de pruebas estadísticas</i>	28
<i>Tabla 3.12. Estaciones hidrométricas en formato .TXT</i>	37
<i>Tabla 3.13. Análisis de Bondad de Ajuste para las diferentes distribuciones de probabilidad</i>	38
<i>Tabla 3.14. Extrapolaciones no tomando en cuenta los datos del huracán Manuel</i>	39
<i>Tabla 3.15. Extrapolaciones tomando en cuenta los gastos de la Comisión Federal de Electricidad</i>	39
<i>Tabla 3.16. Características principales de la cuenca en estudio</i>	41
<i>Tabla 3.17. Coordenadas del Hidrograma adimensional</i>	43
<i>Tabla 3.18. Casos posibles para los hidrogramas de diseño</i>	43
<i>Tabla 4.1. Valores del coeficiente n de Manning. Cauces naturales, según Chow</i>	59
<i>Tabla 5.1. Clasificación de las principales obras de protección contra inundaciones</i> ..	67
<i>Tabla 5.2. Periodos de Retorno para diferentes obras de Protección Contra Inundaciones</i>	72

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1. Inundación en el Distrito Federal.</i>	4
<i>Figura 1.2. Inundación en Villahermosa, Tabasco. Río Pichucalco.</i>	4
<i>Figura 1.3. Inundación en Minatitlán, Veracruz.</i>	5
<i>Figura 1.4. Inundación por posibles fallas de 115 Presas.</i>	5
<i>Figura 1.5. Ciudades con mayor índice de Inundaciones en la República México.</i>	6
<i>Figura 2.1. Regiones Hidrológicas Administrativas de la República Mexicana.</i>	7
<i>Figura 2.2. Localización del área de estudio. Región Hidrológica 20 Costa Chica de Guerrero.</i>	8
<i>Figura 2.3. Cauce del río Papagayo.</i>	8
<i>Figura 2.4. Cabeceras municipales del estado de Guerrero y Región Hidrológica a la que pertenece.</i>	9
<i>Figura 2.5. Cuenca del río Papagayo y sus afluentes.</i>	9
<i>Figura 2.6. Red hidrográfica del Río Papagayo.</i>	10
<i>Figura 2.7. Red hidrográfica del Río Omítlán.</i>	11
<i>Figura 2.8. Red hidrográfica del Río de la Unión.</i>	11
<i>Figura 2.9. Red hidrográfica del Río Azul.</i>	12
<i>Figura 2.10. Red hidrográfica del Río San Miguel Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI). SIATL, Emulador de Flujos.</i>	13
<i>Figura 2.11. Imagen satelital de huracán Manuel, Septiembre 2013.</i>	16
<i>Figura 2.12. Trayectoria del huracán "Manuel" del 13 al 15 y del 19 al 20 de septiembre del 2013. Fuente: SAGARPA, 2013.</i>	17
<i>Figura 3.1. Estaciones Hidrométricas en la cuenca del río Papagayo.</i>	19
<i>Figura 3.2. Correlograma de la Estación hidrométrica la Parota.</i>	29
<i>Figura 3.3. Correlograma de la Estación hidrométrica El Puente.</i>	30
<i>Figura 3.4. Correlograma de la Estación hidrométrica Agua Salada.</i>	30
<i>Figura 3.5. Hidrograma Adimensional.</i>	42
<i>Figura 3.6. Hidrograma de diseño de la Estación hidrométrica la Parota, registros hasta el 2003.</i>	44
<i>Figura 3.7. Hidrograma de diseño de la Estación hidrométrica la Parota, registros hasta el 2013.</i>	44
<i>Figura 3.8. Hidrograma de diseño de las estaciones hidrométricas Agua Salada y el Puente, registros hasta el 2013.</i>	45
<i>Figura 4.1. Entorno del Sistema de Información Geográfica.</i>	48
<i>Figura 4.2. Creación de un proyecto nuevo u hoja en blanco.</i>	48
<i>Figura 4.3. Modelo Digital de Elevación de la Cuenca baja del río Papagayo.</i>	49
<i>Figura 4.4. Modelo Digital de Elevación de la Cuenca baja del río Papagayo en formato TIN.</i>	49
<i>Figura 4.5. Geometría del cauce principal con HecGeo-RAS.</i>	50
<i>Figura 4.6. Geometría del cauce principal con HecGeo-RAS.</i>	50
<i>Figura 4.7. Creación de "Banks Point" en la extensión HecGeo-RAS.</i>	51
<i>Figura 4.8. Creación de "FlowPathCenterline" en la extensión HecGeo-RAS.</i>	51
<i>Figura 4.9. Creación de "FlowPathCenterline" en la extensión HecGeo-RAS.</i>	52
<i>Figura 4.10. Creación del cauce principal en 3D(River3D) en la extensión HecGeo-RAS.</i>	53

<i>Figura 4.11. Creación de Secciones Transversales en 3D (XSCutLines3D)con HecGeo-RAS.....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 4.12. Creación de Secciones Transversales en 3D (XS CutLines 3D)con HecGeo-RAS.....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 4.13. Creación de archivo para Hec-RAS.</i>	<i>54</i>
<i>Figura 4.14. Creación de archivo en Hec-RAS, importando datos de ArcGis.</i>	<i>56</i>
<i>Figura 4.15. Importación de secciones de ArcGis a Hec-RAS.</i>	<i>56</i>
<i>Figura 4.16: Hidrograma de Diseño (tr = 200 años)</i>	<i>57</i>
<i>Figura 4.17. Cuenca del río Papagayo y sus afluentes</i>	<i>58</i>
<i>Figura 4.18. Cauce del río Papagayo.....</i>	<i>58</i>
<i>Figura 4.19. Seccione transversales río Papagayo.....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 4.20. Perfil del cauce principal del río Papagayo.....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 4.21. Mancha de inundación del río Papagayo en Hec-RAS</i>	<i>61</i>
<i>Figura 4.22. Menú de exportación del Hec-RAS al ArcGis.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 4.23. Dirección y nombre del archivo a transportar</i>	<i>62</i>
<i>Figura 4.24. Conversión de formato .SDF (Hec-RAS) a .XML (ArcGis).</i>	<i>62</i>
<i>Figura 4.25. Menú RAS Mapping/LayerSetup.....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 4.26. Importación de las simulaciones de Hec-RAS a ArcGis.....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 4.27. Generación de mancha de inundación en ArcGis.....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 4.28. Calibración de mancha de inundación contra imagen de Satélite.....</i>	<i>65</i>
<i>Figura 4.29. Comunidades más afectadas por huracán Manuel.</i>	<i>66</i>
<i>Figura 5.1. Principales fallas en bordos</i>	<i>69</i>
<i>Figura 5.2. Arreglo de bordos perimetrales</i>	<i>70</i>
<i>Figura 5.3. Diseño del Drenaje para bordos perimetrales.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 5.4. Arreglo general de bordos perimetrales cuando existen meandros.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 5.5. Altura de los bordos longitudinales, en función de la separación.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 5.6. Diseño de drenaje para afluentes.....</i>	<i>75</i>
<i>Figura 5.7. Diseño de drenaje para planicies y zonas de bajo escurrimiento.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 5.8. Tipología de muros longitudinales o de encauzamiento.</i>	<i>77</i>
<i>Figura 5.9. Configuración general de un cauce de alivio.</i>	<i>78</i>
<i>Figura 5.10. Configuración para un desvío temporal.</i>	<i>79</i>
<i>Figura 5.11. Corte de Meandros y sus efectos.....</i>	<i>81</i>
<i>Figura 5.12. Corte de Meandros y cauce piloto.....</i>	<i>82</i>
<i>Figura 5.13. Sistema de acomodo de presas Rompe Picos.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 5.14. Sistema de acomodo de presas Rompe Picos.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 5.15. Esquema de presa Retenedora de Azolves.</i>	<i>87</i>
<i>Figura 5.16. Canalización del Cauce</i>	<i>88</i>
<i>Figura 5.17. Entubamiento del Cauce</i>	<i>89</i>

INTRODUCCIÓN

Las inundaciones pueden ser el desastre natural de mayor peligro a nivel mundial, debido a las pérdidas físicas y económicas que genera a su paso (Martín, 1996). Más aún, es un peligro que no se puede evitar.

A nivel mundial las inundaciones extremas están aumentando considerablemente más que ningún otro desastre, esto se debe al acelerado desarrollo de los asentamientos humanos, el cual modifica los ecosistemas locales. Otro factor que acrecienta el riesgo a inundación es la localización de las ciudades o su crecimiento, las cuales se encuentran cerca de las márgenes de los ríos o en el peor de los casos sobre el cauce.

Generalmente, las inundaciones son vistas como un perjuicio para el desarrollo, sin embargo también pueden ser benéficas (Maza, A. y Franco, V, 1997).

La República Mexicana debido a la ubicación geográfica enfrenta año con año el paso de diversos ciclones tropicales, los cuales provocan inundaciones. Algunos de los huracanes más catastróficos que han azotado las costas del país en las últimas décadas son: el huracán Beulah en 1967, el huracán Paulina 1997, el huracán Gilberto en 1998, el paso de los huracanes Ingrid y Manuel en 2013, por mencionar algunos.

Por todo ello, se realizan obras y estudios para mitigar las inundaciones, mediante medidas estructurales, tales como: bordos perimetrales, muros de contención, canales de alivio, rectificación del cauce, dragado, construcción de presas rompe picos y no estructurales (alerta temprana). Esto se logra gracias a la predicción de avenidas por medio de modelos físicos y matemáticos (computacionales).

En el caso de los modelos físicos se tienen resultados visibles, pero requieren de un costo elevado y tiempo, además de que los resultados pueden diferir mucho a la realidad debido a la escala del modelo.

Los modelos matemáticos (computacionales) se consideran directos, su escala es real y son económicos o rentables, para obtener buenos resultados en este tipo de modelos se requiere tener una buena calidad de información, condiciones de frontera y un conocimiento básico de la aplicación de las fórmulas empíricas.

Con todo lo mencionado anteriormente, este trabajo presenta el análisis de flujos de inundación del río Papagayo por medio de un modelo matemático (computacional), este consta de tres partes principales;

1. La predicción de las avenidas de diseño con ayuda de los datos hidrométricos en la zona de estudio y el programa de extrapolación AX.EXE.
2. El análisis del funcionamiento hidráulico del río Papagayo, el cual se modelará con ayuda de un modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-RAS) para flujo permanente
3. La generación de la mancha de inundación mediante un Sistema de información geográfica (SIG).

Los objetivos principales de este trabajo son:

- Generar el hidrograma de la máxima avenida en la cuenca del río Papagayo a causa del huracán Manuel.
- Modelar y calibrar el modelo hidrodinámico en conjunto con el sistema de información geográfica para generar la macha de inundación del evento que se presentó.
- Describir opciones estructurales y no estructurales para la mitigación de inundaciones en caso de eventos futuros.

Para la elaboración de este trabajo se decidió dividirlo en seis partes, las cuales se encuentran de la siguiente forma:

CAPÍTULO 1. Las inundaciones, problemática que no se puede evitar.

Esta sección menciona el significado de “inundación”, su clasificación, los desastres o beneficios que provocan, posteriormente presenta las zonas de mayor índice de inundación en México y algunas medidas de prevención.

CAPÍTULO 2. Zona de estudio

En este apartado se presentan tres partes: la primera trata la clasificación de la República Mexicana en cuanto al tema del agua, la división y clasificación de las regiones hidrológicas, la segunda parte ubica la zona de estudio, se realiza una breve descripción de las sub-cuencas que la conforman y las principales características climáticas y físicas, la tercera parte hace mención a la clasificación de los huracanes, describen a los más catastróficos en la zona de estudio y finalmente da un amplio panorama del huracán Manuel.

CAPÍTULO 3. Análisis hidrológico

En esta sección se ubican las estaciones hidrométricas que intervienen en el análisis, se realizan dos análisis de frecuencia; el primero con los datos hidrométricos hasta el año 2003 y 2007 según sea la estación hidrométrica, el segundo tomando en cuenta los datos hidrométricos del año 2013, finalmente se obtiene el hidrograma de diseño que se asemeja más al evento que se presentó en el 2013 a causa del huracán Manuel.

CAPÍTULO 4. Modelación y calibración

Se presenta una metodología para la elaboración de manchas de inundación, mediante la interacción entre un modelo hidrodinámico unidimensional y un sistema de información geográfico, comparando los resultados con una imagen satélite Spot-6 y TerraSAR-X de Acapulco Guerrero (SAGARPA).

CAPÍTULO 5. Opciones de seguridad y mitigación de inundaciones

En este apartado se mencionan las diferentes opciones de seguridad (estructurales y no estructurales) para mitigar los daños en caso de inundaciones, se describe brevemente las generalidades de diseño y las consideraciones para un buen funcionamiento.

CAPÍTULO 6. Conclusiones y recomendaciones.

CAPITULO 1. Las inundaciones, problemática que no se puede evitar.

En la actualidad las inundaciones han sido los desastres naturales que más pérdidas económicas y sociales producen a nivel mundial, esto según las estadísticas publicadas por la Base de Datos de Desastres y Emergencias (EM-DAT, 2011). Es por ello, que diferentes naciones han enfocado sus esfuerzos en reducir los impactos de estos fenómenos hidrometeorológicos extremos (Ashley et al. 2006; Dutta et al., 2003).

1.1. Las inundaciones

Las inundaciones se pueden definir como: “La acumulación de agua en una zona terrestre donde no la había, provocando daños económicos y sociales”. Se producen principalmente por el almacenamiento de agua de lluvia en zonas donde el drenaje natural o artificial es insuficiente para el desalojo de las aguas (Baró-Suarez et al., 2007), son causadas por diferentes motivos, como son: mareas de tormenta y viento en zonas costeras, desbordamiento de ríos y arroyos, entre otros.

El acelerado desarrollo de las comunidades es una de las principales causas de inundación, ya que modifica significativamente los ecosistemas. La degradación del medio ambiente por la deforestación, la urbanización, etc., modifican la respuesta hidrológica de las cuencas. El parámetro hidrológico más afectando es el coeficiente de escurrimiento, el cual provoca un aumento en el escurrimiento, en consecuencia aumenta la magnitud de las inundaciones.

Por otra parte, las inundaciones producen daños económicos elevados y son una limitante en el desarrollo social de las zonas que las sufren, esto se debe principalmente a la sobre elevación del nivel y a las velocidades que lleve, algunos de los daños más sobresalientes son:

- Destrucción de cultivos
- Destrucción parcial o total de bienes materiales
- Destrucción e interrupción de vías de comunicación
- Generación y propagación de enfermedades
- Interrupción de servicios (electricidad, telefonía, gas, agua potable y drenaje)
- Pérdida de vidas humanas
- Pérdida animal (ganado bovino, porcino, etc.)

Las inundaciones también producen beneficios, entre los cuales se encuentran:

- Formación de pequeñas lagunas en la zona baja de la cuenca, la cual contribuye a la fauna existente, principalmente ocurre en zonas áridas y semiáridas.
- Fertiliza y humedece los terrenos, esto se provoca porque los ríos llevan una gran cantidad de materia orgánica e inorgánica, además de diferentes tipos de suelo (limo, arcilla y arenas finas).
- Recarga de acuíferos en suelos permeables.

1.1.1. Tipos de inundaciones

En la actualidad muchos expertos han tratado de clasificar a las inundaciones, tomando en cuenta diferentes aspectos, por ejemplo: daños económicos, sociales, así como su origen. Para fines prácticos de este trabajo, la clasificación será de acuerdo con su origen.

Los principales tipos de inundación según su origen son:

- a) *Inundaciones pluviales.* Son consecuencia directa de la precipitación; se presentan cuando el terreno se ha saturado y el exceso de lluvia comienza a acumularse sobre la superficie, pudiendo permanecer horas o días hasta que el agua se evapore y el terreno recupere su capacidad de infiltración.



Figura 1.1. Inundación en el Distrito Federal.

Fuente: Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM).

- b) *Inundaciones fluviales.* Se generan por el desbordamiento de ríos, generando que el agua se estanque sobre la superficie de terrenos aledaños. A diferencia de las pluviales, en este tipo de inundaciones el agua que se desborda sobre los terrenos adyacentes corresponde a precipitaciones registradas en cualquier parte de la cuenca tributaria y no necesariamente a lluvia sobre la zona afectada.



Figura 1.2. Inundación en Villahermosa, Tabasco. Río Pichucalco

Fuente: Comisión Nacional de Agua (CONAGUA).

- c) *Inundaciones costeras.* Se presentan cuando el nivel medio del mar asciende debido a la marea de tormenta provocada por ciclones tropicales y el agua penetra tierra adentro en las zonas costeras, cubriendo grandes extensiones de terreno.



*Figura 1.3. Inundación en Minatitlán, Veracruz.
Fuente: Comisión Nacional de Agua (CONAGUA).*

- d) *Inundaciones por falla de infraestructura hidráulica o políticas de operación erróneas.* Si las obras destinadas para protección (bordos, presas, desvíos, muros, etc.) son insuficientes, la inundación provocada por la falla de dicha infraestructura será mayor que si no existieran obras.



*Figura 1.4. Inundación por posibles fallas de 115 Presas.
Fuente: Comisión Nacional de Agua (CONAGUA).*

1.2. Zonas de mayor índice de inundación en México

La posición geográfica de la República Mexicana juega un papel muy importante en el comportamiento de los fenómenos hidrometeorológicos, debido a las regiones montañosas (orografía). Se calcula que, en promedio, cada año se presentan 24 eventos ciclónicos con trayectorias cercanas a las costas nacionales, y que dos o tres de estos penetran en el territorio causando desastres.

Los daños por inundación se acentúan por la existencia de asentamientos humanos en zonas bajas propensas a inundaciones y por la invasión de los cauces naturales.

En las *Figura 1.5* se muestra un mapa de la República Mexicana señalando las ciudades con mayor índice de inundaciones, reportadas por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) debido a eventos hidrometeorológicos.



Figura 1.5. Ciudades con mayor índice de inundaciones en la República México.

Fuente: Comisión Nacional del Agua (CONAGUA, 1994)

1.2.1. Medidas de seguridad y mitigación en caso de inundaciones

Para mitigar los daños causados por las inundaciones, y dar seguridad a las poblaciones afectadas, es indispensable emprender acciones de protección. Estas pueden ser de dos tipos: medidas estructurales (construcción de obras) y medidas no estructurales (indirectas o institucionales).

El objetivo de las medidas estructurales es evitar o mitigar los daños provocados por una inundación mediante la construcción de obras; se pueden proponer como medidas estructurales retener, almacenar y/o derivar el agua, hacer modificaciones al cauce (canalizarlo o entubarlo), construir bordos o muros de encauzamiento y modificar puentes o alcantarillas.

Por otra parte, entre las medidas no estructurales se encuentran aquellas cuya finalidad es alertar oportunamente a la población sobre la ocurrencia de una posible avenida y diseñar las acciones por seguir antes, durante y después de una inundación. En este rubro, se incluyen los reglamentos de uso del suelo, las alertas tempranas, los programas de comunicación social y de difusión, la zonificación de áreas propensas a la inundación, la implantación de seguros contra inundaciones, así como la elaboración de planes y procedimientos de emergencia. En el *Capítulo 5 “Opciones de seguridad y mitigación en caso de Inundación”* de este trabajo, se describe a detalle cada una de las medidas y el impacto que tienen sobre las inundaciones.

CAPITULO 2. Zona de estudio

En lo que respecta al tema del agua, México es un país que se encuentra dividido y agrupado con diferentes criterios según sea el caso de interés; en la actualidad, existen dos maneras de clasificar a las cuencas hidrológicas, la primera de estas son las llamadas meso regiones, esta forma de agrupación corresponde a la unión de una o más regiones hidrológico administrativas según la zona del país donde se encuentran, la segunda forma son las regiones hidrológico-administrativas, esta agrupación fue realizada por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA).

Para este trabajo se ocupará la segunda forma de agrupación, las regiones hidrológico-administrativas, las cuales están formadas por agrupaciones de cuencas, respetando los límites municipales, esto con la finalidad de facilitar la integración de la información socioeconómica y la operación de los recursos hidráulicos. En la *Figura 2.1* se muestran las trece regiones hidrológico-administrativas que conforman a México.



Figura 2.1. Regiones hidrológicas administrativas de la República Mexicana.

Fuente: <http://infoteca.semarnat.gob.mx/boletin/index3.htm>

Las Regiones hidrológicas se encuentran conformadas por cuencas hidrográficas con escurrimientos superficiales similares; una cuenca hidrográfica es el término que se le da al territorio que está siendo drenado por un único sistema de arroyos y un río principal, en las partes altas se encuentra delimitado por un parteaguas. En México existen 37 Regiones hidrológicas repartidas a lo largo de la República, en la parte norte del país encontramos las regiones hidrológicas más secas, con lluvias que van de 10 a 20 mm, mientras que en la parte sur y este del país encontramos las regiones más húmedas con lluvias mayores a los 1,000 mm. En la *Figura 2.2* se muestran las 37 Regiones Hidrológicas de México y la correspondiente área de estudio.



Figura 2.2. Localización del área de estudio. Región hidrológica 20 Costa Chica de Guerrero
Fuente: Propia, Sistema de Información Geográfica

El presente trabajo se realizó en la región hidrológica número 20, conocida con el nombre de Costa Chica de Guerrero, es una de las zonas más efectivas socioeconómicamente de la costa de Guerrero, así como de los valles Centrales del estado de Oaxaca, tiene un área aproximada de 23,656 km², correspondiente al 1.2% del territorio nacional. Esta región hidrológica se ubica en la parte sur del territorio nacional, colindando al Norte con la Región Hidrológica Balsas, al Sur con el Océano Pacífico, al Este con el Estado de Oaxaca y al Oeste con la Región Hidrológica Costa Grande. Abarca las cuencas llamadas La Arena y otros, Río Ometepec o Grande, Río Nexpa y otros y el Río Papagayo; siendo nuestra cuenca de interés el **río Papagayo** (Figura 2.3).



Figura 2.3. Cauce del río Papagayo.
Fuente: www.panoramio.com

En la *Figura 2.4* se muestran las principales cabeceras municipales del estado de Guerrero, las regiones hidrológicas y cuencas a las que pertenecen.

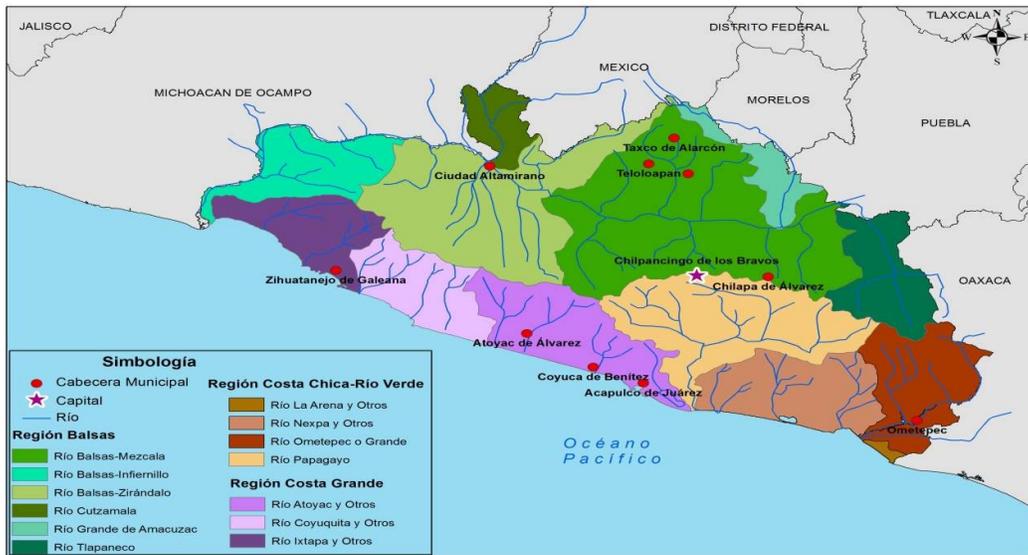


Figura 2.4. Cabeceras municipales del estado de Guerrero y Región hidrológica a la que pertenece
 Fuente: <http://mapserver.inegi.gob.mx/geografia/espanol/estados/gro/cuencas.gif>

2.1. Características principales de la cuenca del río Papagayo

La cuenca del río Papagayo reúne las aguas de los ríos Omitlán, Azul, Unión, San Miguel y Papagayo, éste último desemboca en el Océano Pacífico, abarca los municipios de Chilpancingo de los Bravos, Acapulco de Juárez, Quechultenango, Malinaltepec, Tlacoapa, Juan R. Escudero, Las mesas y Tierra Colorada, tiene una superficie aproximada de 7,530 km² y un perímetro de 624 km. En la Figura 2.5 se muestra el parteaguas de la cuenca y la red de drenaje principal.



Figura 2.5: Cuenca del río Papagayo y sus afluentes
 Fuente: Propia

A continuación se muestran algunas de las características de las sub-cuencas que pertenecen a la cuenca del río Papagayo:

río Papagayo

La sub-cuenca del río Papagayo cuenta con una superficie de aportación de 2,546.58 km² y un perímetro de 415.93 km, es una sub-cuenca exorreica y descarga su área de aportación al océano Pacífico. Abarca los municipios de Chilpancingo de los Bravos, Leonardo Bravo, Acapulco de Juárez, San Marcos y Juan R. Escudero. En la *Tabla 2.1* se muestran algunas otras características de la sub-cuenca del río Papagayo. En la *Figura 2.6* se muestra la red hidrográfica de la sub-cuenca.

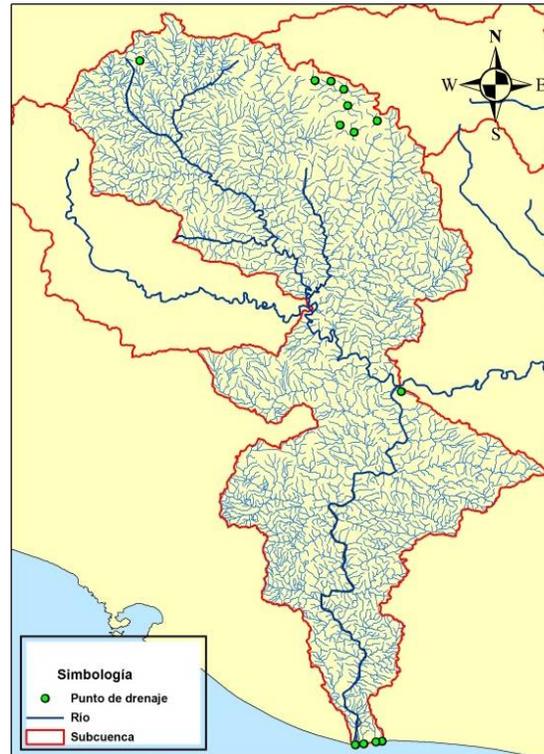


Figura 2.6. Red hidrográfica del río Papagayo
Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI). SIATL, Emulador de Flujos

Tabla 2.1. Características de la sub-cuenca del río Papagayo

	Subcuenca	Cauce Principal
Elevación máxima (m.s.n.m.)	2920.00	2409.00
Elevación mínima (m.s.n.m.)	0.00	0.00
Elevación media (m.s.n.m.)		1204.00
Pendiente media (%)	27.10	1.32
Tiempo de concentración (minutos)		1164.17
Longitud del cauce principal (Km)		183.24

río Omitlán

La sub-cuenca del río Omitlán tiene una superficie de aportación 1,018.97 km² y un perímetro de 197.04 km, es una cuenca exorreica y descarga su área de aportación a la sub-cuenca del río Papagayo. Abarca los municipios de Mochitlán, Juan R. Escudero, Tecoaapa y Chilpancingo de los Bravos. En la *Tabla 2.2* se muestran algunas otras características de la sub-cuenca del río Omitlán. En la *Figura 2.7* se muestra la red hidrográfica de la Subcuenca.

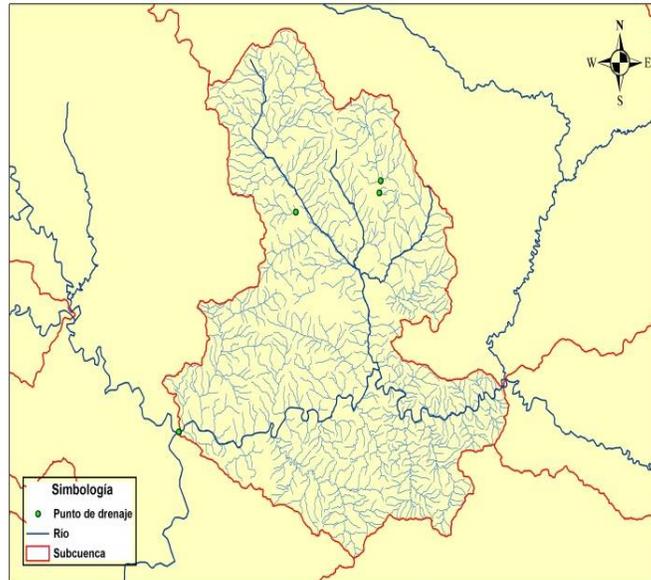


Figura 2.7. Red hidrográfica del río Omitlán
Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI).
SIATL, Emulador de Flujos

Tabla 2.2. Características de la sub-cuenca del río Omitlán

	Subcuenca	Cauce Principal
Elevación máxima (m.s.n.m.)	2680.00	1639.00
Elevación mínima (m.s.n.m.)	140.00	165.00
Elevación media (m.s.n.m.)		905.00
Pendiente media (%)	36.00	1.64
Tiempo de concentración (minutos)		613.44
Longitud del cauce principal (Km)		935.82

río Unión

La sub-cuenca del río Unión tiene un área de aportación de 1,542.75 km² y un perímetro de 220.08 km, es una cuenca exorreica y descarga su área de aportación sobre la sub-cuenca del río Omitlán. Abarca los municipios de Malinaltepec, Tlacoapan, Atlixac, Acatepec, Ayutla de los Libres, Quechultenando y San Luis de Acatlán. En la *Tabla 2.3* se muestran las características del río Unión. En la *Figura 2.8* se muestra la red hidrográfica.

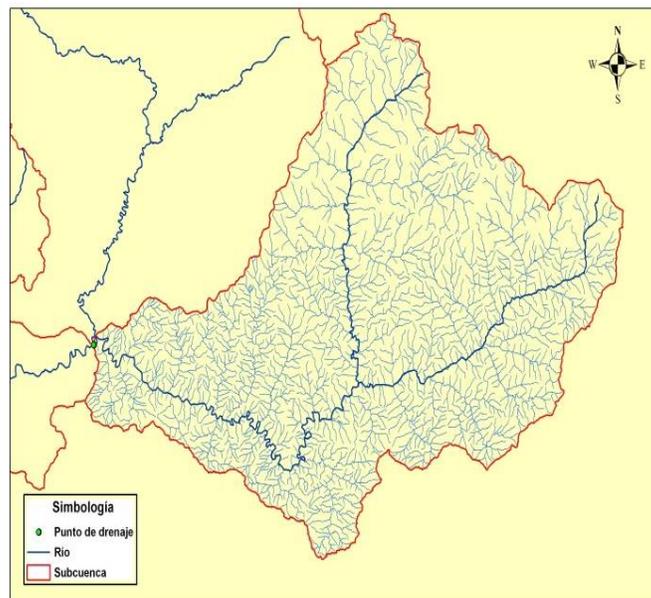


Figura 2.8. Red hidrográfica del río de la Unión
Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI).
SIATL, Emulador de Flujos

Tabla 2.3. Características de la sub-cuenca del río Unión

	Subcuenca	Cauce Principal
Elevación máxima (m.s.n.m.)	2880.00	2190.00
Elevación mínima (m.s.n.m.)	320.00	352.00
Elevación media (m.s.n.m.)		1271.00
Pendiente media (%)	49.65	1.49
Tiempo de concentración (minutos)		816.33
Longitud del cauce principal (Km)		123.10

río Azul

La sub-cuenca del río de la Azul tiene un área de aportación de 1,764.19 km² y un perímetro de 311.86 km, es una cuenca exorreica y descarga su área de aportación a la sub-cuenca del río Omitlán. Abarca los municipios de Chilpancingo de los Bravo, Tixtla de Guerrero, Mochitlan, Quechultenango, Chilapa de Álvarez y José Joaquín Herrera. En la *Tabla 2.4* se muestran las características principales de la sub-cuenca del río Azul. En la *Figura 2.9* se muestra la red hidrográfica de la subcuenca.

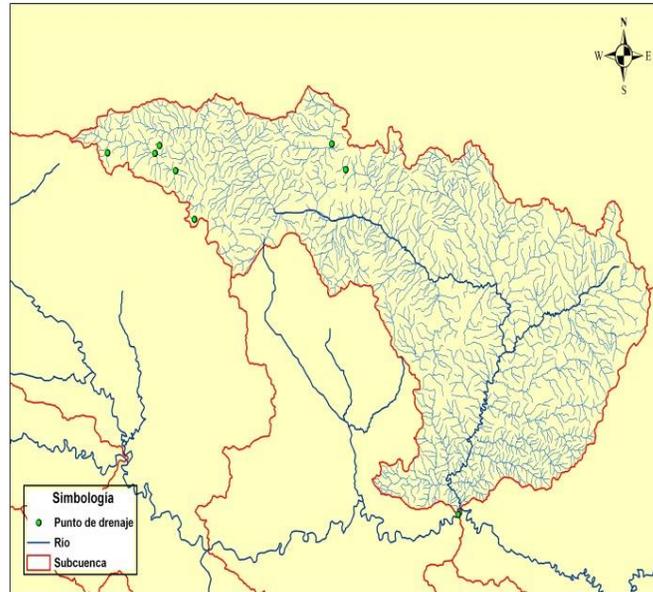


Figura 2.9. Red hidrográfica del río Azul

Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI).
SIATL, Emulador de Flujos

Tabla 2.4. Características de la sub-cuenca del río Azul.

	Subcuenca	Cauce Principal
Elevación máxima (m.s.n.m.)	2840.00	2776.00
Elevación mínima (m.s.n.m.)	320.00	317.00
Elevación media (m.s.n.m.)		1546.00
Pendiente media (%)	39.85	1.88
Tiempo de concentración (minutos)		778.19
Longitud del cauce principal (Km)		130.20

río San Miguel

La sub-cuenca del río San Miguel tiene un área de aportación de 660.13 km² y un perímetro de 157.70 km, es una cuenca exorreica y descarga su área de aportación a la sub-cuenca del río Papagayo. Abarca los municipios de Chilpancingo de los Bravo y Coyuca de Benítez. En la *Tabla 2.5* se muestran las características principales de la sub-cuenca del río Azul. En la *Figura 2.10* se muestra la red hidrográfica de la sub-cuenca.

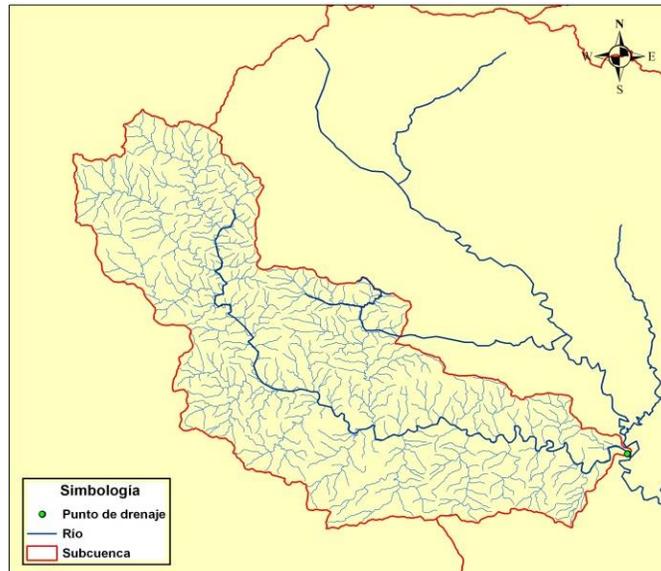


Figura 2.10. Red hidrográfica del río San Miguel Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI). SIATL, Emulador de Flujos

Tabla 2.5. Características de la sub-cuenca del río San Miguel.

	Subcuenca	Cauce Principal
Elevación máxima (m.s.n.m.)	3320.00	2604.00
Elevación mínima (m.s.n.m.)	260.00	259.00
Elevación media (m.s.n.m.)		1431.00
Pendiente media (%)	33.67	2.49
Tiempo de concentración (minutos)		540.17
Longitud del cauce principal (Km)		93.99

2.1.1. Clima

En todos los municipios de la cuenca del río Papagayo, el tipo de clima que predomina es el cálido subhúmedo con lluvias en verano, a excepción de algunas partes mínimas en el norte y oriente del territorio donde se da el clima templado subhúmedo, también con lluvias en verano. La temperatura media anual oscila entre los 22 y 28°C, siendo el litoral de la costa la zona que experimenta temperaturas más cálidas. La zona norte, que posee un relieve con mayor altitud presenta una temperatura media anual que va de los 22 a 26°C.

Respecto a la precipitación, en la zona norte de la región es donde más llueve al registrarse en promedio 2,000 mm anualmente, mientras que en la porción central se genera un promedio de 1,500 mm. En la costa y alrededores es donde se tiene menor incidencia de lluvias, registrando en promedio 1,200 mm.

2.1.3. Geología y edafología

En la cuenca en estudio la geología que predomina son los lomeríos y planicies aluviales en la boca de los ríos; rocas metamórficas. Así como, suelos someros poco desarrollados, con predominio de Regosol, Cambisol y Feozem.

2.2. Principales huracanes en la zona de estudio

Los ciclones tropicales (en las categorías de depresiones tropicales, tormentas tropicales o huracanes) son fenómenos hidrometeorológicos naturales que deben de recibir prioridad, ya que la mayor parte del transporte de la humedad del mar hacia las zonas semiáridas en una región ocurre por su causa. En diversas regiones del país, las lluvias ciclónicas representan la mayor parte de la precipitación pluvial anual.

Para medir la fuerza y destrucción de los huracanes, existe una clasificación meteorológica, escala Saffir-Simpson, por medio de la cual se determina la magnitud de cada uno de ellos.

En la *Tabla 2.6* se presentan las categorías y efectos de acuerdo con la escala Saffir-Simpson. En la *Tabla 2.7* se muestran los huracanes que más han afectado las costas de Guerrero, en especial a la cuenca del río Papagayo en los últimos años.

Tabla 2.6 Escala Saffir- Simpson.

Categoría	Parámetros	Efectos
Uno	Daños mínimos. Vientos de 118 a 153 km/h	Presión barométrica mínima igual o superior a 980 mb. Daños principalmente a árboles arbustos y casas móviles que no hayan sido previamente aseguradas. Daños ligeros a otras estructuras. Destrucción parcial o total de algunos letreros y anuncios pobremente instalados. Marejadas de 4 a 5 pies sobre lo normal. Caminos y carreteras en costas bajas inundadas;daños menores a los muelles y atracaderos. Las embarcaciones menores rompen sus amarres en areas expuestas.
Dos	Daños moderados. Vientos de 154 a 177 km/h	Presion barométrica mínima de 965 a 979 mb. Daños considerables a árboles yarbustos, algunos derribados. Grandes daños a casas móviles en areas expuestas. Extensos daños a letreros y anuncios. Destrucción parcial de algunos techos, puertas y ventanas. Pocos daños a estructuras y edificios. Marejadas de 6 a 8 pies sobre lo normal. Carreteras y caminos inundados cerca de las costas. Las rutas de escape en terrenos bajos se interrumpen de 2 a 4 horas antes de la llegada del centro del huracán. Las marinas se inundan. Las embarcaciones menores rompen amarras en areas abiertas. Se requiere la evacuación de residentes de terrenos bajos en areas costeras.
Tres	Daños extensos. Vientos de 178 a 209 km/h	Muchas ramas son arrancadas a los árboles. Grandes árboles derribados. Anuncios y letreros que no esten solidamente instalados son llevados por el viento. Algunos daños a los techos de edificios y también a puertas y ventanas. Algunos daños a las estructuras de edificios pequeños. Casas móviles destruidas. Marejadas de 9 a 12 pies sobre lo normal, inundando extensas areas de zonas costeras con amplia destrucción de muchas edificaciones que se encuentren cerca del litoral. Las grandes estructuras cerca de las costas son seriamente dañadas por el embate de las olas y escombros flotantes. Las vias de escape en terrenos bajos se interrumpen 3 a 5 horas antes de la llegada del centro del huracán debido a la subida de las aguas. Los terrenos llanos de 5 pies o menos sobre el nivel del mar son inundados por más de 8 millas tierra adentro. Posiblemente se requiera la evacuación de todos los residentes en los terrenos bajos a lo largo de las zonas costeras
Cuatro	Daños extremos. Vientos de 210 a 249 km/h	Árboles y arbustos son arrasados por el viento. Anuncios y letreros son arrancados o destruidos. Hay extensos daños en techos, puertas y ventanas. Se produce colapso total de techos y algunas paredes en muchas residencias pequeñas. La mayoría de las casas móviles son destruidas o seriamente dañadas. Se producen, marejadas de 13 a 18 pies sobre lo normal. Los terrenos llanos de 10 pies o menos sobre el nivel del mar son inundados hasta 6 millas tierra adentro. Hay grandes daños a los pisos bajos de estructuras cerca de las costas debido al influjo de las inundaciones y el batir de las olas llevando escombros. Las rutas de escape son interrumpidas por la subida de las aguas 3 a 5 horas antes de la llegada del centro del huracán. Posiblemente se requiera una evacuación masiva de todos los residentes dentro de un área de unas 500 yardas de la costa y también de terrenos bajos hasta 2 millas tierra adentro.
Cinco	Daños catastróficos. Vientos de más de 249 km/h	Árboles y arbustos son totalmente arrasados por el viento con muchos árboles grandes arrancados de raíz. Daños de gran consideración a los techos de los edificios. Los anuncios y letreros arrancados, destruidos y llevados por el viento a considerable distancia, ocasionando a su vez más destrucción. Daños muy severos y extensos a ventanas y puertas. Hay colapso total de muchas residencias y edificios industriales. Se produce una gran destrucción de cristales en puertas y ventanas que no hayan sido previamente protegidos. Muchas casas y edificios pequeños derribados o arrasados. Destrucción masiva de casas móviles. Se registran mareas muy superiores a 18 pies sobre lo normal. Ocurren daños considerables a los pisos bajos de todas las estructuras a menos de 15 pies sobre el nivel del mar hasta más de 500 yardas tierra adentro. Las rutas de escape en terrenos bajos son cortadas por la subida de las aguas entre 3 a 5 horas antes de la llegada del centro del huracán. Posiblemente se requiera una evacuación masiva de todos los residentes en terrenos bajos dentro de un área de 5 a 10 millas de las costas. Situación caótica.

Tabla 2.7. Huracanes que provocaron daños significativos en las costas de Guerrero

Fecha	Huracán	Oceáno	Edos. Afectados	Victimas	Damnificados	Daños
1967 8-23/09	Beulah	Atlántico	Tamp., N.L., Yuc. Y y Q.Roo.	19	100000	Severas inundaciones en las ciudades de Reynosa y matamoros vientos de hasta 200 km/h. daños severos y Cozumel con el 40% de las casas destruidas. Fueron dañados barcos y muelles en la costa este de Yucatán. Hubo pérdida en cultivos de maíz.
1967 29/08- 2/09	Katrina	Pacífico	Gro., B.C.S., B.C., Son., Nay.	15	30000	Daños importantes en los túneles de la presa infierrillo por cavitación.
1968 10-13/09	Naomi	Pacífico	Col., Sin., Dgo., Jal., Coah., Son. Y Chih.	10	50000	"60 000 ha. De cultivo afectadas. Severas inundaciones en torreón, Gomez palacio, chihuahua y otras ciudades en jal. Y sin. Caminos y zonas agrícolas dañadas"
1997 5-10/10	Pauline	Pacífico	Gro., y Oaxaca.	393	>50000	54000 casas dañadas, 122282 ha. De cultivos dañados y 80000 ha. De bosque y selva perdidos en Oaxaca. Se presentaron inundaciones, 20 puentes carreteros y varias carreteras se dañaron. Hubo 350 deslizamientos e interrupción de servicios públicos.
2013 14-16/09	Manuel	Pacífico	Gro., Sin., Nay., BCS y Oaxaca.	300	>50000	Un saldo de 123 muertos, 33 heridos, 68 desaparecidos, 59 mil evacuados, y al menos 218 mil 594 personas afectadas y 35 mil viviendas dañadas

En este documento, se realizará el análisis para la cuenca del río Papagayo y el paso del huracán “Manuel”.

2.2.1. Huracán Manuel 2013

"Manuel" fue un huracán de Categoría 1 (en la escala Saffir-Simpson) que tocó tierra como tormenta tropical en la costa sur de México. Posteriormente, se reforzó en el Golfo de California y toco por segunda vez tierra, en México, como huracán.

Tabla 2.8 Características del huracán Manuel.
Fuente: SAGARPA, 2013

Duración	13 - 20 septiembre del 2013
Vientos máximos	120 km/h
Presión mínima	985 hpa
Areas afectadas	Oaxaca, Guerrero, Jalisco, Colima, Nayarit, Sinaloa y algunas regiones de Sonora y Chihuahua

"Manuel" fue el responsable de inundaciones y deslizamientos de lodo, dejando como resultado al menos 123 muertes, en México. En la *Figura 2.11* se puede observar una imagen satelital del huracán "Manuel".

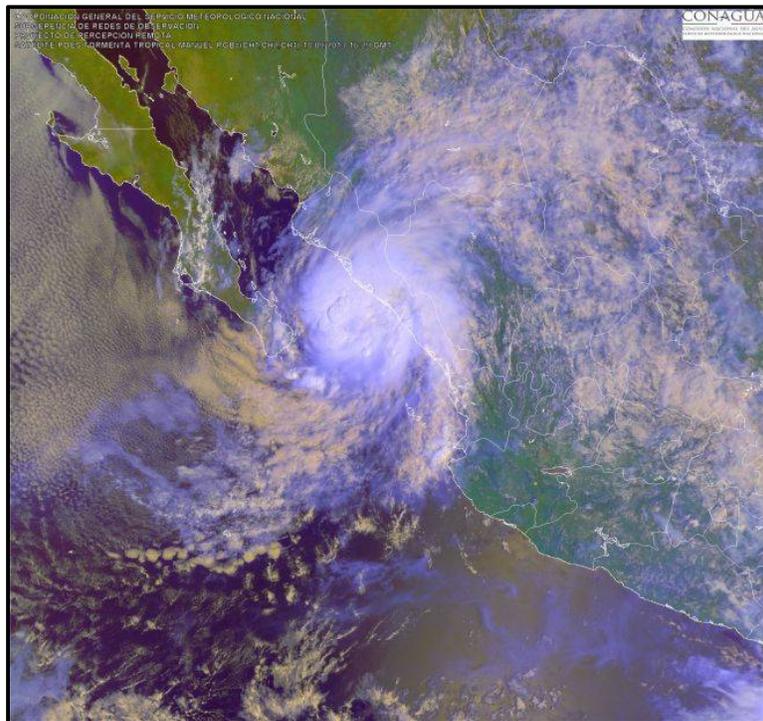


Figura 2.11. Imagen satelital de huracán Manuel, Septiembre 2013.
Fuente: Comisión Nacional del Agua (CONAGUA)

2.2.1.1. Trayectoria del huracán "Manuel"

"Manuel" fue el séptimo de los fenómenos meteorológicos, de la temporada de huracanes 2013, provenientes del Océano Pacífico. Poseía un centro de baja presión muy bien organizado, por lo cual pasó a declararse como la depresión tropical Trece-E el día 13 de septiembre, ubicado a unos 225 km al sur de Zihuatanejo.

"Manuel" produjo fuertes lluvias en diferentes estados de México, y contribuyó a un importante evento de lluvia que afectó a casi todo el país entre el 12 y 20 de septiembre de 2013 (*Figura 2.12*). La combinación del huracán Ingrid, el huracán Manuel y el flujo hacia el suroeste húmedo que contribuyó a la génesis de "Manuel" dan como resultado las precipitaciones elevadas, sobre todo en localidades costeras montañosas. La *Figura 2.12* muestra la trayectoria del huracán "Manuel" del lado izquierdo se puede apreciar cuando toco tierra por primera vez, mientras que la figura del lado derecho muestra la trayectoria la segunda vez que toco tierra.

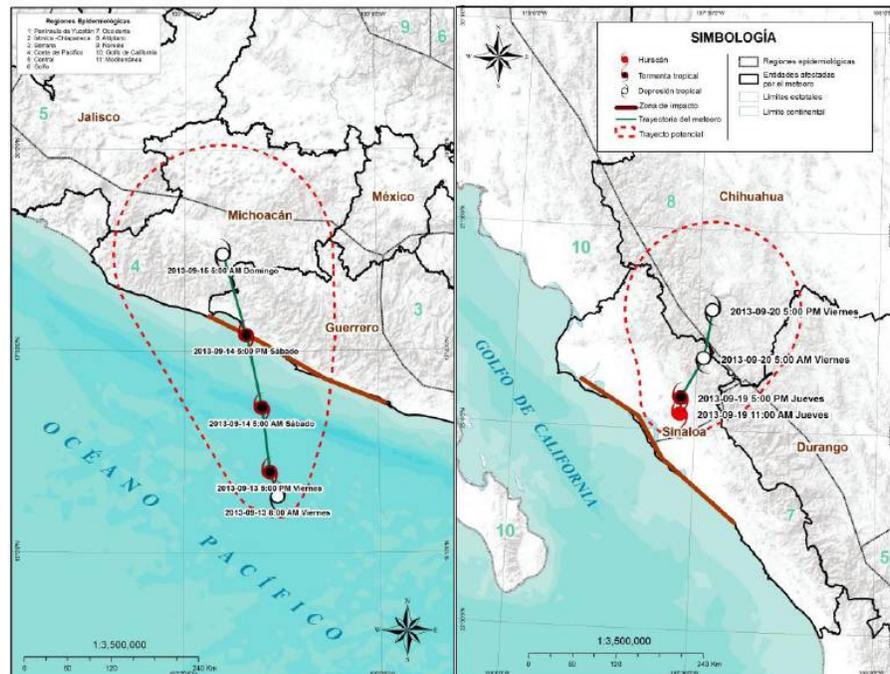


Figura 2.12. Trayectoria del huracán "Manuel" del 13 al 15 y del 19 al 20 de septiembre del 2013.

Fuente: SAGARPA, 2013

Observaciones satelitales, sugieren que las localidades a lo largo de la Costa del Pacífico del estado de Oaxaca hacia el este estaban lo suficientemente retirados de las lluvias externas de "Manuel", por lo que los totales de lluvia probablemente no eran directamente asociado con "Manuel". Los totales de precipitación de más de 254 mm se observaron en varios lugares sin tener un total, cerca de Acapulco se midieron, 111 mm.

2.2.1.1. Daños ocasionados por el huracán "Manuel"

Al menos 123 muertes directas en México se han atribuido a "Manuel", según informes de la prensa. Casi todas estas muertes fueron el resultado de las fuertes lluvias, sobre todo en las regiones montañosas. Al menos 97 muertes directas se produjeron en el estado de Guerrero, de las cuales muchas ocurrieron por un deslizamiento de lodo que destruyó casi la mitad de la población de "La Pintada". Dos personas en Acapulco murieron debido al colapso de un edificio y una pared. En el estado de Jalisco, dos hombres fueron arrastrados por las inundaciones repentinas, un hombre conducía un coche en una barranca inundada, y un niño de 12 años se cayó en una presa inundada y se ahogó. En el estado de Sinaloa, un pescador cayó de un barco y se ahogó, y un camionero conducía en un canal inundado. Un niño de cinco años también se ahogó después de ser arrastrado en un cañón inundado. La madre del niño fue reportada como desaparecida.

Sobre la base de los informes de AON Benfield y Eqecat, Inc., las estimaciones del total de pérdidas aseguradas por "Manuel" van desde \$ 200 hasta 685 millones. El impacto económico total se estima en alrededor de \$ 4.2 mil millones, con las mayores pérdidas en Guerrero.

CAPITULO 3. Análisis hidrológico

En la planeación y diseño de una infraestructura para mitigar los daños causados por una inundación se requiere de estimaciones de eventos futuros extremos, ya sea en un cauce, en la precipitación máxima en un cierto intervalo de tiempo, etc. Dichas estimaciones de un evento futuro son útiles para determinar por ejemplo: el almacenamiento de una presa, los niveles en una laguna de regulación, la altura de bordos perimetrales y longitudinales, entre otros.

El análisis hidrológico es un procedimiento para la estimación de un evento futuro, el cual está ligado a una probabilidad de ocurrencia, lo que proporciona una serie de criterios; la economía de una obra, su vida útil, los daños a la población y las pérdidas materiales y humanas. Así, con base en la historia del fenómeno es posible estimar la magnitud de este, de acuerdo con una probabilidad de ocurrencia. Por ello, se lleva a cabo mediciones periódicas en la precipitación, escurrimiento, volúmenes, temperatura y presión. Estos registros presentan una variación en el espacio y el tiempo, cuyo comportamiento suele ser de carácter aleatorio. En este Capítulo se realiza el estudio hidrológico de la cuenca del río Papagayo a partir de los registros hidrométricos de la base de datos BANDAS de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA).

3.1. Datos de estaciones hidrométricas

En la cuenca del río Papagayo se localizan siete estaciones hidrométricas (*Figura 3.1*). De las cuales solo se utilizarán tres para el análisis de este trabajo; Agua Salada, El Puente y La Parota.

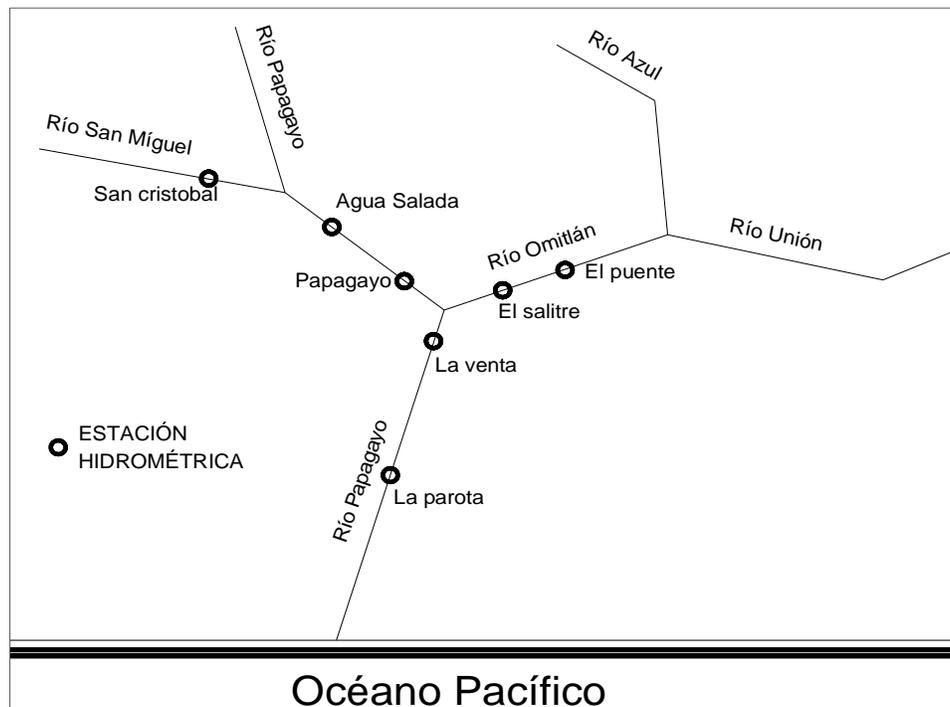


Figura 3.1. Estaciones hidrométricas en la cuenca del río Papagayo
Fuente: elaboración propia

En la *Tabla 3.1* se muestra los registros de las estaciones hidrométricas con las que se realizó el análisis de este trabajo.

Tabla 3.1. Registros de estaciones hidrométricas

Estación Hidrométrica			
Año	La Parota 20031	El puente 20037	Agua Salada 20054
1953		X	
1954		X	
1955		X	
1956		X	
1957		X	
1958		X	
1959		X	
1960		X	
1961		X	
1962		X	
1963	X	X	
1964	X	X	
1965	X	X	
1966	X	X	
1967	X	X	
1968		X	
1969	X	X	X
1970	X	X	X
1971	X	X	X
1972	X	X	X
1973	X	X	X
1974	X	X	X
1975	X	X	X
1976	X	X	X
1977	X	X	X
1978	X	X	X
1979	X	X	X
1980	X	X	X
1981	X	X	X
1982	X	X	X
1983	X	X	X
1984	X	X	X
1985	X	X	X
1986	X	X	X
1987	X	X	X
1988	X	X	X
1989	X	X	X
1990	X	X	X
1991	X	X	X
1992	X	X	X
1993	X	X	X
1994	X	X	X
1995	X	X	X
1996	X	X	X
1997	X	X	X
1998	X	X	X
1999	X	X	X
2000	X	X	X
2001	X	X	
2002	X	X	
2003	X	X	X
2004		X	X
2005		X	X
2006		X	X
2007		X	X

3.1.1. Gastos máximos instantáneos

Con ayuda de la Base de datos BANDAS se recopiló la información hidrométrica de las estaciones en estudio, a continuación se muestran los datos de los Gastos Máximos Instantáneos (GMI) de cada una de las estaciones en estudios.

Tabla 3.2. Gastos Máximos Instantáneos (GMI).

Estación hidrométrica
La Parota (20031)

Año	GMI (m ³ /s)
1962	
1963	2632.00
1964	1888.00
1965	921.00
1966	659.00
1967	11653.00
1968	
1969	2150.00
1970	2510.00
1971	1034.00
1972	1591.00
1973	7333.00
1974	7521.00
1975	1998.00
1976	5419.00
1977	1532.00
1978	1460.00
1979	2140.00
1980	1760.00
1981	4447.00
1982	1324.00
1983	1336.00
1984	9238.00
1985	1227.00
1986	1579.00
1987	1353.00
1988	2133.00
1989	2585.00
1990	1445.00
1991	1884.67
1992	1507.00
1993	3149.00
1994	662.00
1995	1079.00
1996	3001.00
1997	3925.00
1998	1710.00
1999	1511.00
2000	2110.00
2001	859.00
2002	3819.00
2003	1004.00

Estación hidrométrica
El Puente (20037)

Año	GMI (m ³ /s)
1953	285.46
1954	816.67
1955	639.93
1956	594.72
1957	224.60
1958	436.00
1959	246.00
1960	637.09
1961	1052.00
1962	428.00
1963	1086.00
1964	521.00
1965	430.00
1966	531.00
1967	1325.00
1968	477.00
1969	734.00
1970	720.00
1971	339.00
1972	501.00
1973	1151.00
1974	1591.00
1975	639.00
1976	1231.00
1977	379.00
1978	475.00
1979	682.00
1980	425.00
1981	821.00
1982	203.57
1983	449.00
1984	1148.00
1985	481.00
1986	467.00
1987	502.00
1988	948.00
1989	1030.00
1990	256.00
1991	786.00
1992	472.00
1993	709.00
1994	354.00
1995	636.00
1996	644.00
1997	1072.00
1998	688.00
1999	590.00
2000	756.00
2002	971.00
2003	465.00
2004	514.00
2005	472.00
2006	512.00
2007	475.00

Estación hidrométrica
Agua Salada (20054)

Año	GMI (m ³ /s)
1969	661.00
1970	774.00
1971	691.00
1972	1393.00
1973	1302.00
1974	1232.00
1975	619.00
1976	2431.00
1977	575.00
1978	698.00
1979	606.00
1980	497.00
1981	1913.00
1982	456.00
1983	778.00
1984	2097.00
1985	533.00
1986	563.00
1987	585.00
1988	1363.00
1989	1120.00
1990	596.00
1991	445.71
1992	1244.00
1993	267.90
1994	890.00
1995	1161.00
1996	2010.00
1997	2461.00
1998	1083.00
1999	612.00
2000	1143.00
2001	473.00
2002	300.80
2003	584.00
2004	643.00
2005	860.00
2006	1621.00
2007	1156.00

3.1.2. Gastos medios diarios

Se recopiló la información de los Gastos Medios Diarios (GMD) de las tres estaciones hidrométricas (Agua Salada, El Puente y La Parota) con ayuda del BANDAS. Para realizar una prueba de calidad de la información, la cual se describe más adelante.

Tabla 3.3. Gastos medios diarios. Estación hidrométrica La Parota (20031)

AÑO	MES	DIA 1	DIA 2	DIA 3	DIA 4	DIA 5	DIA 6	DIA 7	. . .	DIA 28	DIA 29	DIA 30	DIA 31
1962	4	36.8	36.8	36.8	36.3	35.8	35.8	35.8		33.5	33.5	33.5	
1962	5	33.5	33.5	33.5	33.5	33.9	35.8	36.3		33.9	33.5	33.9	38.8
1962	6	42.8	37.3	42.8	69.8	52.4	41.0	37.3		91.6	121.0	187.0	
1962	7	143.0	185.0	191.0	240.0	292.0	240.0	154.0		83.8	80.0	106.0	150.0
1962	8	97.2	129.0	145.0	95.7	90.4	123.0	86.4		189.0	189.0	236.0	267.0
1962	9	261.0	285.0	402.0	405.0	319.0	418.0	368.0		402.0	394.0	550.0	
1962	10	503.0	514.0	532.0	466.0	466.0	535.0	463.0		187.0	185.0	189.0	174.0
1962	11	168.0	185.0	164.0	154.0	158.0	183.0	170.0		91.0	98.5	99.7	
1962	12	101.0	95.9	93.5	91.0	87.4	85.0	83.8		62.2	61.2	59.2	58.2
1963	1	59.8	59.2	59.2	57.9	56.7	56.1	56.1		45.8	45.2	45.2	44.7
1963	2	38.7	39.4	38.7	38.7	38.7	37.9	38.7		32.1			
1963	3	32.8	32.1	32.1	30.6	30.6	29.9	29.9		27.7	26.9	26.9	26.9
1963	4	26.2	26.2	25.4	25.4	26.2	26.2	26.2		18.8	19.6	19.6	
.								.					
.								.					
1982	9	106.0	99.9	75.2	68.9	81.8	84.1	117.0	. . .	167.0	152.0	132.0	
1982	10	152.0	97.3	99.9	134.0	150.0	222.0	134.0		66.9	91.2	81.8	78.5
1982	11	71.1	73.0	73.0	72.0	69.1	70.1	66.2		43.2	43.2	42.5	
1982	12	41.0	43.2	44.0	44.0	41.0	38.2	38.2		32.1	30.3	32.1	30.9
1983	1	30.1	29.4	27.4	28.1	27.4	28.7	27.4		29.4	18.6	20.6	22.8
1983	2	22.1	20.6	21.1	21.6	21.6	22.8	20.1		25.0			
1983	3	23.2	22.8	20.1	19.6	19.6	17.7	18.1		15.9	15.0	15.4	14.2
1983	4	15.0	13.4	14.7	15.0	12.2	13.8	15.0		13.8	13.4	14.7	
1983	5	15.0	13.4	17.3	13.8	14.7	13.4	13.4		13.0	16.3	15.9	17.3
1983	6	13.4	13.4	14.2	13.4	14.2	13.4	16.8		32.7	37.1	28.1	
1983	7	30.1	57.4	82.7	88.9	110.0	194.0	175.0		119.0	198.0	128.0	175.0
1983	8	106.0	117.0	114.0	177.0	138.0	142.0	118.0		114.0	132.0	128.0	173.0
1983	9	377.0	348.0	351.0	278.0	337.0	366.0	298.0		214.0	133.0	149.0	
1983	10	130.0	137.0	126.0	113.0	129.0	118.0	115.0		132.0	124.0	121.0	123.0
.								.					
.								.					
2001	1	49.4	45.8	42.9	41.5	38.2	39.0	38.9	. . .	33.3	31.3	32.2	31.7
2001	2	29.3	33.3	30.6	30.1	29.6	30.3	28.8		25.6			
2001	3	24.4	23.5	32.5	42.0	31.0	30.9	29.9		21.8	20.7	16.9	19.9
2001	4	20.7	16.9	17.6	19.4	16.4	20.4	17.6		16.3	23.1	21.8	
2001	5	19.3	16.9	18.7	16.9	16.4	16.9	16.5		15.5	19.6	18.4	15.2
2001	6	32.2	56.0	51.3	94.6	64.3	49.6	41.0		143.0	118.0	86.8	
2001	7	86.1	92.2	131.0	220.0	179.0	115.0	110.0		238.0	214.0	308.0	244.0
2001	8	219.0	177.0	169.0	173.0	175.0	166.0	302.0		405.0	310.0	289.0	255.0
2001	9	212.0	339.0	317.0	233.0	260.0	235.0	207.0		388.0	498.0	394.0	
2001	10	371.0	291.0	258.0	236.0	225.0	225.0	225.0		109.0	105.0	98.2	97.0
2001	11	96.2	96.0	96.0	92.1	91.0	88.8	86.6		59.0	57.2	58.0	
2001	12	56.4	54.2	54.7	53.0	53.0	52.1	51.8		52.5	41.0	41.2	42.4
2002	1	43.5	42.8	39.1	39.8	38.9	39.0	39.0		29.8	33.1	28.1	31.2
2002	2	29.8	30.0	29.8	29.2	28.7	26.7	30.7		21.4			
2002	3	24.6	24.0	23.9	24.5	23.7	22.5	22.4		22.3	24.2	22.9	21.7
2002	4	22.5	21.8	21.8	21.8	19.6	21.8	21.0		16.9	16.1	16.8	
2002	5	15.6	17.4	16.2	16.6	16.9	16.6	15.3		30.0	54.2	52.0	37.5
2002	6	19.5	21.2	35.8	30.6	27.3	51.8	107.0		85.7	85.6	78.7	
2002	7	64.4	90.5	76.1	84.0	81.9	69.9	73.7		144.0	175.0	208.0	171.0
2002	8	142.0	132.0	123.0	157.0	143.0	126.0	127.0		98.3	104.0	90.4	88.1
2002	9	86.3	101.0	105.0	86.8	93.3	128.0	110.0		589.0	672.0	550.0	
2002	10	435.0	361.0	345.0	315.0	480.0	440.0	367.0		142.0	161.0	140.0	147.0
2002	11	154.0	161.0	731.0	2937.0	1296.0	717.0	584.0		120.0	116.0	108.0	
2002	12	93.8	99.4	100.0	97.0	93.1	92.1	92.8	. . .	62.9	62.8	63.1	62.0

Tabla 3.4. Gastos medios diarios. Estación hidrométrica El Puente (20037)

AÑO	MES	DIA 1	DIA 2	DIA 3	DIA 4	DIA 5	DIA 6	DIA 7	.	.	DIA 28	DIA 29	DIA 30	DIA 31
1954	6	46.22	39.65	35.35	40.04	35.95	40.81	36.62	.	.	139.85	169.44	158.93	
1954	7	119.71	108.12	159.94	178.23	188.2	172.21	177.5	.	.	133.96	134.01	137.74	125.28
1954	8	136.52	118.19	139.1	174.17	141.01	187.91	152.45	.	.	142.43	154.93	164.15	150.1
1954	9	158.17	159.04	175.11	185.32	197.18	192.73	184.67	.	.	401.89	477.4	506.08	
1954	10	534.76	563.44	592.12	625.82	560.28	482.45	440.43	.	.	136.29	135	127.48	121.27
1954	11	116.7	113	108.6	107.3	106.15	99.5	102.6	.	.	70.5	67.6	66.9	
1954	12	64.8	63.9	63	63.9	60.75	56.25	55	.	.	44.9	44.55	43	43.3
1955	1	43	42.75	42.5	42.5	42	41.5	41.2	.	.	33.7	34.3	38.45	35.2
1955	2	33.7	33.1	32.4	31.65	31.3	31.3	31.3	.	.	26.3			
1955	3	26.3	26.3	25.8	25.8	26.3	25.2	25.2	.	.	22.1	21.55	22.1	21
1955	4	19.57	19.57	19.57	20.21	20.21	20.21	20.21	.	.	18.12	18.12	18.12	
1955	5	18.12	18.4	18.12	18.4	18.12	18.12	18.12	.	.	16.42	16.42	19.9	18.12
1955	6	19.32	19.76	19.71	23.8	32.31	34.94	50.81	.	.	26.72	85.7	40.85	
.
.
1986	8	86.5	73.3	75.5	71	71.7	80	71	.	.	147.5	137.3	131.8	129
1986	9	128.5	124	127.3	294.5	302.4	296	258	.	.	101.5	116.7	137.3	
1986	10	120.3	112.1	124.5	147	143.2	126.3	121	.	.	70.3	76	68.1	66.3
1986	11	65	67.2	70.6	66.3	63.7	63	58.6	.	.	46	47.5	48.2	
1986	12	45	45.5	46	44.4	43.1	44	41.6	.	.	36.5	35.8	36.1	36.5
1987	1	29	28.4	28.4	28.4	28.8	27.4	27.4	.	.	23	23	23.4	23
1987	2	23.4	23	23	22.6	21.5	21.5	21	.	.	19.6			
1987	3	19.3	19.3	19	19.3	19.6	19	18.7	.	.	16.6	16.6	15.5	15.5
1987	4	15	14.6	14.1	14.6	18.3	18.3	18.3	.	.	15	15.3	16.1	
1987	5	15.5	16.1	16.6	16.1	15.8	15.5	15	.	.	17.1	18.3	42.5	21.6
1987	6	16.3	22.5	42.7	20.1	43.5	42	26.8	.	.	52.6	58.2	51.1	
1987	7	103.5	105	103	101	93.3	114	153	.	.	149.5	123.7	117.1	115.2
1987	8	144.8	106.6	279	269	235	222	175	.	.	211	183	187	193
1987	9	206	201	177	239	200	185	175	.	.	166	235	234	
.
.
2006	1	34.1	34	34.1	34	33.1	33.1	32.8	.	.	26.8	26.8	27.2	26.5
2006	2	25.8	26	26	26	26.4	26.4	25.3	.	.	21.9			
2006	3	22.1	21.2	21.7	21	20.7	20.6	20.8	.	.	19.5	19.6	19.4	19.4
2006	4	19.2	19	19	19.1	18.8	18.7	18.6	.	.	17.7	17.6	17.8	
2006	5	17.5	19	19.9	20.7	21.2	19.5	18.2	.	.	22	20.3	19.5	19.6
2006	6	24	32.5	48.8	67.4	56.8	82.5	54.5	.	.	29.5	31.2	83.7	
2006	7	44.5	43.4	39.2	35.1	31.2	32.5	44.6	.	.	87.6	103	134	137
2006	8	133	117	122	109	103	112	104	.	.	200	165	166	162
2006	9	166	175	167	293	335	324	329	.	.	257	250	255	
2006	10	256	305	323	284	247	289	285	.	.	318	253	229	215
2006	11	201	191	181	173	167	160	154	.	.	97.1	95	92.9	
2006	12	90	87.7	85.5	83	80.5	79.6	79	.	.	58.3	55.8	55.9	56.6
2007	1	50.7	50.9	50.1	49.7	50.1	49	47.7	.	.	37	36.6	36.6	36.1
2007	2	35.9	35.7	35.4	35.2	35.6	35	34.4	.	.	28.3			
2007	3	28.4	28.3	28.5	28.1	28.4	28.3	27.3	.	.	25	24.8	24.9	24.5
2007	4	24.6	24.2	23.8	23.7	25	26.5	25.4	.	.	22.4	23	22.9	
2007	5	23.4	25.1	24.4	22.5	22.9	22.2	21.8	.	.	34.5	33.8	31	52.3
2007	6	30.5	23.5	22.3	21.2	21.1	36.6	31.1	.	.	47.8	47.2	39.3	
2007	7	35.4	42.9	43.7	51.9	82.2	73.6	53.2	.	.	105	115	138	184
2007	8	136	122	116	123	116	128	186	.	.	384	333	426	421
2007	9	437	445	387	365	361	329	320	.	.	174	161	161	
2007	10	165	147	136	130	122	121	117	.	.	114	107	101	98
2007	11	95.4	91.4	86.9	84.7	82.6	80.7	78.2	.	.	60.9	58.1	55.6	
2007	12	54.2	53.3	52.7	53.3	52.7	51.9	50.2	.	.	39	38.5	37.9	37.4

Tabla 3.5. Gastos medios diarios. Estación hidrométrica Agua Salada (20054)

AÑO	MES	DIA 1	DIA 2	DIA 3	DIA 4	DIA 5	DIA 6	DIA 7	.	.	DIA 28	DIA 29	DIA 30	DIA 31
1981	8	71.0	71.9	49.8	55.9	58.6	61.0	41.7	.	.	1087.0	657.0	405.0	312.0
1981	9	240.0	238.0	237.0	229.0	265.0	384.0	310.0	.	.	194.0	182.0	164.0	
1981	10	138.0	359.0	287.0	241.0	540.0	317.0	305.0	.	.	113.0	113.0	113.0	97.2
1981	11	98.4	81.9	76.4	80.3	71.2	70.5	66.1	.	.	39.2	38.6	38.6	
1981	12	38.1	37.0	35.9	35.9	34.9	33.9	33.4	.	.	25.4	24.9	24.5	24.1
1982	1	21.6	21.6	20.7	20.2	20.2	19.8	19.0	.	.	14.0	14.0	13.6	13.3
1982	2	13.3	12.5	12.5	12.5	12.5	12.2	11.9	.	.	14.3			
1982	3	11.6	10.7	11.0	10.1	9.6	9.3	9.0	.	.	6.2	6.2	6.0	6.2
1982	4	6.2	5.8	5.7	5.7	5.7	5.6	5.5	.	.	5.2	5.1	4.9	
1982	5	4.9	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	.	.	6.2	6.2	6.0	7.2
1982	6	6.8	6.6	5.8	5.5	5.5	5.5	5.2	.	.	34.0	64.8	41.5	
1982	7	30.6	18.4	12.9	21.2	12.2	23.1	26.6	.	.	45.7	35.7	31.0	41.5
1982	8	32.9	39.1	25.6	116.0	105.0	58.8	62.8	.	.	24.3	28.1	23.7	21.2
.
1994	10	53.2	45.1	53.0	92.4	113.0	138.0	80.5	.	.	45.5	52.2	41.7	38.5
1994	11	56.0	39.0	40.6	33.9	37.2	46.5	41.6	.	.	18.1	17.8	17.4	
1994	12	17.0	16.6	16.2	15.8	15.9	15.5	15.2	.	.	11.3	11.1	10.9	10.6
1995	1	12.2	12.2	11.8	11.6	12.9	12.3	11.8	.	.	8.5	8.9	8.7	10.8
1995	2	11.2	9.5	8.6	10.0	8.4	8.2	10.4	.	.	6.6			
1995	3	6.2	5.9	5.8	5.4	5.4	6.2	6.3	.	.	3.8	3.7	3.7	3.7
1995	4	3.7	3.6	3.6	3.6	3.5	3.5	3.5	.	.	3.4	3.5	3.6	
1995	5	3.6	3.4	3.1	3.1	3.0	2.9	2.9	.	.	8.5	31.5	15.6	18.7
1995	6	11.9	7.9	6.4	5.4	5.0	4.6	4.4	.	.	104.0	85.3	71.1	
1995	7	57.8	45.1	56.3	54.2	44.8	32.4	72.5	.	.	171.0	191.0	217.0	120.0
1995	8	102.0	179.0	146.0	121.0	266.0	242.0	325.0	.	.	116.0	97.0	91.4	90.6
1995	9	143.0	108.0	129.0	132.0	151.0	145.0	174.0	.	.	259.0	203.0	167.0	
1995	10	132.0	115.0	130.0	151.0	120.0	140.0	96.2	.	.	57.4	52.0	57.6	49.3
1995	11	46.5	44.8	43.5	43.7	41.4	40.0	39.2	.	.	25.6	25.4	24.8	
.
2006	1	11.9	11.8	11.7	11.6	11.6	11.6	11.3	.	.	9.3	9.2	9.3	9.4
2006	2	9.33	9	8.7	8.6	8.51	8.35	8.2	.	.	6.4			
2006	3	6.3	6.31	6.4	6.21	6.11	6.03	5.89	.	.	3.96	3.85	4.02	1.99
2006	4	3.69	3.39	3.3	3.3	3	3	2.89	.	.	2.35	2.34	2.34	
2006	5	2.4	2.3	2.53	3.35	4.27	3.25	3.3	.	.	6.85	6.48	6.44	5.39
2006	6	7.69	12.3	66.8	181	60.7	68.9	43.5	.	.	17.8	17.2	47.6	
2006	7	19.5	19.4	23.1	37.3	29.3	17.6	19.6	.	.	58.2	55	116	71.1
2006	8	115	68.7	75.2	59.6	58.2	110	66.6	.	.	84.1	75	163	130
2006	9	93.8	88.9	87.1	110	99.9	112	196	.	.	108	110	124	
2006	10	123	149	210	138	109	160	120	.	.	149	113	105	98.4
2006	11	92.8	87.2	82.6	78.4	76	73.6	84.2	.	.	49.4	48.6	47.1	
2006	12	45.4	44.3	43.9	42.8	41.9	40.8	40.8	.	.	24.8	24.3	23.9	24
2007	1	24.2	23.8	23.5	23	22.7	22.7	22.4	.	.	15.8	14.9	14.6	14.1
2007	2	14	13.9	13.8	13.6	13.6	13.4	13.1	.	.	10.6			
2007	3	10.5	10.4	10.3	10.1	9.9	9.65	10	.	.	7.05	6.8	6.5	6.15
2007	4	6	6.1	5.96	5.9	6.31	6.25	7.65	.	.	5.3	5.21	6.3	
2007	5	12.9	8.52	6.24	5.81	5.64	5.49	5.41	.	.	21.3	17.5	8.97	19.1
2007	6	9.9	7.23	5.63	5.53	5.49	22	10.1	.	.	33.5	29.8	19.9	
2007	7	17.6	18.6	18.7	18	55.2	43.7	26.3	.	.	46.1	44.5	38	62.5
2007	8	47.4	41.8	46.6	52.2	59	58.8	94.1	.	.	479	234	318	640
2007	9	746	695	431	323	302	228	267	.	.	81.4	72.7	79.8	
2007	10	69.1	67.4	61.7	59.8	59.5	56.3	53.2	.	.	56.3	52.1	49.9	48.1
2007	11	47.2	44.7	42.1	41.8	39.2	38.2	37.2	.	.	31.2	26.2	25.3	
2007	12	25	24.7	24.5	24.8	28.1	25.6	24.5	.	.	18.3	17.8	17.3	17

3.1.3. Calidad de información hidrométrica

La calidad de la información hidrométrica se estimó mediante la suma aritmética de las estaciones hidrométricas de entrada (El Puente y Agua Salada), las cuales deberán ser igual a la estación hidrométrica de salida (La Parota), la comparación se expresa matemáticamente de la siguiente forma:

$$\bullet \quad Q_{ENTRADA} = Q_{SALIDA} \leftrightarrow EL \text{ PUENTE} + AGUA \text{ SALADA} = LA \text{ PAROTA}$$

En la *Tabla 3.6* se muestran los resultados obtenidos de la comparación de datos para un periodo en común (1969-2000), mediante un factor que relaciona los Gastos Medios Diarios de entrada ($Q_{ENTRADA}$) contra los Gastos Medios Diarios de salida (Q_{SALIDA}), dicho factor se expresa de la siguiente manera:

$$Factor = \frac{Q_{SALIDA}}{Q_{ENTRADA}}$$

Tabla 3.6. Comparación de datos hidrométricos.

AÑO	MES	DIA	EL PUENTE (20037)	AGUA SALADA (20054)	LA PAROTA (20031)	Factor = $Q_{SALIDA}/Q_{ENTRADA}$
1969	7	2	32.00	12.00	67.00	1.52
1969	7	3	28.00	9.20	58.00	1.56
1969	7	4	37.50	16.50	56.00	1.04
1969	7	5	48.00	25.30	59.00	0.80
1969	7	6	48.50	26.30	72.00	0.96
1969	7	7	50.80	45.20	107.00	1.11
:						
1990	9	12	123.00	70.40	198.00	1.02
1990	9	13	119.00	64.80	187.00	1.02
1990	9	14	115.00	71.20	178.00	0.96
1990	9	15	124.00	92.40	180.00	0.83
1990	9	16	136.00	120.00	213.00	0.83
1990	9	17	162.00	102.00	334.00	1.27
:						
2000	5	23	45.00	13.90	40.50	0.69
2000	5	24	37.20	13.00	47.80	0.95
2000	5	25	33.70	11.50	39.60	0.88
2000	5	26	34.00	32.70	57.00	0.85
2000	5	27	27.10	14.70	44.70	1.07
2000	5	28	57.40	13.60	33.60	0.47

La calidad de la información hidrométrica de entrada con relación a la de salida resulto ser buena, ya que se tiene un promedio general de **0.97** entre los diferentes factores.

3.1.4. Prueba de homogeneidad

Cuando se desarrolla un proyecto de infraestructura en una cuenca hidrológica, se necesita estimar las diferentes variables que integran cada una de las series de las estaciones hidrométricas seleccionadas en la zona de estudio, con el objeto de ver si pertenecen estadísticamente a una misma población. La homogeneidad es vital para un estudio hidrológico, porque permite saber que estaciones tienen mejor correlación entre

sí. Las actividades humanas como lo son: la deforestación, ampliaciones de áreas de cultivo, modificación y rectificación de canales, construcción de embalses y reforestaciones, entre otras, modifican e inducen un cambio significativo en la homogeneidad de una cuenca.

Existen diferentes pruebas de homogeneidad, como los son:

- *Prueba estadística de Helmer*
- *Prueba estadística t de student*
- *Prueba estadística de Cramer*

Para fines prácticos de este trabajo, solo se presentaran los resultados de las diferentes estaciones hidrométricas (La Parota, El Puente y Agua Salada).

3.1.3.1. Prueba estadística de Helmer

De las técnicas consideradas en esta capítulo es la más sencilla y consiste en analizar el signo de las restas de cada evento Q_i^j de la serie “j” para $i = 1, 2, 3, \dots, n_j$ con respecto de su media \bar{Q}_i^j .

Si una resta de cierto signo es seguida de otra del mismo signo, entonces se dice que se forma una secuencia (S), de lo contrario se considera un cambio (C).

La serie se considera homogénea si se cumple:

$$-\sqrt{n_j - 1} \leq (s - c) \leq \sqrt{n_j - 1}$$

En la *Tabla 3.7* se muestran los resultados de la prueba para las diferentes estaciones.

Tabla 3.7. Resultados de la prueba de estadística de Helmer.

Estación	secuencias (S)	cambios (C)	$ (S - C) $	n	$\sqrt{n - 1}$	$ (S - C) \leq \sqrt{n - 1}$	Resultado
La Parota	23	16	7	40	6.24	$7 > 6.24$	NO HOMOGENEA
El Puente	24	29	5	54	7.28	$5 < 7.28$	HOMOGENEA
Agua Salada	21	17	4	39	6.16	$4 < 6.16$	HOMOGENEA

3.1.3.2. Prueba estadística t de student

Si se considera una serie Q_i^j para $i = 1, 2, 3, \dots, n_j$, para el sitio “j”, la cual se divide en dos conjuntos de tamaño $n_1 = n_2 = \frac{n_j}{2}$, entonces, el estadístico de prueba se define como:

$$t_d = \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{\left[\frac{n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{1/2}}$$

Donde:

X_1, S_1^2 ; Son la media y la varianza de la primera parte del registro de tamaño n_1

X_2, S_2^2 ; Son la media y la varianza de la segunda parte del registro de tamaño n_2

El valor absoluto de t_d se compara con el valor de la distribución “t” de student de dos colas, y con $\nu = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad y para un nivel $\alpha = 0.05$ (Tabla 3.8). Si el valor de t_d es menor al valor de la Tabla 3.8 se dice que la muestra es homogénea.

En caso de que no se cuente con muestras pares, las submuestras no tendrán igual número de datos, se analizan por igual, al ser solo un dato la diferencia, esto no altera la validez de la prueba.

Tabla 3.8. Estadísticos de la distribución t de student.

$\nu \backslash \alpha$	0,30	0,25	0,20	0,10	0,05	0,025	0,01	0,005	0,0025	0,001	0,0005
1	0,7265	1,0000	1,3764	3,0777	6,3137	12,7062	31,8210	63,6559	127,3213	318,3088	636,6192
2	0,6172	0,8165	1,0607	1,8856	2,9200	4,3027	6,9645	9,9250	14,0890	22,3271	31,5991
3	0,5844	0,7649	0,9785	1,6377	2,3534	3,1824	4,5407	5,8408	7,4533	10,2145	12,9240
4	0,5686	0,7407	0,9410	1,5332	2,1318	2,7765	3,7469	4,6041	5,5976	7,1732	8,6103
5	0,5594	0,7267	0,9195	1,4759	2,0150	2,5706	3,3649	4,0321	4,7733	5,8934	6,8688
6	0,5534	0,7176	0,9057	1,4398	1,9432	2,4469	3,1427	3,7074	4,3168	5,2076	5,9588
7	0,5491	0,7111	0,8960	1,4149	1,8946	2,3646	2,9979	3,4995	4,0293	4,7853	5,4079
8	0,5459	0,7064	0,8889	1,3968	1,8595	2,3060	2,8965	3,3554	3,8325	4,5008	5,0413
9	0,5435	0,7027	0,8834	1,3830	1,8331	2,2622	2,8214	3,2498	3,6897	4,2968	4,7809
10	0,5415	0,6998	0,8791	1,3722	1,8125	2,2281	2,7638	3,1693	3,5814	4,1437	4,5869
11	0,5399	0,6974	0,8755	1,3634	1,7959	2,2010	2,7181	3,1058	3,4966	4,0247	4,4370
12	0,5386	0,6955	0,8726	1,3562	1,7823	2,1788	2,6810	3,0545	3,4284	3,9296	4,3178
13	0,5375	0,6938	0,8702	1,3502	1,7709	2,1604	2,6503	3,0123	3,3725	3,8520	4,2208
14	0,5366	0,6924	0,8681	1,3450	1,7613	2,1448	2,6245	2,9768	3,3257	3,7874	4,1405
15	0,5357	0,6912	0,8662	1,3406	1,7531	2,1315	2,6025	2,9467	3,2860	3,7328	4,0728
16	0,5350	0,6901	0,8647	1,3368	1,7459	2,1199	2,5835	2,9208	3,2520	3,6862	4,0150
17	0,5344	0,6892	0,8633	1,3334	1,7396	2,1098	2,5669	2,8982	3,2224	3,6458	3,9651
18	0,5338	0,6884	0,8620	1,3304	1,7341	2,1009	2,5524	2,8784	3,1966	3,6105	3,9216
19	0,5333	0,6876	0,8610	1,3277	1,7291	2,0930	2,5395	2,8609	3,1737	3,5794	3,8834
20	0,5329	0,6870	0,8600	1,3253	1,7247	2,0860	2,5280	2,8453	3,1534	3,5518	3,8495
21	0,5325	0,6864	0,8591	1,3232	1,7207	2,0796	2,5176	2,8314	3,1352	3,5272	3,8193
22	0,5321	0,6858	0,8583	1,3212	1,7171	2,0739	2,5083	2,8188	3,1188	3,5050	3,7921
23	0,5317	0,6853	0,8575	1,3195	1,7139	2,0687	2,4999	2,8073	3,1040	3,4850	3,7676
24	0,5314	0,6848	0,8569	1,3178	1,7109	2,0639	2,4922	2,7970	3,0905	3,4668	3,7454
25	0,5312	0,6844	0,8562	1,3163	1,7081	2,0595	2,4851	2,7874	3,0782	3,4502	3,7251
26	0,5309	0,6840	0,8557	1,3150	1,7056	2,0555	2,4786	2,7787	3,0669	3,4350	3,7066
27	0,5306	0,6837	0,8551	1,3137	1,7033	2,0518	2,4727	2,7707	3,0565	3,4210	3,6896
28	0,5304	0,6834	0,8546	1,3125	1,7011	2,0484	2,4671	2,7633	3,0469	3,4082	3,6739
29	0,5302	0,6830	0,8542	1,3114	1,6991	2,0452	2,4620	2,7564	3,0380	3,3962	3,6594
30	0,5300	0,6828	0,8538	1,3104	1,6973	2,0423	2,4573	2,7500	3,0298	3,3852	3,6460
40	0,5286	0,6807	0,8507	1,3031	1,6839	2,0211	2,4233	2,7045	2,9712	3,3069	3,5510
80	0,5265	0,6776	0,8461	1,2922	1,6641	1,9901	2,3739	2,6387	2,8870	3,1953	3,4163
120	0,5258	0,6765	0,8446	1,2886	1,6576	1,9799	2,3578	2,6174	2,8599	3,1595	3,3735
∞	0,5244	0,6745	0,8416	1,2816	1,6449	1,9600	2,3263	2,5758	2,8070	3,0902	3,2905

Para fines prácticos, se presentan únicamente los resultados obtenidos para cada una de las estaciones hidrométricas (Tabla 3.9)

Tabla 3.9. Resultados de la prueba de homogeneidad de t de student

Estación	n	\bar{X}_1	\bar{X}_2	S_1	S_2	t_d	ν	$t_{\nu, \alpha}$	$t_d < t_{\nu, \alpha}$	Resultado
La Parota	40	3065.40	2239.03	2840.70	1884.00	0.192	38.00	1.676	0.192 < 1.676	HOMOGENEA
El Puente	54	673.05	623.95	351.67	247.65	0.098	52.00	1.650	0.098 < 1.650	HOMOGENEA
Agua Salada	39	988.35	982.71	586.09	574.55	0.007	37.00	1.679	0.007 < 1.679	HOMOGENEA

3.1.3.3. Prueba estadística de Cramer

Esta prueba se utiliza con el propósito de verificar homogeneidad en el registro Q_i^j de la serie “j” para $i = 1, 2, 3, \dots, n_j$.

La prueba compara el valor de Q^j del registro total con cada una de las medias de los bloques elegidos \bar{Q}_{30}^j y \bar{Q}_{60}^j . Para que se considere una serie analizada como estacionaria en la media, se deberá cumplir que no existe una diferencia significativa entre las medias de los bloques.

$$Q^j = \sum_{i=1}^{n_j} \frac{Q_i^j}{n_j}, \text{ para una sola muestra analizada}$$

$$S_Q^j = \left[\frac{1}{(n_j - 1)} \sum_{i=1}^{n_j} (Q_i^j - \bar{Q}^j)^2 \right]^{1/2}$$

$$\bar{Q}_{60}^j = \sum_{k=1}^{n_{60}} \frac{Q_k^j}{n_{60}}$$

$$\bar{Q}_{30}^j = \sum_{k=1}^{n_{30}} \frac{Q_k^j}{n_{30}}$$

$$\tau_{60}^i = \frac{\bar{Q}_{60}^j - \bar{Q}^j}{S_{Hp}^j}$$

$$\tau_{30}^i = \frac{\bar{Q}_{30}^j - \bar{Q}^j}{S_{Hp}^j}$$

$$t_w = \left\{ \frac{n_w(n_j - 2)}{n_j - n_w [1 + (\tau_w^j)^2]} \right\} |\tau_w^j|, \text{ para } w = 60 \text{ y } w = 30$$

El estadístico t_w tiene distribución “t” de student de dos colas con $\nu = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad y para un nivel $\alpha = 0.05$ (Tabla 3.8). La muestra se considera homogénea si t_{60} y t_{30} son menores a “t” de student. A continuación se muestran los resultados de este método (Tabla 3.10).

Tabla 3.10. Resultados de la prueba estadística de Cramer.

Estación	n_1	n_2	\bar{X}_1	\bar{X}_2	S_1	S_2	t_{60}	t_{30}	ν	$t_{\nu,\alpha}$	$t_{60} < t_{\nu,\alpha}$	$t_{30} < t_{\nu,\alpha}$	Resultado
La Parota	24	12	2276.99	2028.00	1796.28	1161.42	1.270	1.125	34.00	1.676	1.270 < 1.676	1.125 < 1.676	HOMOGENEA
El Puente	33	17	661.93	610.12	302.93	209.34	0.402	0.626	48.00	1.648	0.402 < 1.648	0.626 < 1.648	HOMOGENEA
Agua Salada	24	12	992.18	1078.90	584.68	657.44	0.088	0.669	34.00	1.676	0.088 < 1.676	0.669 < 1.676	HOMOGENEA

A continuación se realizará el resumen de los tres métodos estadísticos para obtener el resultado final de las pruebas Tabla 3.11.

Tabla 3.11. Resumen de pruebas estadísticas.

Estación	PRUEBA			RESULTADO FINAL
	HELMERT	STUDENT	CRAMER	
La Parota	NO HOMOGENEA	HOMOGENEA	HOMOGENEA	HOMOGENEA
El Puente	HOMOGENEA	HOMOGENEA	HOMOGENEA	HOMOGENEA
Agua Salada	HOMOGENEA	HOMOGENEA	HOMOGENEA	HOMOGENEA

3.1.5. Prueba de independencia

Para poder realizar un análisis de frecuencia en los datos hidrométricos se requiere que las muestras Q_i^j de la serie "j" para $i=1, 2, 3, \dots, n_j$ sean de carácter aleatorio, para verificarlo se acude a la prueba de independencia de "Anderson", la cual hace uso de un coeficiente de correlación serial r_k^j para diferentes tiempos de retraso "k". La expresión matemática para obtener el coeficiente de correlación es:

$$r_k^j = \frac{\sum_{t=1}^{n_j-k} (Q_t^j - \bar{Q}^j)(Q_{t+k}^j - \bar{Q}^j)}{\sum_{t=1}^{n_j} (Q_t^j - \bar{Q}^j)^2}$$

Para $k = 1, 2, \dots, \frac{n_j}{3}$

Donde $\bar{Q}^j = \sum_{i=1}^{n_j} \frac{Q_i^j}{n_j}$

Además tomando en cuenta los límites al 95% de confianza para r_k^j los cuales se obtienen de la siguiente ecuación:

$$r_k^j(95\%) = \frac{-1}{\sum_{t=1}^{n_j} (Q_t^j - \bar{Q}^j)^2}$$

La gráfica de los valores estimados r_k^j contra los tiempos de retraso k, junto con sus correspondientes límites de confianza, se denomina correlograma.

Si el 90% de los tiempos de retraso quedan dentro de los límites de confianza en el correlograma se dice que la muestra es independiente y por lo tanto sigue las leyes de la probabilidad. Para fines de este análisis, solo se presentaran los correlogramas de las estaciones hidrométricas, a continuación se muestran dichos correlogramas:

Estación hidrométrica La Parota (Figura 3.2).

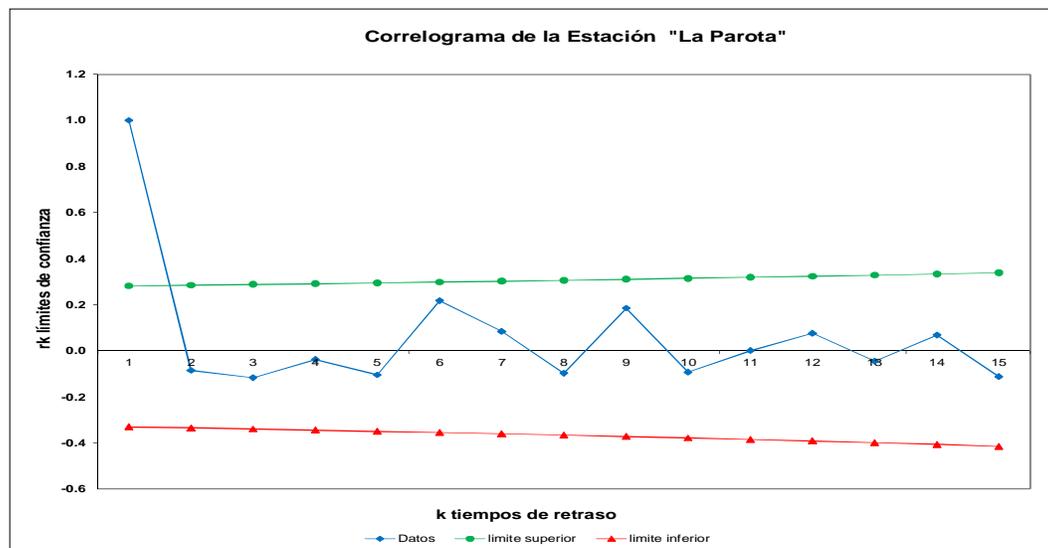


Figura 3.2. Correlograma de la estación hidrométrica la Parota

Fuente: elaboración propia

Como se puede apreciar en la *Figura 3.2*, los tiempos de retraso de la muestra quedan dentro de los límites de confianza, por lo tanto la muestra es *independiente*.

Estación hidrométrica El Puente (*Figura 3.3*).

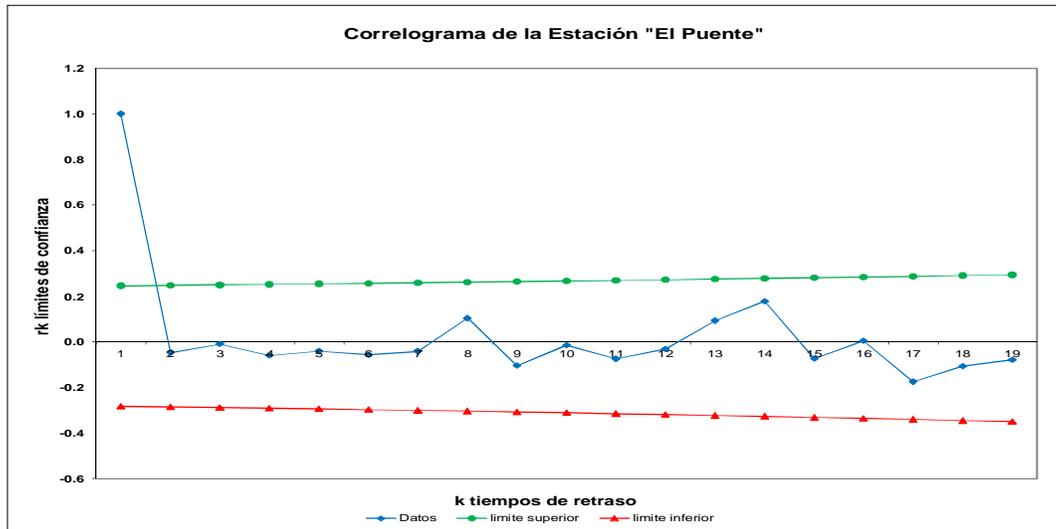


Figura 3.3. Correlograma de la estación hidrométrica El Puente
Fuente: elaboración propia

La *Figura 3.2* muestra que todos los tiempos de retraso quedan alojados dentro de los límites de confianza, por lo tanto la muestra es *independiente*.

Estación hidrométrica Agua Salada (*Figura 3.4*).

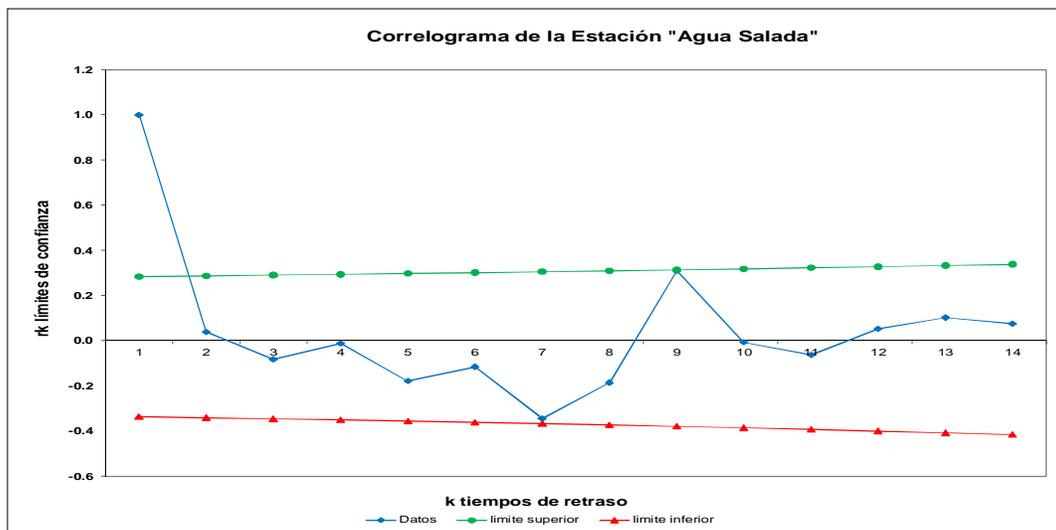


Figura 3.4. Correlograma de la estación hidrométrica Agua Salada
Fuente: elaboración propia

La *Figura 3.4* muestra que uno de los tiempos de retraso está en el límite de confianza superior, el cual representa menos del 10% de la muestra, por lo tanto la muestra es *independiente*.

3.2. Análisis de frecuencias

El análisis de frecuencia para una muestra de gastos máximos anuales, se emplea con la intención de encontrar la magnitud de un evento extraordinario Q_T , de un periodo de retorno deseado "T", para el diseño de alguna infraestructura hidráulica. En ocasiones no solo basta con encontrar la magnitud del evento Q_T , sino también proveer la seguridad del funcionamiento de la obra o bien el riesgo de falla, para fines de este trabajo el evento extraordinario se ocupara como el impulso del modelo de simulación de las posibles manchas de Inundación en la zona de estudios.

La metodología a emplear para un análisis de frecuencia es:

- 1) Ordenar la muestra de mayor a menor
- 2) Asignarle un periodo de retorno mediante la ley de Weibull

$$T = \frac{n + 1}{m}$$

Donde: n; tamaño de la muestra, m; número de orden

- 3) Asignarle una probabilidad

$$F(X) = 1 - \frac{1}{T}$$

- 4) Ajustar a la muestra las distintas distribuciones de probabilidad
- 5) Seleccionar la mejor distribución con el criterio del error estándar de ajuste que se muestra a continuación:

$$EEA = \left[\frac{\sum_{i=1}^{n_j} (\overline{Q_T^j} - Q_T^j)^2}{n_j - m_p} \right]^{1/2}$$

Donde:

Q_T^j ; Son los eventos Q_i^j ordenados de mayor a menor para un periodo de retorno asignado y una probabilidad de no excedencia.

n_j ; Número de datos de la muestra

m_p ; Número de parámetros de la distribución ajustada

Q_T^j ; Evento estimado por cierta distribución de probabilidad

En ambos casos se comparan los Q_T^j para los periodos de retorno del paso 2.

- 6) Con la mejor distribución se obtienen los eventos de diseño para T=2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000 y 10000 años.

3.2.1. Distribuciones de probabilidad

3.2.1.1 Distribución Normal

La distribución normal es una distribución simétrica en forma de campana, también conocida como Campana de Gauss. Aunque muchas veces no se ajusta a los datos hidrológicos tiene amplia aplicación en otras ciencias.

La distribución normal presenta las funciones de probabilidad y probabilidad acumulada siguientes:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \left[e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \right]$$

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \left[e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \right] dx$$

Los eventos de diseño por esta distribución se obtienen mediante la expresión de la ecuación:

$$\hat{X}_T = \hat{\mu} + \hat{\sigma}\hat{U}_T$$

Estimadores por Momentos y Máxima Verosimilitud

$$\hat{\mu} = \bar{X}$$

$$\hat{\sigma} = S$$

Donde:

\bar{X} = Media de la muestra

S = Desviación estándar de la muestra

$$\hat{U}_T = V - \frac{b_0 + b_1V + b_2V^2}{1 + b_3V + b_4V^2 + b_5V^3}$$

Donde:

$$b_0 = 2.515517$$

$$b_1 = 0.802853$$

$$b_2 = 0.010328$$

$$b_3 = 1.432788$$

$$b_4 = 0.189269$$

$$b_5 = 0.001308$$

$$V = \sqrt{\ln \left[\frac{1}{\left(\frac{1}{T^2}\right)} \right]}$$

Para $0.5 < F(x) \leq 1$ se cambia por.

$$V = \sqrt{\text{Ln} \left[\frac{1}{\left(1 - \frac{1}{T}\right)^2} \right]}$$

Y el signo de \hat{U}_T cambia de la siguiente manera $\hat{U}_T = -\hat{U}_T$

3.2.1.2. Distribución Log-Normal

Esta distribución es una variante de la distribución Normal. Es asimétrica, por lo que existe una mayor proporción de los valores altos de la muestra que de los bajos. Además, en esta distribución los valores de la muestra son siempre positivos. Cumple con el requisito de que los logaritmos de los datos sean simétricos con respecto a su media. En esta distribución también se pueden utilizar variables estandarizadas en el cálculo.

La distribución Log-Normal presenta la función de probabilidad siguiente:

$$f(x) = \frac{1}{X\sigma\sqrt{2\pi}} \left[e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-\mu_Y}{\sigma_Y}\right)^2} \right]$$

Los eventos de diseño para esta distribución se obtienen mediante la expresión:

$$\hat{X}_T = EXP[\hat{\mu}_Y + \hat{\sigma}_Y \hat{U}_T]$$

Estimadores por Momentos y Máxima Verosimilitud

$$\hat{\mu}_Y = \bar{Y}$$

$$\hat{\sigma}_Y = S_Y$$

Donde \bar{Y} y S_Y son la media y la desviación estándar de la serie $Y_i = \text{Ln}(X_i)$

3.2.1.3. Distribución Gumbel

Una familia importante de distribuciones usadas en el análisis de frecuencia hidrológico es la distribución general de valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecientes y sequías (máximos y mínimos). En el caso de los máximos se utiliza la función Gumbel, para la cual:

$$X_T = \hat{\mu} + \hat{\alpha} \left[\text{Ln} - \text{Ln} \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]$$

Estimadores por Momentos

$$\hat{\mu} = \bar{X} - 0.45 * S$$

$$\hat{\alpha} = \frac{1.2825}{S}$$

3.2.1.4. Distribución Exponencial

Cuando una secuencia de eventos hidrológicos es considerada como un proceso de Poisson, donde los eventos suceden instantánea e independientemente a lo largo del tiempo, puede aplicarse la distribución exponencial. En ésta, el tiempo entre cada evento (tiempo de arribo) está descrito por una distribución exponencial cuyo parámetro $1/\beta$ es la tasa media de ocurrencia de los eventos. La ventaja de la distribución exponencial consiste en la facilidad de estimar el parámetro β a partir de la información observada. Por otra parte, su desventaja es que considera la ocurrencia de cada evento como completamente independiente de sus vecinos, lo cual puede no ser cierto según sea el evento y fenómeno de que se trate.

$$\hat{X}_T = \hat{X}_0 - \hat{\beta} \text{Ln} \left(\frac{1}{T} \right)$$

Estimador por Momentos

$$\hat{\beta} = S$$

$$\hat{X}_0 = \bar{X} - S$$

Donde:

\bar{X} = Media de la muestra

S = Desviación estándar de la muestra

Estimadores por Máxima Verosimilitud

$$\hat{\beta} = \sum_{i=1}^n \frac{[X_i - X_{(1)}]}{n-1}$$

$$\hat{X}_0 = X_{(1)} - \frac{\hat{\beta}}{n}$$

Donde:

$X_{(1)}$ = El valor más pequeño de la muestra

3.2.1.5. Distribución Gamma

El tiempo que toma la ocurrencia de un número de eventos en un proceso de Poisson está descrito por la distribución Gamma, la cual es la distribución de una suma de β variables aleatorias independientes e idénticas, distribuidas exponencialmente. Esta distribución es útil para la descripción de variables hidrológicas asimétricas sin el uso de la transformación log. Por ejemplo, se ha aplicado a la descripción de la distribución de alturas de precipitación en tormentas.

La distribución Gamma de dos parámetros presenta las funciones de probabilidad y probabilidad acumulada, siguientes:

$$f(x) = \frac{X^{\beta-1} e^{-\frac{x}{\alpha}}}{\alpha^{\beta} \Gamma(\beta)}$$

$$F(x) = \int_0^x \frac{X^{\beta-1} e^{-\frac{x}{\alpha}}}{\alpha^{\beta} \Gamma(\beta)} dx$$

Los eventos de diseño por esta distribución se obtienen mediante la expresión dada por la ecuación:

$$X_T = \hat{\alpha} \hat{\beta} \left[1 - \frac{1}{9\hat{\beta}} + \hat{U}_T \sqrt{\frac{1}{9\hat{\beta}}} \right]^3$$

Estimador por Momentos

$$\hat{\alpha} = \frac{S}{\sqrt{\hat{\beta}}} \quad \hat{\beta} = \frac{4}{\gamma^2} \quad \hat{\delta} = \bar{X} - \alpha * \beta$$

Estimador por Máxima verosimilitud

$$\hat{\beta} = \frac{\omega}{\omega - N^2} \quad \hat{\alpha} = \frac{1}{N\hat{\beta}} \sum_{i=1}^N (X_i - \delta) \quad -N \frac{\Gamma'(\hat{\beta})}{\Gamma(\hat{\beta})} + \sum_{i=1}^N \ln(X_i - \delta) - N \ln(\alpha) = 0$$

3.2.1.6. Distribución Doble Gumbel

La Distribución Doble Gumbel está pensada para simular el comportamiento de dos poblaciones consideradas mutuamente excluyentes, este tipo de distribución se ajusta muy bien a fenómenos ciclónicos y extremos, la probabilidad de excedencia de Gumbel de dos poblaciones se expresa mediante la ecuación siguiente

$$F(X) = (1 - P) e^{-e^{-\left(\frac{X-\alpha_1}{\beta_1}\right)}} + P e^{-e^{-\left(\frac{X-\alpha_2}{\beta_2}\right)}}$$

Esta función de distribución cuenta con cinco parámetros, dos de cada población:

$\alpha_1, \beta_1, \alpha_2, \beta_2$, mientras el quinto es la proporción de mezcla, P.

El ajuste más adecuado para esta distribución es mediante iteraciones hasta llegar a un juego de parámetros apropiados a la muestra en estudio

3.2.1.7. Bondad de Ajuste

La validez de los valores estimados para un cierto periodo de retorno, con distribuciones de probabilidad, está dado por la comparación de los valores estimados contra los valores reales o medidos. Existen diferentes técnicas o métodos de bondad de ajuste. Entre los cuales se encuentran:

- Error Estándar de Ajuste
- Chi Cuadrado
- Kolmogorov- Smirnov

- Papeles probabilísticos

Para este trabajo se realizará la comparativa de datos, mediante el método de Error Estándar de Ajuste.

La técnica del Error Estándar de Ajuste fue propuesta por Kite, en el año 1988, el cual consiste; en seleccionar la mejor opción, entre las diferentes distribuciones de probabilidad, para el ajuste de una muestra de datos Q_i^j para $i = 1, 2, 3, \dots, n_j$ de un sitio "j". A continuación se muestra la expresión matemática con la que se calcula esta técnica:

$$EEA = \left[\frac{\sum_{i=1}^{n_j} (\overline{Q_T^j} - Q_T^j)^2}{n_j - m_p} \right]^{1/2}$$

Donde:

Q_T^j ; Son los eventos Q_i^j ordenados de mayor a menor para un periodo de retorno asignado y una probabilidad de no excedencia.

n_j ; Número de datos de la muestra

m_p ; Número de parámetros de la distribución ajustada

Q_T^j ; Evento estimado por cierta distribución de probabilidad

La distribución de probabilidad que mejor se ajuste a la muestra, será aquella que proporcione el mínimo valor del estadístico E.E.A. Si una o más distribuciones tienen valores similares del E.E.A, entonces se deberá optar por aquella distribución que tenga el menor número de parámetros.

3.2.2. Software AX.EXE

Para el análisis de frecuencia se ocupó el programa de simulación de distribuciones AX.EXE el cual ajusta las siguientes funciones de probabilidad:

- Distribución Normal Estandarizada
- Distribución Log-Normal
- Distribución Gumbel
- Distribución Exponencial
- Distribución Gamma
- Distribución Doble Gumbel

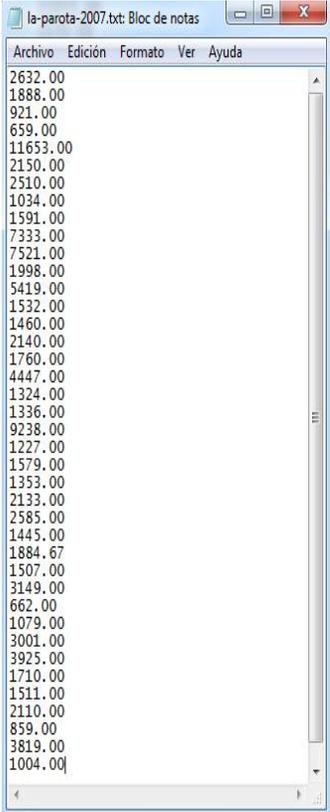
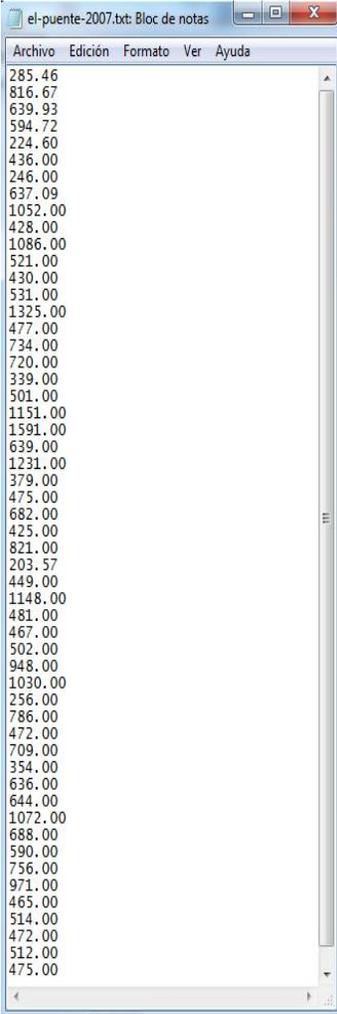
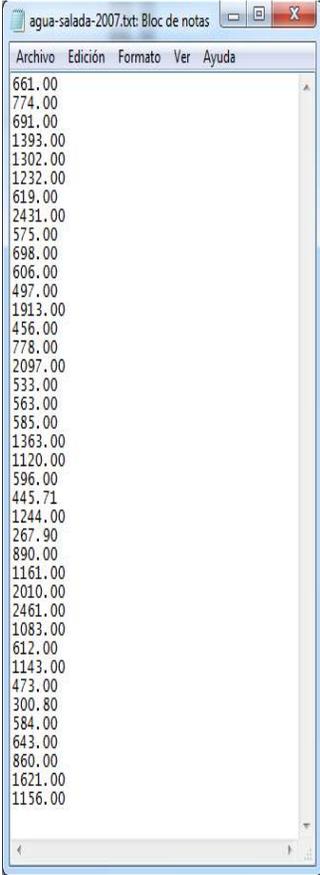
El programa realiza el cálculo de los estimadores por dos métodos, el método de los momentos, el cual consiste en igualar los valores de los parámetros estadísticos de la muestra con los de la población, es decir, que la media, varianza y asimetría (primero, segundo y tercer momento) de la muestra sean iguales a los de la función de probabilidad y el método de máxima verosimilitud que busca maximizar la función de verosimilitud $L(X)$ para encontrar el mejor ajuste de cada función de probabilidad. Esta función se define como:

$$L = \prod_{i=1}^N f(X_i)$$

Donde Π es el operador que indica del producto de los valores que representan su argumento.

Las muestras que se analizan en el programa AX.EXE se deben de convertir a formato .TXT (Tabla 3.12)

Tabla 3.12. Estaciones hidrométricas en formato .TXT

Estación hidrométrica La Parota (20031)	Estación hidrométrica El Puente (20037)	Estación hidrométrica Agua Salada (20054)
		

Después de transformar las muestras a formato TXT, se analizan en el programa AX.EXE, arrojando los siguientes resultados globales. A continuación se muestran los resultados del E.E.A. para las diferentes distribuciones (Tabla 3.13), la función que obtiene el menor E.E.A. será la elegida para realizar las extrapolaciones con ayuda del programa antes mencionado.

Tabla 3.13. Análisis de bondad de ajuste para las diferentes distribuciones de probabilidad.

Estación	Función	Momentos		Máxima Verosimilitud		
		2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros	
La Parota(20031)	Normal	1380.161		1380.161		
	Logormal	725.724	773.406	988.355	1148.899	
	Gumbel	976.882		1276.904		
	Exponencial	688.643		653.678		
	Gamma	775.601	700.301	1057.156	11111.000	
	Doble Gumbel	358.365				
			Minimo error estándar:		358.365	
			Calculado por la función:		Doble Gumbel	
	El Puente (20037)	Normal	87.327		87.327	
		Logormal	46.430	49.126	44.454	44.898
Gumbel		46.895		55.341		
Exponencial		58.287		289.659		
Gamma		48.907	46.959	56.225	43.313	
Doble Gumbel		43.150				
		Minimo error estándar:		43.150		
		Calculado por la función:		Doble Gumbel		
Agua Salada (20054)		Normal	206.592		206.592	
		Logormal	124.166	128.842	122.276	134.000
	Gumbel	128.836		168.221		
	Exponencial	114.570		313.006		
	Gamma	120.330	119.765	142.977	109.540	
	Doble Gumbel	98.061				
			Minimo error estándar:		98.061	
			Calculado por la función:		Doble Gumbel	

Tabla 3.14. Extrapolaciones no tomando en cuenta los datos del huracán Manuel
 La Parota(20031) El Puente (20037) Agua Salada (20054)

Doble Gumbel		Doble Gumbel		Doble Gumbel	
Tr	Q (m3/s)	Tr	Q (m3/s)	Tr	Q (m3/s)
2	1844.62	2	554.74	2	808.77
5	3725.13	5	959.89	5	1540.96
10	6627.08	10	1145.27	10	1939.99
20	8512.34	20	1266.27	20	2202.53
50	10668.46	50	1406.95	50	2507.4
100	12213.39	100	1508.23	100	2726.72
200	13728.07	200	1607.6	200	2942.21
500	15712.14	500	1737.98	500	3224.7
1000	17203.79	1000	1836.01	1000	3438.12
2000	18701.19	2000	1933.27	2000	3924.52
5000	20705.42	5000	2061.93	5000	3924.52
10000	22087.64	10000	2166.09	10000	4149.52

Para obtener una mayor predicción de lo sucedido en septiembre del 2013 debido al huracán Manuel, se cuenta con un informe de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), en el cual se encuentran los gastos medidos en las estaciones hidrométricas del Puente y Agua Salada una vez sucedido el evento. Estas mediciones son la comparativa entre los niveles alcanzados en los ríos Omitlán y Papagayo, contra el gasto que transitaba en cada uno, para el caso de la estación hidrométrica el Puente el gasto máximo instantáneo para el año 2013 será **4,376.65 m³/s** y para la estación hidrométrica Agua Salada es **9,551.72m³/s**. En el apartado 3.1.3 *Calidad de la Información* se comprobó que existe una relación aritmética entre los gastos que entran (El Puente y Agua Salada) y los que salen (La Parota), tomando en cuenta lo anterior, el gasto máximo instantáneo para la estación hidrométrica la Parota será **13,928.37m³/s**. Finalmente con ayuda de estos tres nuevos registros históricos, se realizará un nuevo análisis de frecuencia, para fines prácticos solo se mostraran los resultados de la mejor distribución y las extrapolaciones correspondientes, como se muestra en las *Tabla 3.15*.

Tabla 3.15. Extrapolaciones tomando en cuenta los gastos de la Comisión Federal de Electricidad.
 La Parota(20031) El Puente (20037) Agua Salada (20054)

Doble Gumbel		Doble Gumbel		Doble Gumbel	
Tr	Q (m3/s)	Tr	Q (m3/s)	Tr	Q (m3/s)
2	1842.67	2	789.73	2	547.92
5	3699.12	5	1305.4	5	835.14
10	7356.62	10	2696.34	10	1354.92
20	9766.69	20	4633.78	20	2039.57
50	12520.41	50	6854.7	50	2840.19
100	14494.96	100	8446.93	100	3414.32
200	16430.01	200	10008.11	200	3976.71
500	18962.28	500	12048.3	500	4713.04
1000	20880.79	1000	13585.83	1000	5270.09
2000	22791.94	2000	15123.36	2000	5825.01
5000	25261.74	5000	17157.63	5000	6559.21
10000	27143.49	10000	18766.13	10000	7105.59

3.3. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es conocido como el tiempo de respuesta o de equilibrio, es propio de las características geomorfológicas de la cuenca y de la lluvia. El tiempo de concentración es el tiempo que tarda una gota de agua caída en el punto más lejano de la cuenca hasta el sitio de interés, y es el tiempo requerido para que, durante una lluvia uniforme, se alcance el estado estacionario; es decir, el tiempo para que toda la cuenca contribuya eficazmente a la generación de flujo en el sitio de desagüe. A continuación, se presenta una lista de las ecuaciones más utilizadas para el cálculo del tiempo de concentración:

- Kirpich (1940)

$$t_c = \frac{0.01947L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Donde:

L ; Longitud del cauce desde aguas arriba hasta la salida, m

S ; Pendiente promedio de la cuenca, m/m

- California CulvertsPractice (1942)

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

L ; Longitud del cauce más largo, m.

H ; Diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.

- Izzard (1946)

$$t_c = \frac{525(0.0000276i + c)L^{0.33}}{S^{0.333}i^{0.667}}$$

i ; Intensidad de lluvia, mm/h.

c ; Coeficiente de retardo.

L ; Longitud del cauce más largo, m.

S ; Pendiente de la trayectoria del flujo, m/m

- Federal AviationAdministration (1970)

$$t_c = 0.7035 \frac{(1.1 - C)L^{0.50}}{S^{0.333}}$$

C ; Coeficiente de escurrimiento del método racional.

L ; Longitud del flujo superficial, m.

S ; Pendiente de la superficial, m/m

- Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) & Aron y Erborge (1973)

$$t_c = \frac{7L^{0.60}n^{0.60}}{I^{0.40}S^{0.30}}$$

L ; Longitud del flujo superficial, m.
 n ; Coeficiente de rugosidad de Manning.
 I ; Intensidad de lluvia, mm/h.
 S ; Pendiente promedio del terreno, m/m.

- Ecuación de retardo SCS (1973)

$$t_c = \frac{0.0136L^{0.80} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.70}}{S^{0.50}}$$

L ; Longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria del flujo), m.
 CN ; Número de curva SCS. SCS (Soil Conservation Service)
 I ; Intensidad de lluvia, mm/h.
 S ; Pendiente promedio de la cuenca, m/m.

En este trabajo se realizará el cálculo del tiempo de concentración (t_c) con la fórmula de Kirpich. En la *Tabla 3.16* se muestran los valores de las variables que intervienen en la estimación del tiempo de concentración.

Tabla 3.16. Características principales de la cuenca en estudio

Elevación máxima	2409	msnm
Elevación mínima	57	msnm
Longitud	145,233.00	m
pendiente media	1.5	%

Sustituyendo los valores en la fórmula de Kirpich;

$$t_c = \frac{0.01947(145,233.00)^{0.77}}{(0.015)^{0.385}} = 15.4 \sim 16 \text{ horas}$$

Para el cálculo del tiempo pico (t_p), se ocuparan las siguientes fórmulas:

- Tiempo de retraso

$$t_r = 0.60t_c$$

- Duración en exceso

$$de = 2\sqrt{t_c}$$

- Tiempo pico

$$t_p = \frac{de}{2} + t_r$$

Sustituyendo las formulas anteriores;

$$t_r = 0.60t_c = 0.60(16) = 9.60 \sim 10 \text{ horas}$$

$$de = 2\sqrt{t_c} = 2\sqrt{16} = 8.00 \text{ horas}$$

$$t_p = \frac{8}{2} + 10 = 14 \text{ horas}$$

3.4. Avenida de diseño

La predicción de avenidas extremas definiendo el gasto pico en conjunto con el volumen total es de suma importancia para el diseño de aprovechamientos hidrológicos, especialmente para las obras de mitigación de inundaciones. En este rubro se realizará la elaboración de las avenidas de diseño, utilizando el método del hidrograma Adimensional del Soli Conservation Service (SCS), el cual es un estudio de diferentes hidrogramas registrados en una gran cantidad de cuencas, se obtuvo dividiendo la escala de caudales o gastos entre el gasto pico (Q_p) y la escala del tiempo entre el tiempo pico (t_p), se observó que los resultados obtenidos se acomodan según la *Figura 3.5*, cuyas coordenadas se muestran en la *Tabla 3.17*.

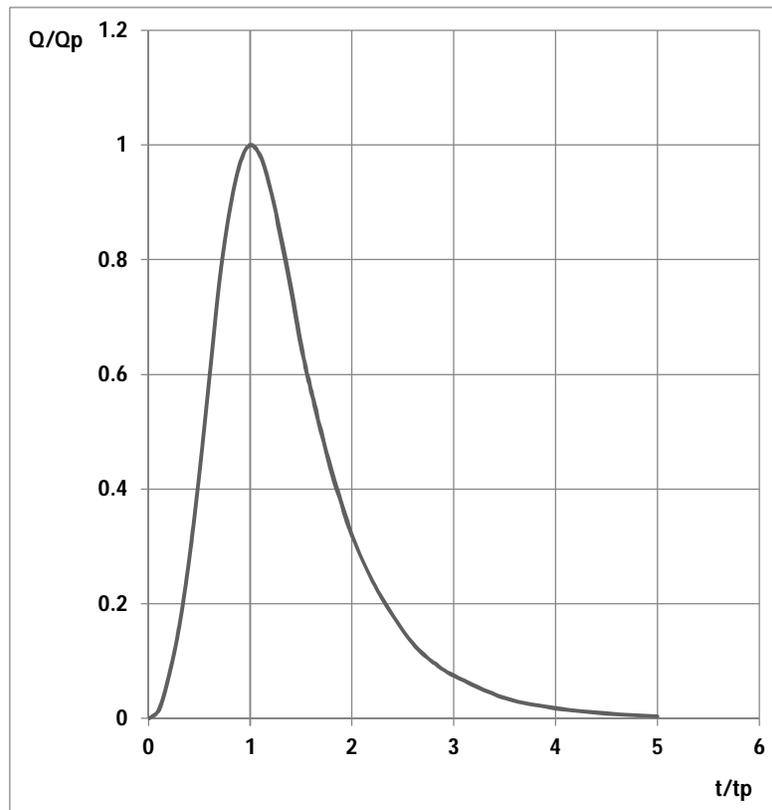


Figura 3.5. Hidrograma Adimensional
Fuente: *Fundamentos de Hidrología Superficial (Aparicio, J)*

Tabla 3.17. Coordenadas del hidrograma adimensional

t/tp	Q/Qp
0	0
0.1	0.015
0.2	0.075
0.3	0.16
0.4	0.28
0.5	0.43
0.6	0.6
0.7	0.77
0.8	0.89
0.9	0.97
1	1
1.1	0.98
1.2	0.92
1.3	0.84
1.4	0.75
1.5	0.65
1.6	0.57
1.8	0.43
2	0.32
2.2	0.24
2.4	0.18
2.6	0.13
2.8	0.098
3	0.075
3.5	0.036
4	0.018
4.5	0.009
5	0.004

Si se dispone de los datos del pico del hidrograma t_p y Q_p , a partir de la *Tabla 3.17* se puede calcular el hidrograma resultante, multiplicando las coordenadas por t_p y Q_p .

Esta técnica de los hidrogramas sintéticos, solamente son válidas para considerar los hidrogramas producidos por precipitaciones cortas y homogéneas.

El Gasto que tránsito por la presa la Venta según la Comisión Nacional del Agua es de **15,000 m³/s**, por lo tanto se cuenta con tres posibles hidrogramas de diseño, los cuales corresponden a un **“Periodo de Retorno de 200 años (Tr = 200)”**. En la *Tabla 3.18* se muestran los diferentes casos para el hidrograma de diseño.

Tabla 3.18. Casos posibles para los hidrogramas de diseño.

Caso	tp, [h]	Qp (Tr = 200) [m ³ /s]	Descripción
1	14	13,728	Estación la Parota, registros hasta el 2003
2	14	16,430	Estación la Parota, registros hasta el 2013
3	14	13,985	Suma de las estaciones Agua Salada y el Puente, registros hasta el 2013

A continuación se muestran los hidrogramas correspondientes a cada uno de los casos de la *Tabla 3.18*.



Figura 3.6. Hidrograma de diseño de la Estación hidrométrica la Parota, registros hasta el 2003
Fuente: elaboración propia



Figura 3.7. Hidrograma de diseño de la Estación hidrométrica la Parota, registros hasta el 2013
Fuente: elaboración propia

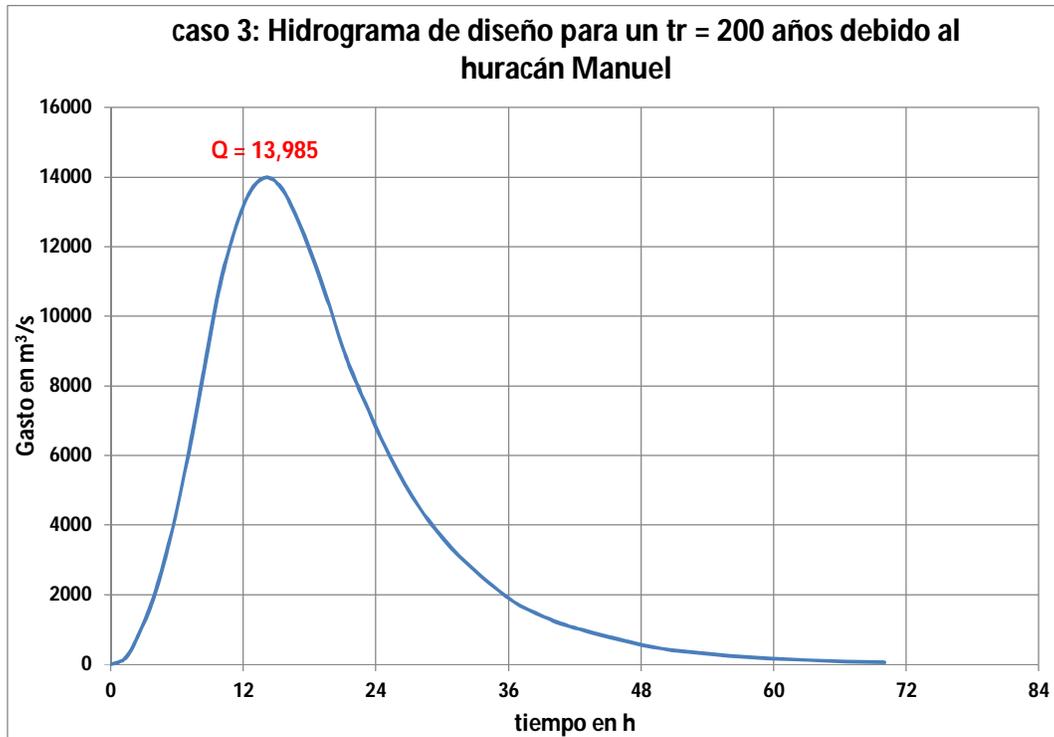


Figura 3.8. Hidrograma de diseño de las estaciones hidrométricas Agua Salada y el Puente, registros hasta el 2013

Fuente: elaboración propia

El **caso 3** (Suma de los gastos máximos de las estaciones Agua Salada y el Puente para $Tr = 200$ años) será el hidrograma de diseño que se ocupará en capítulos posteriores, por ser el que más se acerca al valor de **15,000 m³/s** (valor estimado por la Comisión Nacional del Agua en la presa la Venta) sin sobrepasar el valor.

CAPITULO 4. Modelación y calibración

Existen una gran variedad de modelos para determinar una posible mancha de inundación en una llanura o zona baja. La selección del modelo depende de la magnitud y distribución del problema, los recursos computacionales que se tengan, y las necesidades de cada usuario. Sin embargo, cabe hacer notar que incluso los modelos más sofisticados sólo serán tan buenos como las fuentes de información disponibles para su parametrización, calibración y validación (Aronica et al. 2003). En este capítulo se realizará la modelación numérica del fenómeno hidrometeorológico extremo Manuel 2013, mediante una interfaz entre un modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-Ras) y un sistema de información geográfica (ArcGis). El modelo se podrá calibrar con una Imagen satélite Spot-6 y TerraSAR-X de Acapulco Guerrero, obtenida de la Secretaria de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación (SAGARPA).

4.1. Metodología para generar manchas de inundación (Hec-Ras y ArcGis)

Para la elaboración de las manchas de inundación, se lleva a cabo la siguiente metodología, en este capítulo se desarrollaran todos los puntos que aparecen en el siguiente listado:

a) Sistema de Información Geográfica (ArcGis).

Implementación del Sistema de Información Geográfica (ArcGis) para la Generación de manchas de Inundación:

- Crear archivo en ArcGis
- Modelo digital de elevaciones (MDE) en formato TIN (Triangulated Irregular Network)
- Geometría del cauce principal; delimitaciones río principal y las zonas por donde prevemos que el agua circulará preferentemente tanto por el cauce principal como por las llanuras de inundación.
- Secciones transversales del río.
- Creación de cauce en 3D.
- Creación de secciones transversales 3D.
- Crear archivo para exportar al modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-Ras)

b) Modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-Ras)

Implementación del modelo hidrodinámico unidimensional para la generación de manchas de Inundación:

- Importación de datos del Sistema de Información Geográfica al modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-Ras)
- Editar los datos necesarios para el cálculo en régimen variable (Gasto de entrada o en su caso el hidrograma de diseño, condiciones de frontera, coeficiente de Manning, duración de la simulación, etc)
- Realizar la simulación con el modelo hidrodinámico unidimensional (HecRas)

c) Sistema de Información Geográfica (ArcGis).

Resultados de la implementación de los modelos

- Exportar los resultados del modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-Ras) al Sistema de Información Geográfica (ArcGis).
- Abrir los archivos creados por HecRas en el ArcGis
- Calibrar los resultados con ayuda de una Imagen satélite Spot-6 y TerraSAR-X de Acapulco Guerrero (SAGARPA).

4.2. Sistema de información geográfica (ArcGis)

Los Sistemas de información geográfica SIG son un campo tecnológico que combina características graficas con tablas de datos de todo tipo.

El ArcGis es un modelo informático poderoso, pues brinda la capacidad de visualizar, explorar, consultar y analizar los datos espaciales.

En hidrología, los avances en los SIG nos ofrecen muchas posibilidades para desarrollar modelos hidrológicos de cuencas y ubicar manchas de inundación. Existen diferentes extensiones o familias de SIG, las más sobresalientes son: ArcReader, ArcMap, ArcCatalog, ArcToolbox, ArcScene y ArcGlobe, para la elaboración de este trabajo, la simulación se realizó en ArcMap

ArcMap contiene diferentes extensiones, a continuación se describen brevemente cada una de ellas:

- SpatialAnalyst. Proporciona una amplia posibilidad de recursos relacionados con el análisis espacial de datos. Con esta herramienta se pueden crear, consultar y analizar datos ráster.
- 3D Analyst. De acuerdo con Esri, la extensión 3D Analyst de ArcGIS proporciona herramientas para la creación, visualización y análisis de datos SIG en un contexto tridimensional.
- GeostatisticalAnalyst. Esta herramienta permite la realización de análisis geoestadístico, partiendo del análisis exploratorio de los datos hasta su representación espacial.

4.2.1. Implementación del sistema de información geográfica (ArcGis) para la generación de una mancha de inundación.

En esta etapa de implementación de los sistemas de información geográfica se aplicaran técnicas de representación y análisis espacial de la información utilizando rutinas propias del SIG, lo que permitirá visualizar las áreas de afectación causadas por el huracán Manuel. Se cuenta con la ubicación de las poblaciones más afectadas en el estado de Guerrero.

4.2.1.1. Crear archivo en ArcGis

Al abrir el programa ArcGis nos aparece una ventana como en la *Figura 4.1*, donde se tienen las opciones de “abrir un archivo existente, abrir un archivo en blanco o abrir una

archivo nuevo”, se abrirá el programa con la opción; abrir un archivo en blanco como se muestra en la *Figura 4.2*.

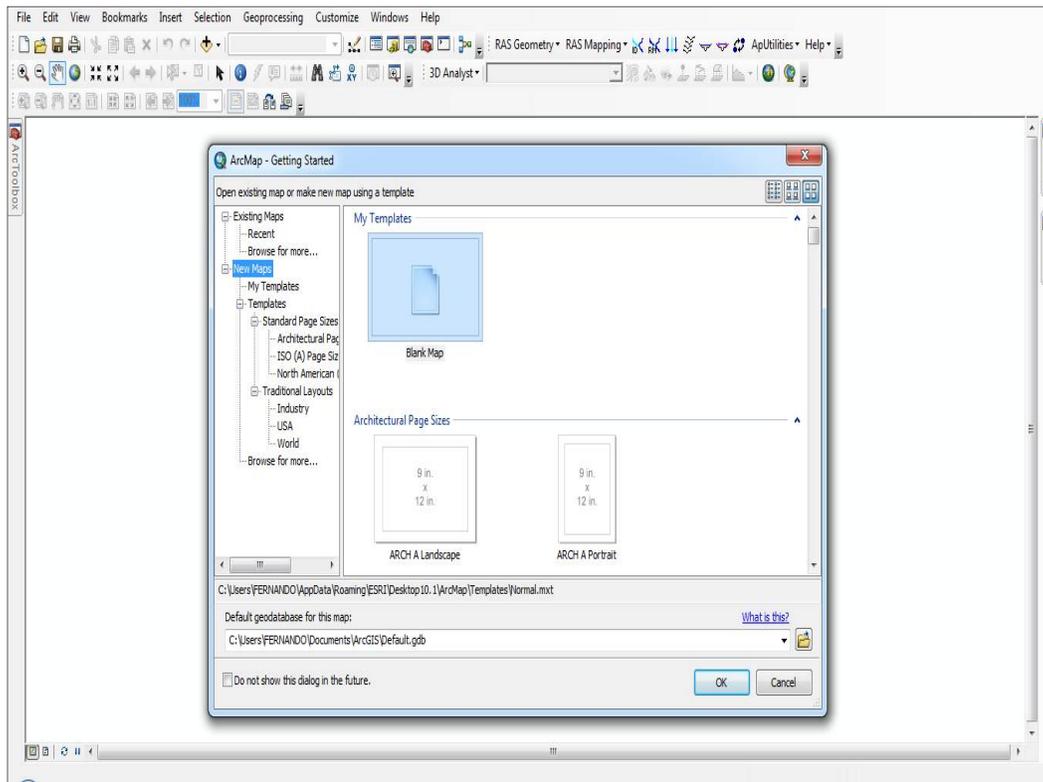


Figura 4.1. Entorno del Sistema de Información Geográfica
Fuente: elaboración propia

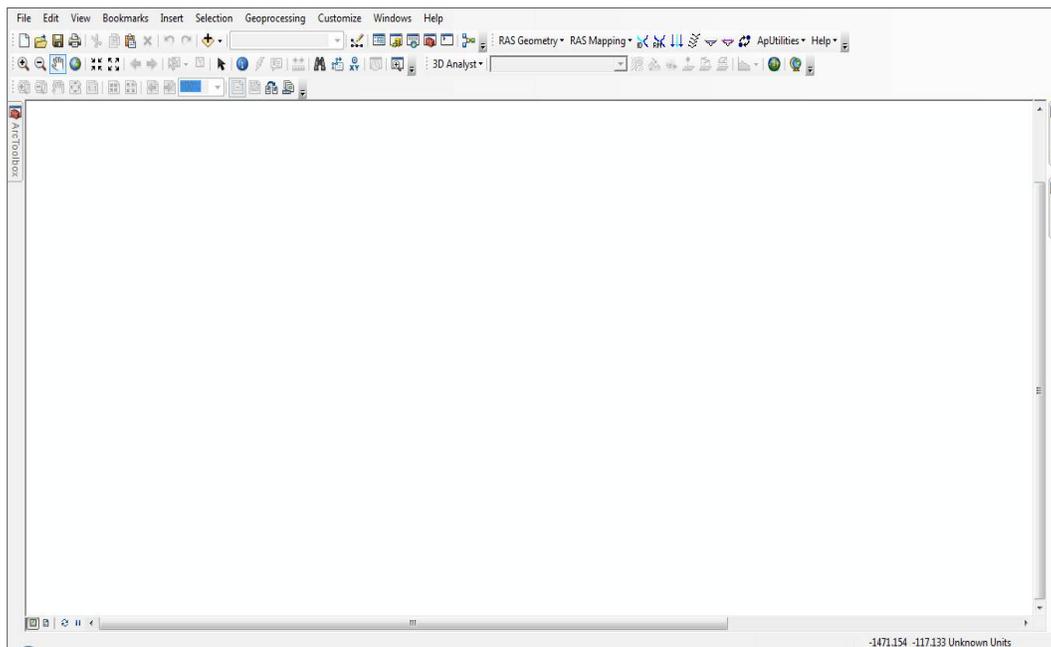


Figura 4.2. Creación de un proyecto nuevo u hoja en blanco
Fuente: elaboración propia

4.2.1.2. Modelo Digital de Elevaciones (MDE) en formato TIN (Triangulated Irregular Network)

El Modelo Digital de Elevación (MDE) que se seleccionó para las modelaciones numéricas proviene de los datos que se tienen en el Instituto Nacional de Estadísticas y Geografía (INEGI). Una perspectiva de esta información se presenta en la *Figura 4.3*.

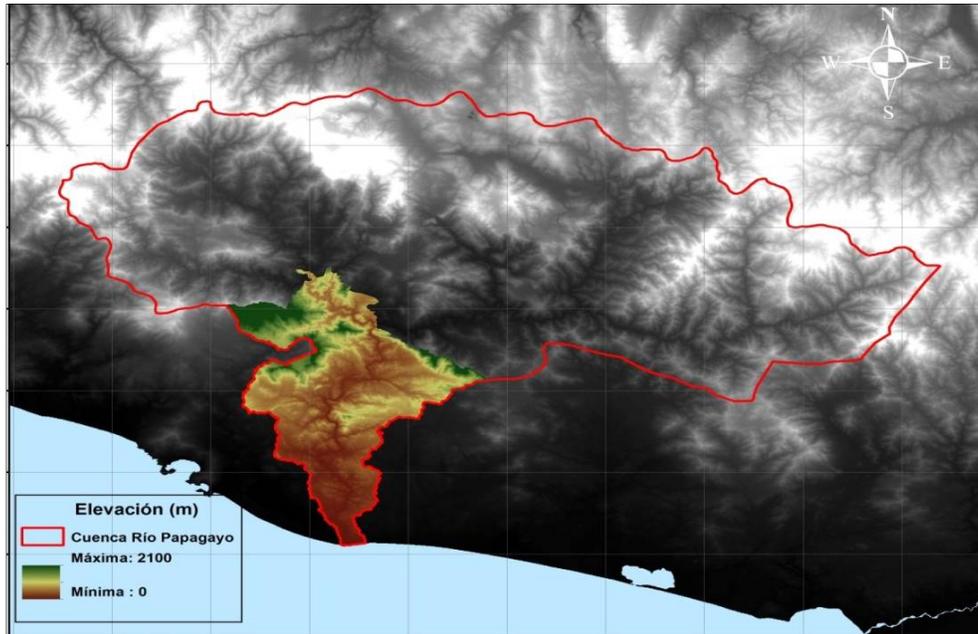


Figura 4.3. Modelo Digital de Elevación de la Cuenca baja del río Papagayo
Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI)

Como se observa en la *Figura 4.3*. La zona que se analizará en este apartado es el área que se encuentra en colores, con ayuda del ArcGIS se transformará el modelo digital de elevaciones a un TIN (*Figura 4.4*)

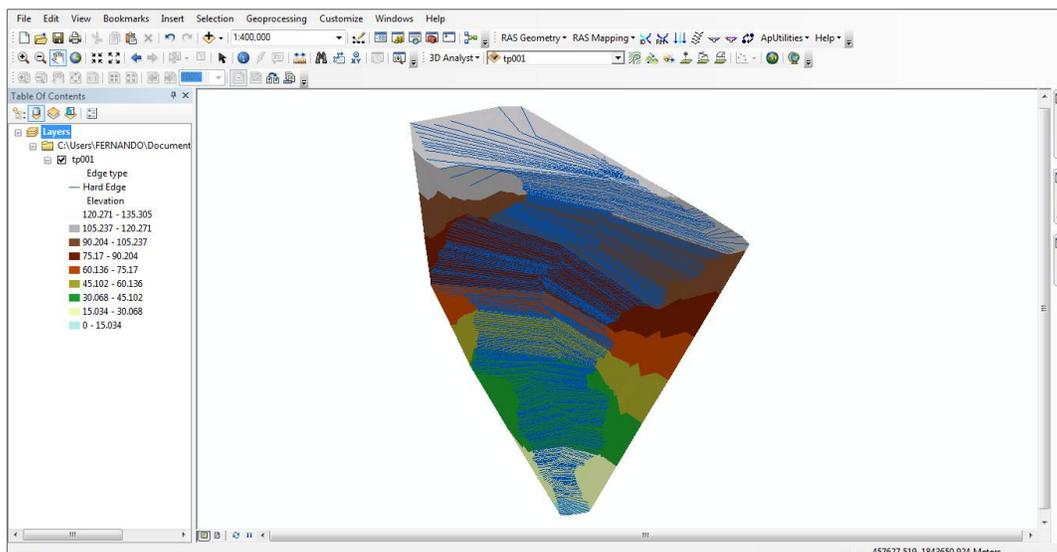


Figura 4.4. Modelo Digital de Elevación de la Cuenca baja del río Papagayo en formato TIN
Fuente: elaboración propia

4.2.1.3. Geometría del cauce principal

Para crear la Geometría del cauce principal es necesario tener la extensión HecGeoRAS activada en el ArcGis, básicamente es seguir el menú RAS Geometry de arriba hacia abajo. El primer paso es la creación del cauce del río a partir de los menús de la extensión Hec-GeoRas/RAS Geometry/Create RAS Layers/StreamCenterline, se abrirá una pestaña con el nombre que se le quiere dar al río. *Figura 4.5*

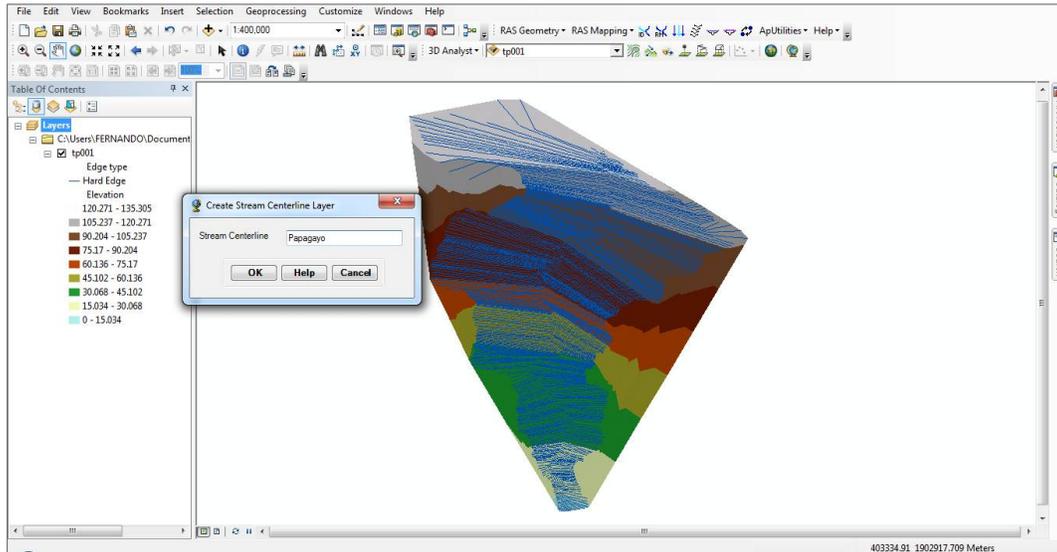


Figura 4.5. Geometría del cauce principal con HecGeo-RAS

Fuente: elaboración propia

Segundo paso, se dibujara el cauce principal del río, desde aguas arriba hasta la desembocadura, con ayuda del menú Editor/StarEditing, al finalizar el dibujo del cauce se utilizará el menú Editor/StopEditing *Figura 4.6*. El dibujo del cauce no puede encontrarse fuera de los límites del TIN.

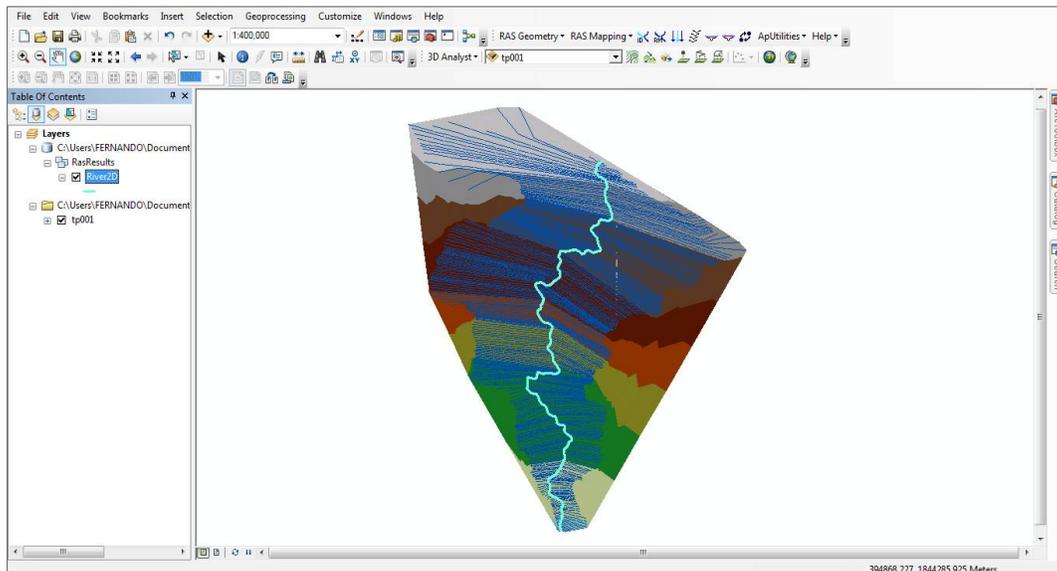


Figura 4.6. Geometría del cauce principal con HecGeo-RAS.

Fuente: elaboración propia

Tercer paso, creación de los “BanksPoints” (Ras Geometry/Create Ras Layers/Banks Points), que delimitará el cauce principal frente a las llanuras de inundación. Se tiene que tener cuidado en este punto, ya que la posición donde pongamos los “BanksPoints” tendrá una repercusión en el cálculo de la rugosidad, ya que Hec-RAS trata de diferente forma al cauce principal que a las llanuras de inundación. Se da el caso que una misma sección con los mismos coeficientes de rugosidad obtendría una rugosidad media diferente colocando los “BanksPoints” en distintas posiciones *Figura 4.7*.

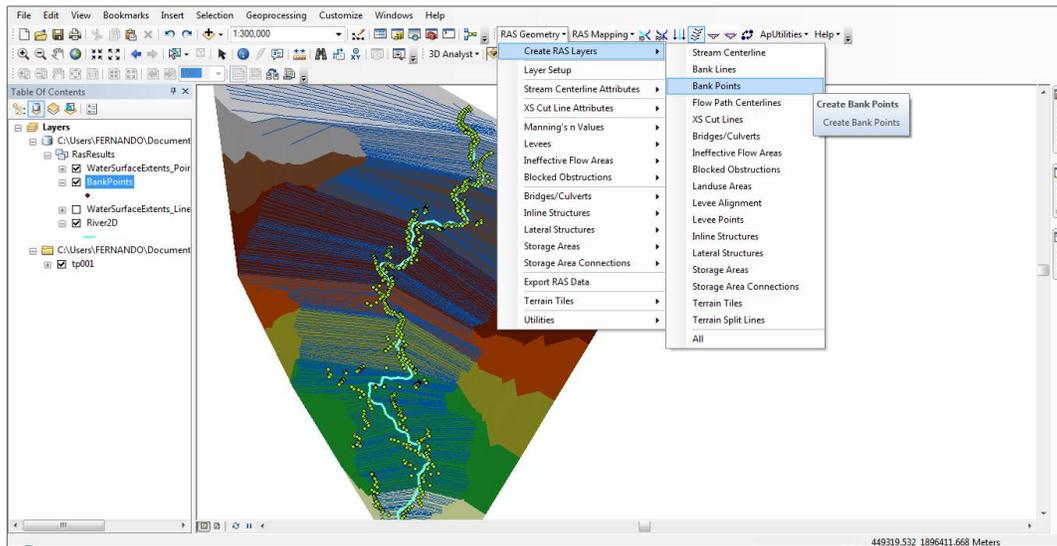


Figura 4.7. Creación de “Banks Point” en la extensión HecGeo-RAS.

Fuente: elaboración propia

Cuarto paso, creación de los “FlowPathCenterlines” (Ras Geometry/Create Ras Layers/FlowPathCenterlines), que indican las zonas por donde el agua circulará preferentemente por el cauce principal y las dos llanuras de inundación. Los “FlowpathCenterlines” serán utilizados por HEC-GeoRAS para determinar las distancias entre secciones tanto en el cauce principal como en las llanuras de inundaciones *Figura 4.8*.

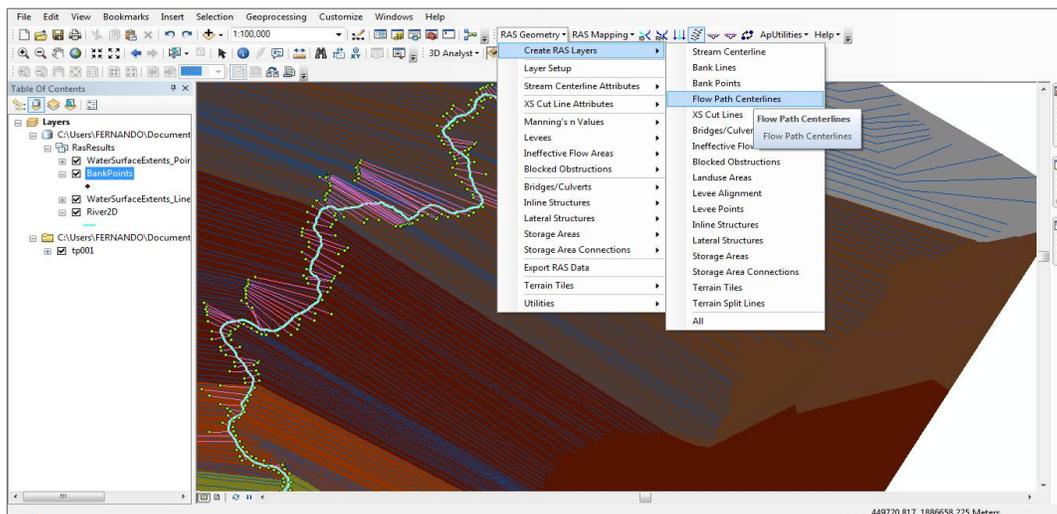


Figura 4.8. Creación de “FlowPathCenterline” en la extensión HecGeo-RAS.

Fuente: elaboración propia

4.2.1.4. Secciones transversales del río

El próximo paso es la creación de las secciones transversales (Ras Geometry/Create Ras Layers/XS CutLines), *Figura 4.9*. La elección de los puntos donde ubicaremos las mismas debe tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Puntos singulares como por ejemplo estrechamientos.
- La separación de las secciones estará en función de la uniformidad de la geometría: a más uniformidad más distancia entre secciones.
- En los sitios donde preveamos una inestabilidad en el flujo (cambio brusco en el fondo del lecho) nos interesará obtener secciones con poca separación entre ellas ya que eso influirá positivamente en la estabilidad del modelo.

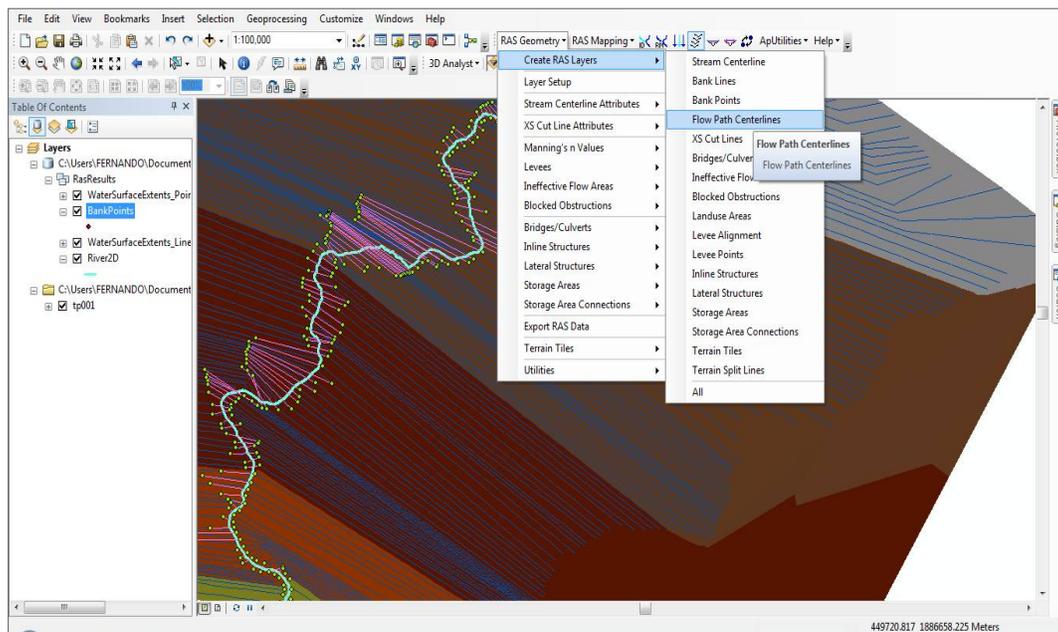


Figura 4.9. Creación de “FlowPathCenterline” en la extensión HecGeo-RAS.

Fuente: elaboración propia

Hasta ahora hemos dibujado el cauce principal (StreamCenterline), los BanksPoints, los FlowPathCenterlines y las secciones transversales (XSCutLines), pero todos ellos son dibujos en 2D.

4.2.1.5. Creación del cauce en 3D

La creación del cauce en 3D es por medio del menú RAS Geometry/StreamCenterlineAttributes/All, con ello se creará una nueva capa con el nombre “River3D”, el cual es un archivo en 3D, *Figura 4.10*.

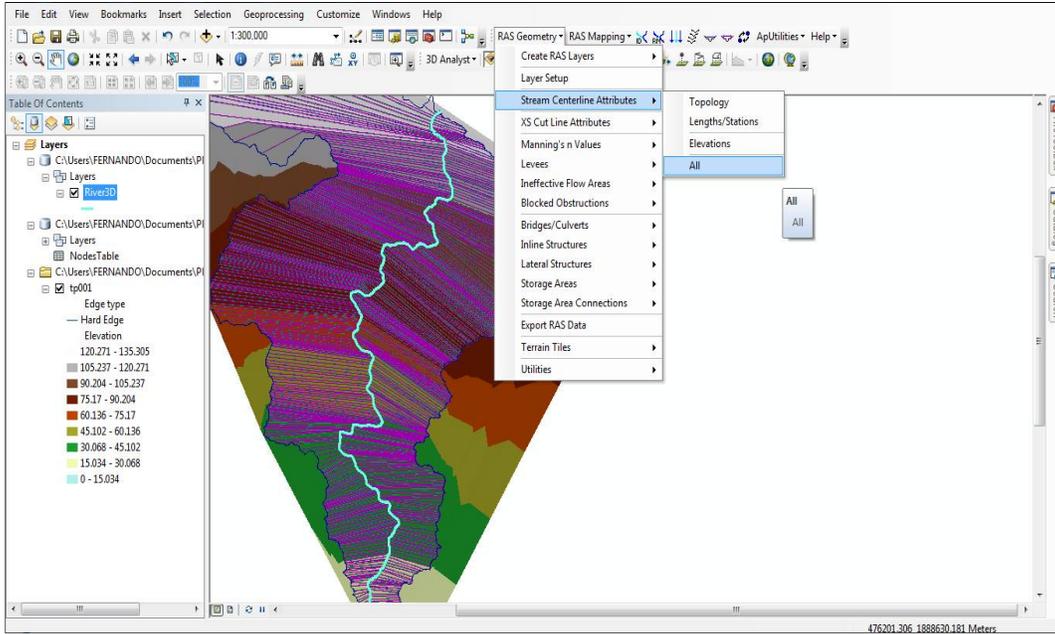


Figura 4.10. Creación del cauce principal en 3D(River3D) en la extensión HecGeo-RAS.
Fuente: elaboración propia

4.2.1.6. Creación de secciones transversales 3D

Para la creación de las secciones en 3D se utiliza el menú RAS Geometry/XS Cut Line Attributes /All, con ello se creará una nueva capa con el nombre “XSCutLines3D”, el cual es un archivo en 3D, Figura 4.11.

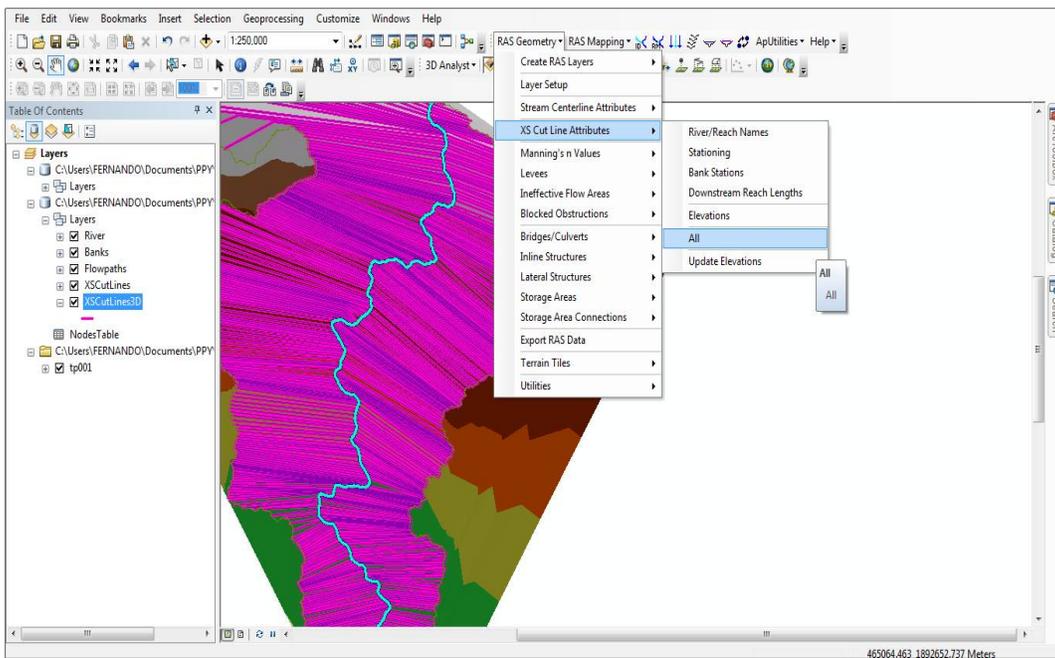


Figura 4.11. Creación de Secciones Transversales en 3D (XSCutLines3D) con HecGeo-RAS.
Fuente: elaboración propia

4.2.1.7. Creación de archivo para exportar al modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-Ras)

Para exportar todos los archivos 3D al modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-RAS) se selecciona los siguientes menús RAS Geometry/Expo RAS Data (Figura 4.12). Posteriormente saldrá una ventana (Figura 4.13) donde se enlistan los archivos que serán exportados a Hec-RAS.

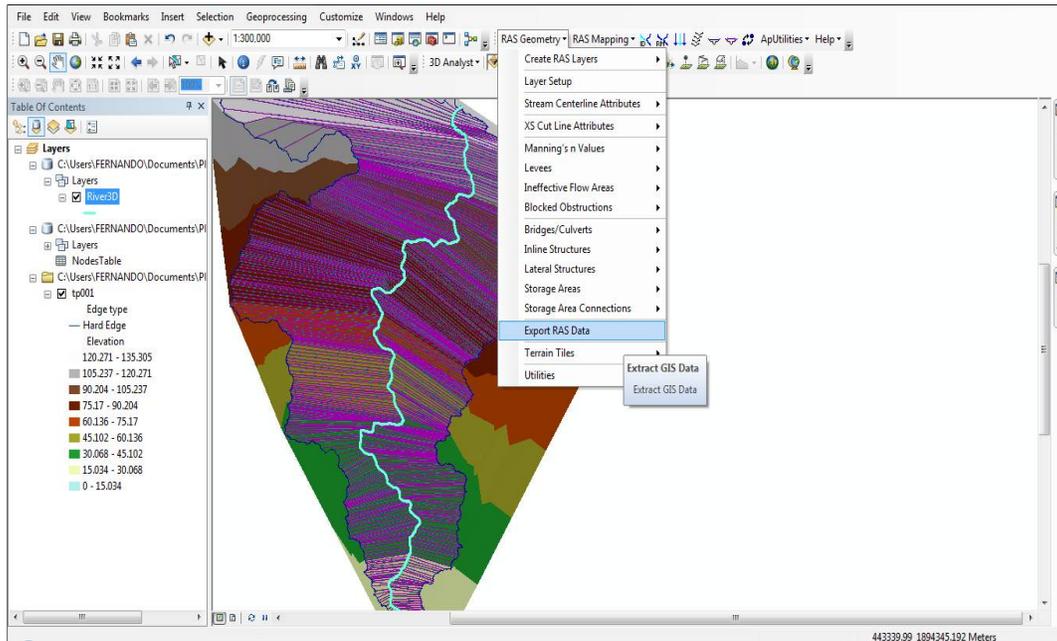


Figura 4.12. Creación de Secciones Transversales en 3D (XS CutLines 3D) con HecGeo-RAS.
Fuente: Elaboración propia

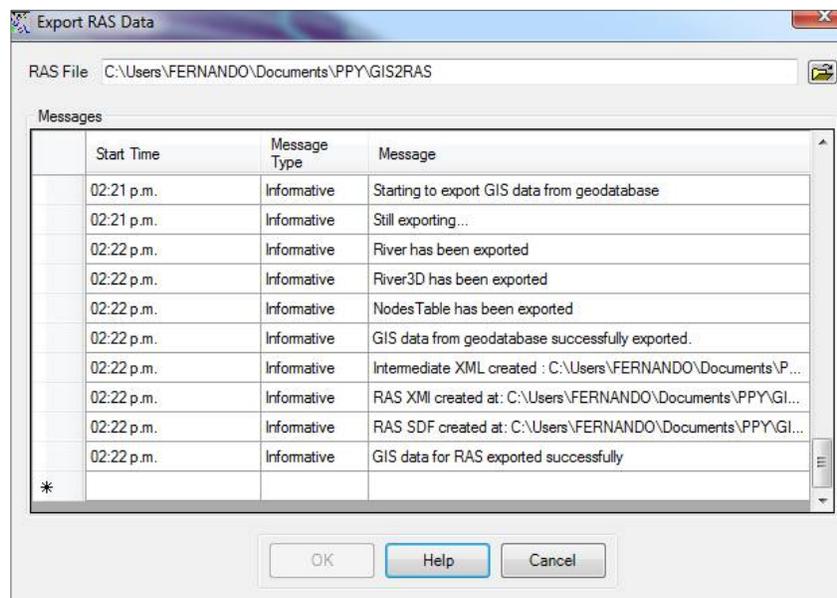


Figura 4.13. Creación de archivo para Hec-RAS.
Fuente: elaboración propia

4.3. Modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-RAS)

Los modelos hidrodinámicos en una dimensión (1D), también llamados modelos hidrodinámicos unidimensionales, han sido aplicados con cierto éxito para el estudio de los niveles de inundación y descargas en sistemas de ríos a escalas que incluyen las decenas y centenas de kilómetros (Wijbenga et al. 1994; Lammersen et al. 2002; Yoshida y Dittrich 2002). Este tipo de modelos, permiten una evaluación rápida de la distribución del nivel del agua y los gastos en un río considerando efectos de advección y propagación.

Este tipo de modelos se basan en la hipótesis de que el flujo es unidimensional, siendo la dimensión relevante la longitud (Eje X) del problema, a lo largo de la cual se evalúan el gasto y los niveles de agua en el cauce del río. Se considera flujo gradualmente variado, de tal manera que se supone presión hidrostática a lo largo del cauce. La topología del río se define como una serie de ramas interconectadas en nodos, mientras que la geometría se define a través de secciones transversales perpendiculares a la dirección de flujo, con los niveles de agua en cada sección considerada como constante a lo largo de la misma.

El modelo hidrodinámico unidimensional resuelve las ecuaciones promediadas de Saint Venant para flujo permanente y no permanente. La herramienta numérica resuelve las ecuaciones en dirección del flujo dentro del dominio que representa a la región de estudio. El modelo hidrodinámico que se aplicará para el análisis de este trabajo es el Hec-RAS (HydrologicEngineerInCenter'sRiverAnalysisSystem). El cual es un modelo hidrodinámico unidimensional de régimen permanente, gradualmente variado que realiza cálculos del perfil de la superficie libre del agua en canales naturales, canales construidos y ríos, calculando el nivel del agua y velocidad del agua así como el área mojada en cada tramo o sección transversal.

4.3.1. Implementación del modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-RAS) para la generación de una mancha de Inundación.

La mayor parte de la planicie de inundación se encuentra en la parte baja, a un costado de la Laguna de tres Palos, en la cual se tiene muy poca pendiente y por lo tanto el régimen sub-crítico es predominante. En contraste, en su parte alta, en la confluencia entre los ríos Omitlán y Papagayo, se tienen desniveles importantes, sin embargo la pendiente del río no es tan grande como para generar flujos en régimen supercrítico. A continuación se describen el proceso para la implementación del programa Hec-RAS para la generación de la mancha de inundación del huracán Manuel.

4.3.1.1. Importación de datos del Sistema de Información Geográfica al modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-Ras)

Crearemos un nuevo proyecto en Hec-RAS (*Figura 4.14*) con ayuda de los menús File/new Project, posteriormente entraremos al menú Etid/Geometric Data y finalmente entraremos al menú file/importGeometric Data/Gis Data (*Figura 4.15*), para realizar la importación de los datos geométricos creados con ArcGis.

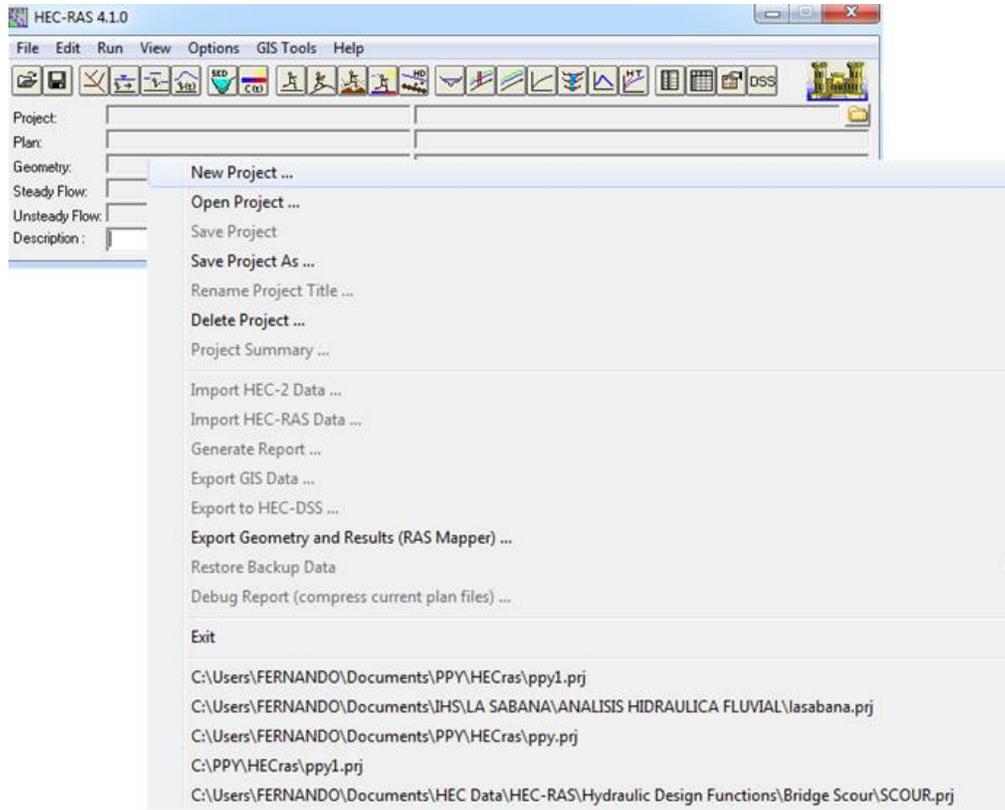


Figura 4.14. Creación de archivo en Hec-RAS, importando datos de ArcGis.
Fuente: elaboración propia

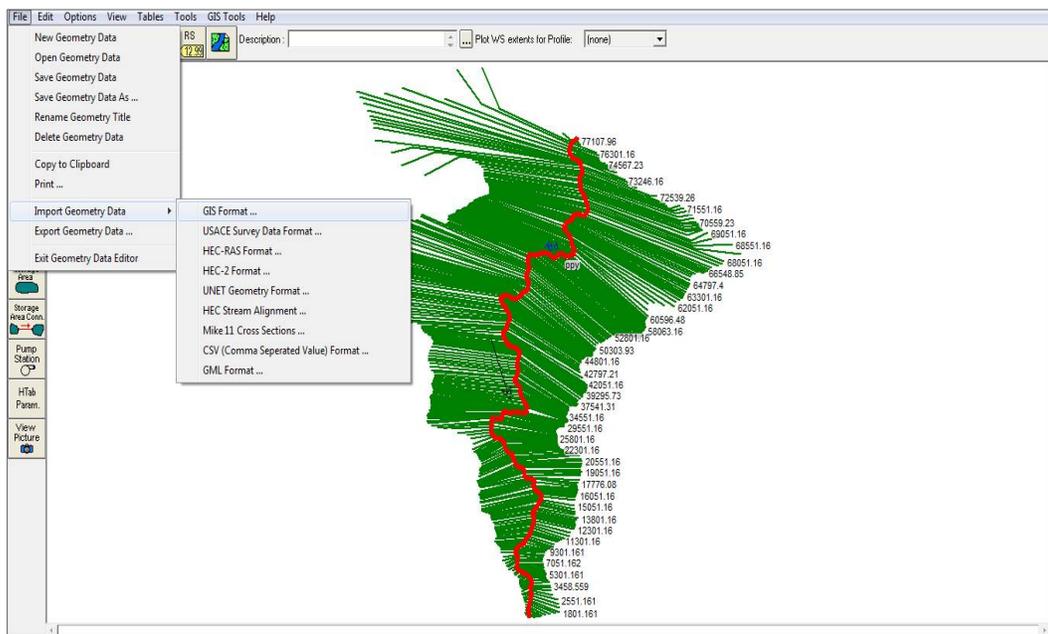
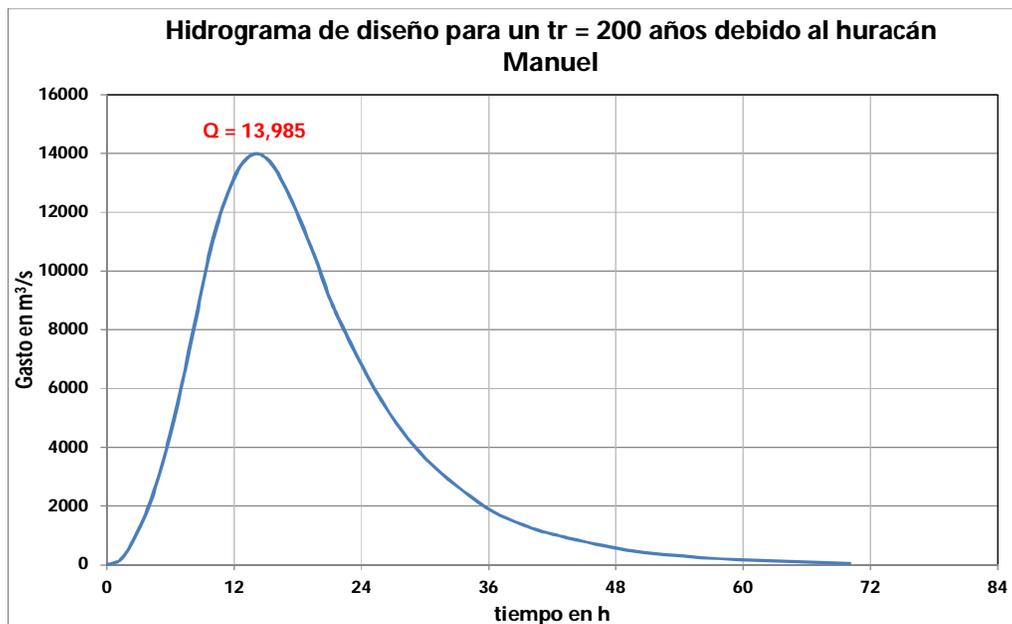


Figura 4.15. Importación de secciones de ArcGis a Hec-RAS.
Fuente: elaboración propia

4.3.1.2. Editar los datos necesarios para el cálculo en régimen variable (Gasto de entrada o en su caso el hidrograma de diseño, condiciones de frontera, coeficiente de Manning, duración de la simulación, etc)

Para la retroalimentación del modelo hidrodinámico que representará todo este río junto con su llanura de inundación, se empleó la siguiente información:

- Gasto de entrada o hidrograma.- Se utilizaron los gastos estimados de las estaciones Agua Salada y el Puente aguas arriba de la estación hidrométrica La Parota. El hidrograma se empleó en la etapa de calibración y corresponde al generado en el evento de inundación ocurrido en 2013. En la *Figura 4.16* se presentan el hidrograma generado para la estación La Parota durante el evento de inundación del 2013, en la que se aprecian un gasto máximo de **13,985 m³/s**.



*Figura 4.16: Hidrograma de Diseño (tr = 200 años)
Fuente: elaboración propia*

- Condiciones de frontera.- El sistema hidráulico que se modeló tiene dos condiciones de frontera, la primera se encuentra aguas arriba del río Papagayo, justamente en la confrontación de los ríos Papagayo y Omitlán, es ahí donde se encuentra la presa la Venta y por lo tanto donde se conocen los gastos de entrada al sistema. La segunda condición de frontera es, la descarga al Océano Pacífico, a un costado de la laguna de Tres palos. La condición de frontera aquí se rige por el nivel del mar ya que las mareas son de régimen micromareal y tienen un efecto nulo en el análisis hidráulico del río Papagayo (*Figura 4.17*).



Figura 4.17. Cuenca del río Papagayo y sus afluentes
Fuente: elaboración propia

- Coeficiente de Manning.- Por defecto, el Hec-RAS admite que el cauce está dividido en tres partes: la margen izquierda, el cauce principal y la margen derecha. Por lo tanto en cada tramo, entre secciones transversales, se tienen tres coeficientes de Manning diferentes. Por lo general, los ríos tienen partículas de mayor tamaño en el cauce principal y vegetación en ambas márgenes como se observa en la imagen de la Figura 4.18.



Figura 4.18. Cauce del río Papagayo
Fuente: elaboración propia

- Geometría del cauce principal y las Secciones Transversales. Se obtienen de un estudio de topografía y batimetría en campo, en caso de no contar con estos estudios, se ocupara el Sistema de Información Geográfica (SIG) para la realización de las secciones transversales, así como la geometría del cauce principal.

Los valores de rugosidad fueron estimados en función de la vegetación en la llanura y la composición de los sedimentos al interior del cauce, así como de la Tabla 4.1. Dada la escala del problema se utilizaron una $n = 0.10$ (Secciones rugosas e irregulares) para el cauce del río y $n = 0.20$ (Población densa de sauces en verano, rectos) para las llanuras de inundación.

Tabla 4.1. Valores del coeficiente n de Manning. Cauces naturales, según Chow.

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
A. Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas < 30 m):			
a) Corrientes en planicie			
1 Limpios, rectos, sin deslaves ni estancamientos profundos, tirante alto	0.025	0.03	0.033
2 Igual al anterior, pero con más rocoso y con hierba	0.03	0.035	0.04
3 Limpios, sinuoso, algunas irregularidades del fondo	0.033	0.04	0.045
4 Igual al anterior, algo de hierba y rocas	0.035	0.045	0.05
5 Igual al anterior, pero con menor profundidad y secciones poco eficaces	0.04	0.048	0.055
6 Igual al 4, pero con más piedras	0.045	0.05	0.06
7 Tramos irregulares con hierba y estancamientos profundos	0.05	0.07	0.08
8 Tramos con mucha hierba, estancamientos profundos, cauces de inundación con raíces y plantas subacuáticas	0.075	0.1	0.15
b) Corrientes de montaña, sin vegetación en el cauce, bordos muy inclinados, árboles y arbustos a lo largo de las márgenes, que quedan sumergidos durante las inundaciones:			
1 Fondo de grava, boleo y algunos cantos rodados	0.03	0.04	0.05
2 Fondo de boleo y grandes rocas	0.04	0.05	0.07
B. Planicies de inundación:			
a) Pasturas sin arbustos			
1 Pasto alto	0.025	0.03	0.035
2 Pasto bajo	0.03	0.035	0.05
b) Areas de cultivo			
1 Sin cultivo	0.02	0.03	0.04
2 Cultivo maduro en surcos	0.025	0.035	0.045
3 Cultivo maduro en campo	0.03	0.04	0.05
c) Arbustos:			
1 Arbustos escasos y mucha hierba	0.035	0.05	0.07
2 Pocos arbustos y árboles, en invierno.	0.035	0.05	0.06
3 Pocos arbustos y árboles, en verano.	0.04	0.06	0.08
4 Mediana o densa población de arbustos, en invierno	0.045	0.07	0.11
5 Mediana o densa población de arbustos, en verano	0.07	0.1	0.16
d) Árboles:			
1 Población densa de sauces en verano, rectos.	0.11	0.15	0.2
2 Terrenos talados con troncos muertos.	0.03	0.04	0.05
3 Igual al anterior, pero con troncos ratoñados	0.05	0.06	0.08
4 Gran concentración de madera, algunos árboles caídos, pocos de escaso crecimiento, nivel de inundación debajo de las ramas.	0.08	0.1	0.12
5 Igual al anterior, pero el nivel de inundación alcanza las ramas.	0.01	0.12	0.16
C. Ríos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas > 30 m). El valor de n es menor que en los arroyos de igual descripción, pero donde los bordos ofrecen menor resistencia:			
a) Secciones regulares sin cantos rodados ni abustos			
	0.025		0.06
b) Secciones rugosas e irregulares			
	0.035		0.1

4.3.1.3. Realizar la simulación con el modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-RAS).

Los datos antes mencionados son los encargados de retroalimentar el modelo hidrodinámico, para fines prácticos se mostraran tres resultados de la modelación, los cuales se enlistan a continuación:

- a) Secciones transversales del río durante el evento de simulación

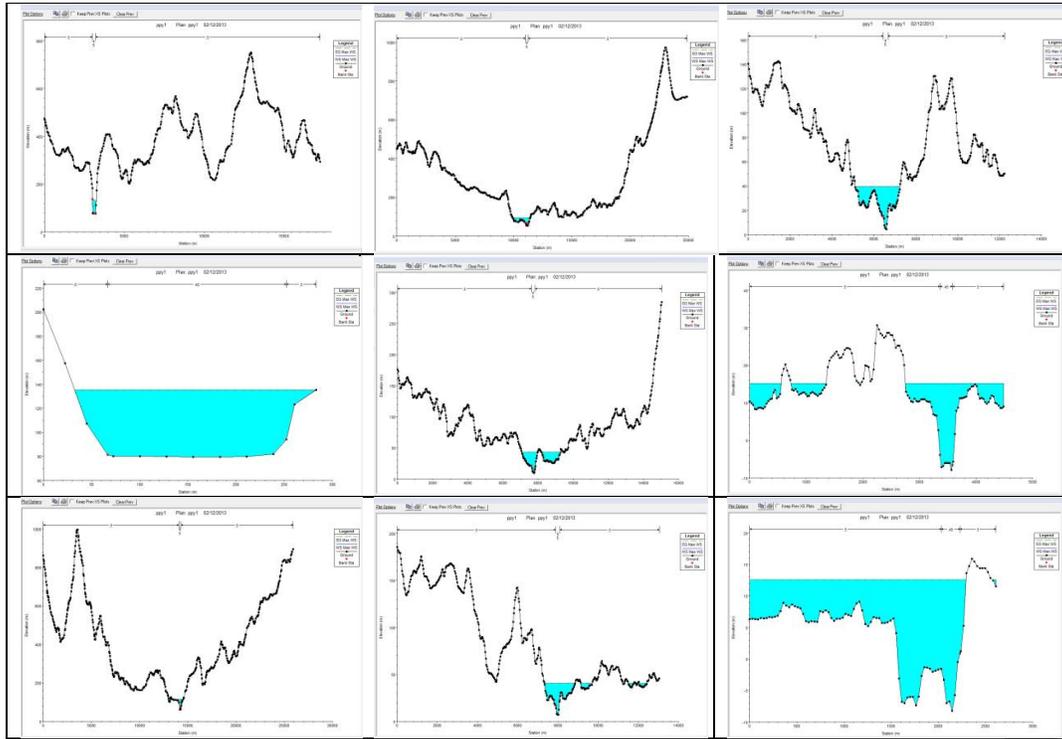


Figura 4.19. Secciones transversales río Papagayo
Fuente: elaboración propia

b) Perfil del cauce principal del río Papagayo durante el huracán Manuel.

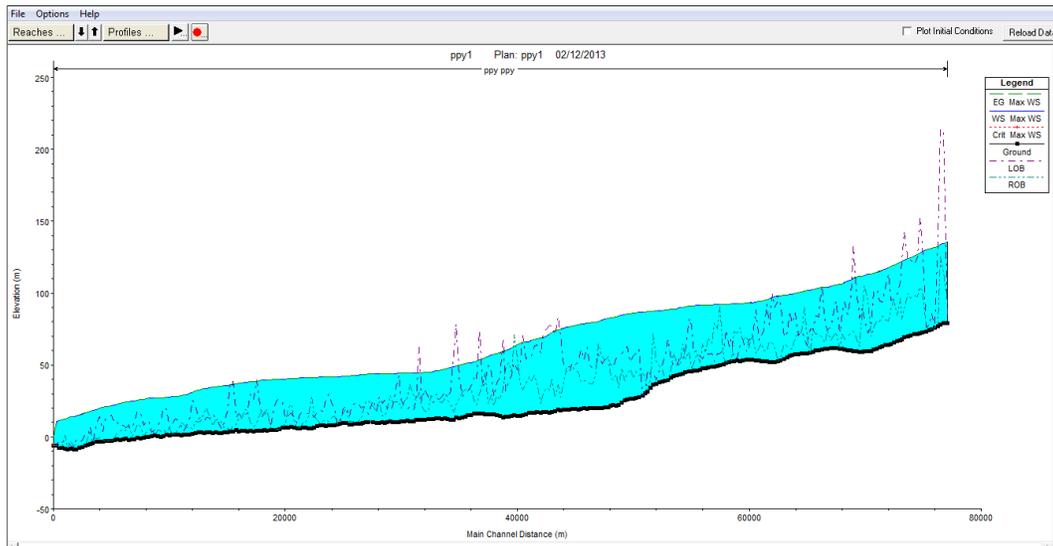


Figura 4.20. Perfil del cauce principal del río Papagayo
Fuente: propia

- c) Río Papagayo vista en 3D durante la mancha de inundación provocada por el huracán Manuel.

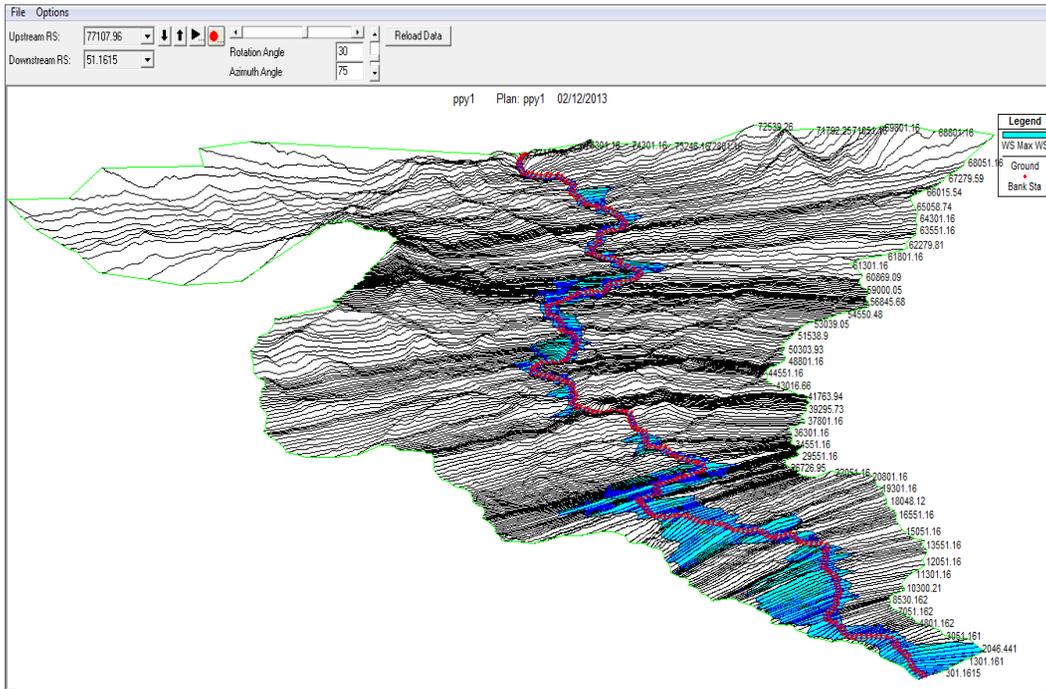


Figura 4.21. Mancha de inundación del río Papagayo en Hec-RAS
Fuente: elaboración propia

4.4. Resultados de la implementación de los modelos.

4.4.1. Exportar los resultados del modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-Ras) al sistema de información geográfica (ArcGis).

Para la creación del archivo de intercambio de datos entre Hec-RAS y ArcGis, se selecciona el menú File/Export GIS Data (Figura 4.22).

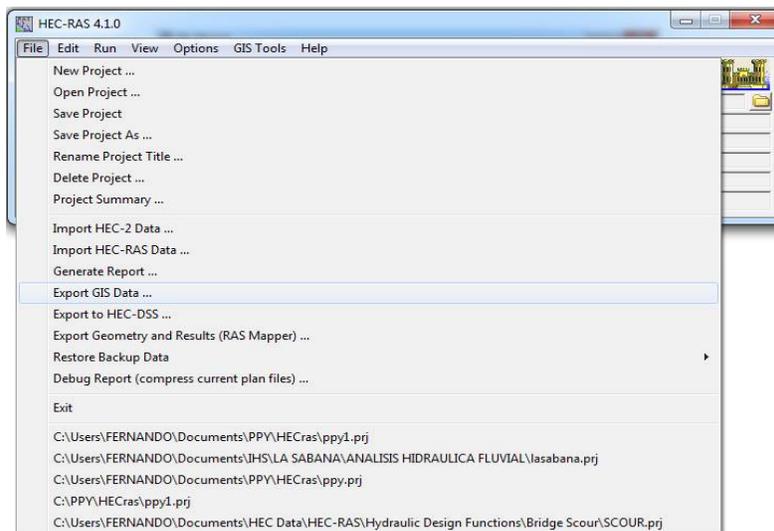


Figura 4.22. Menú de exportación del Hec-RAS al ArcGis
Fuente: propia

En el paso siguiente se nombrará al archivo de salida y especificará donde se va a guardar (Figura 4.23), también se seleccionará que archivos de salida queremos importar al ArcGisde todos los que hayamos creado durante la simulación y especificar si queremos importar también los datos de velocidad (por defecto los datos de velocidad no se exportan).

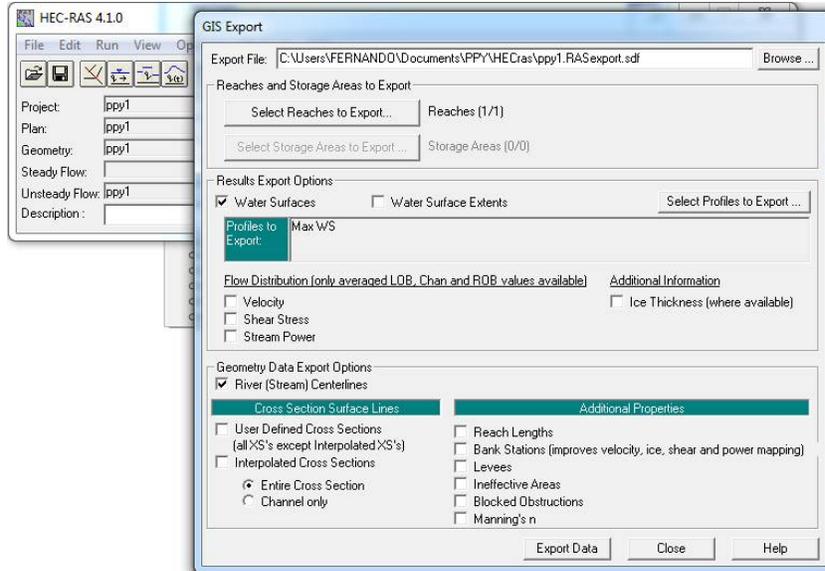


Figura 4.23. Dirección y nombre del archivo a transportar
Fuente: elaboración propia

4.4.2. Abrir los archivos creados por Hec-RAS en el ArcGis

Para abrir los datos de Hec-RAS a ArcGis, se deberá seguir los siguientes pasos:

Paso 1. Convertir el archivo generado de Hec-Ras (.SDF) a un formato compatible con ArcGis (.XML), mediante la extensión HecGeo-RAS, Figura 4.24.

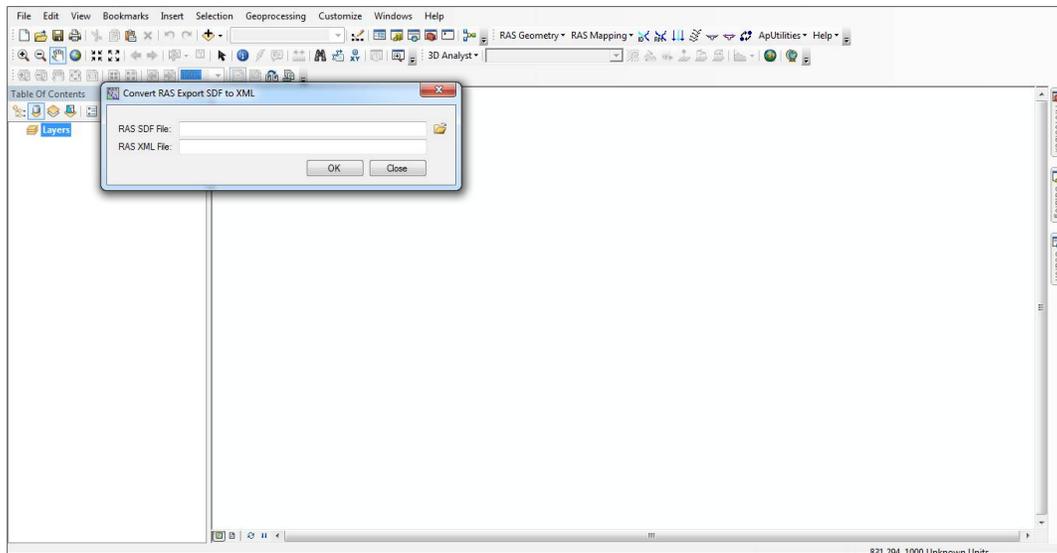


Figura 4.24. Conversión de formato .SDF (Hec-RAS) a .XML (ArcGis).
Fuente: elaboración propia

Paso 2. Se tiene que ir al menú RAS Mapping/LayerSetup y en la ventana que aparece (Figura 4.25) se tiene que especificar lo siguiente;

- Nombre del archivo de intercambio de HEC-RAS del que queremos obtener la información.
- TIN que vamos a usar (normalmente la misma que hemos usado durante la creación del archivo para importar a HEC-RAS).
- Directorio donde vamos a guardar los datos de salida

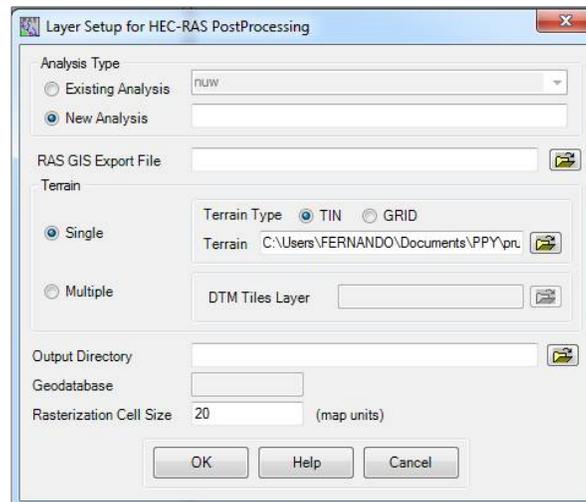


Figura 4.25. Menú RAS Mapping/LayerSetup
Fuente: elaboración propia

Paso 3. Con ayuda del menú RAS Mapping/Import RAS Data se transportaran todos los perfiles simulados en el Hec-RAS, Figura 4.26.

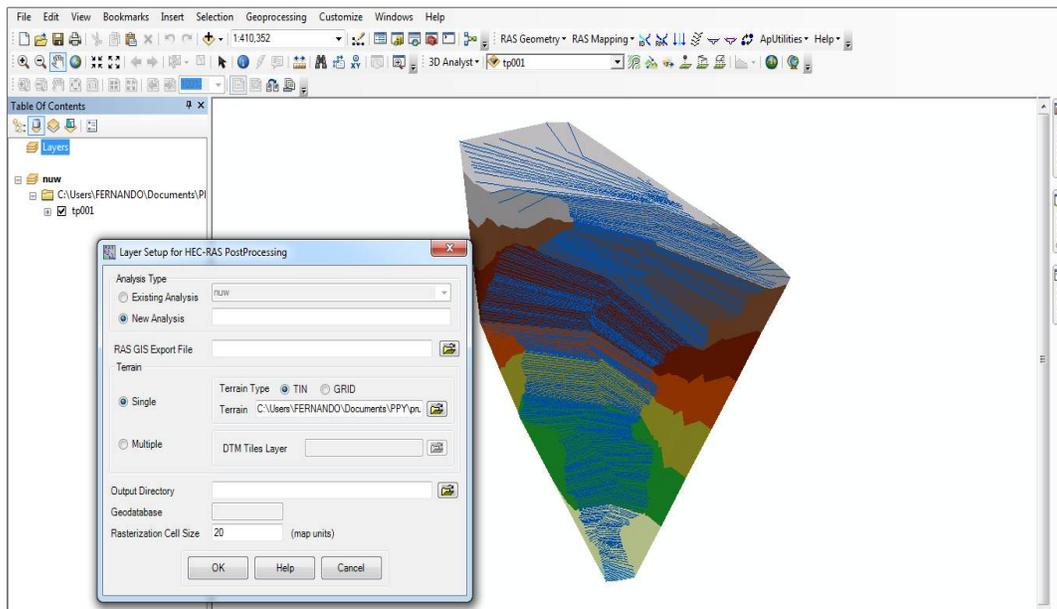


Figura 4.26. Importación de las simulaciones de Hec-RAS a ArcGis.
Fuente: elaboración propia

Paso 4. Para visualizar los resultado del Hec-RAS en el ArcGis se tendrá que apoyar en el menú RAS Mapping/InundationMapping/Water Surface Generation y RAS Mapping/InundationMapping/FloodplainDelineationUsinRasters, los cuales generan y delimitan la mancha de inundación dentro del TIN, *Figura 4.27.*

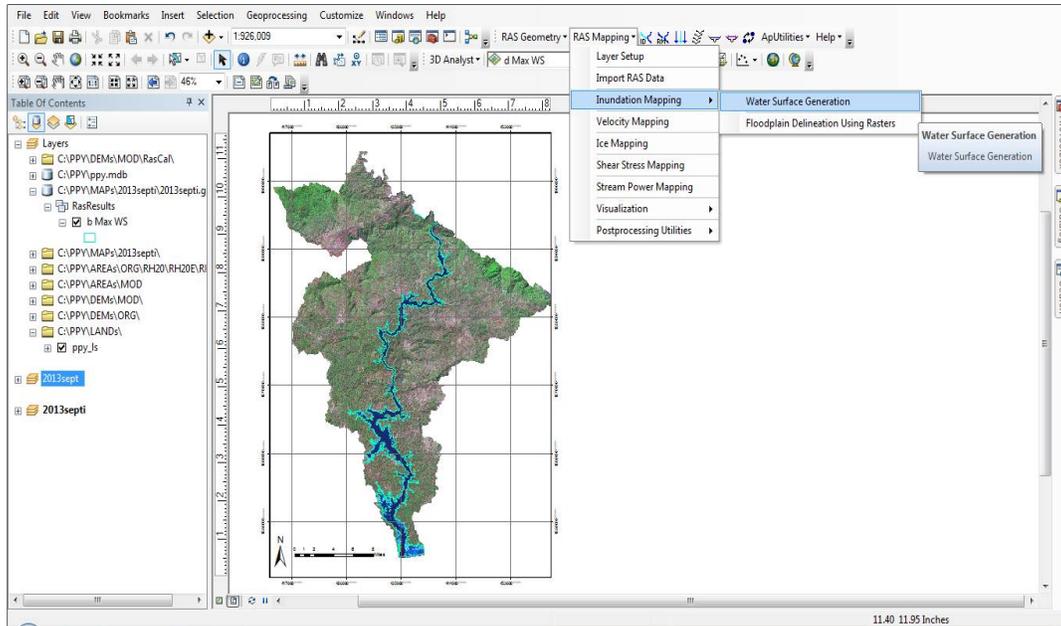


Figura 4.27. Generación de mancha de inundación en ArcGis.

Fuente: elaboración propia

4.4.3. Calibrar los resultados obtenidos

Los resultados obtenidos de la simulación numérica entre el modelo hidrodinámico unidimensional y el sistema de información Geográfica nos proporcionan una idea de la mancha de inundación ocurrida por el huracán Manuel, pero, como saber si es lo más parecido a la realidad. Actualmente existen diferentes formas de calibrar un modelo matemático, en este trabajo se cuenta con una Imagen de satélite Spot-6 y TerraSAR-X de Acapulco Guerrero (SAGARPA). En la *Figura 4.28* se muestra la comparativa de las manchas de inundación de la Imagen de satélite Spot-6 (izquierda) y de la combinación del Hec-RAS con el ArcGis (derecha).

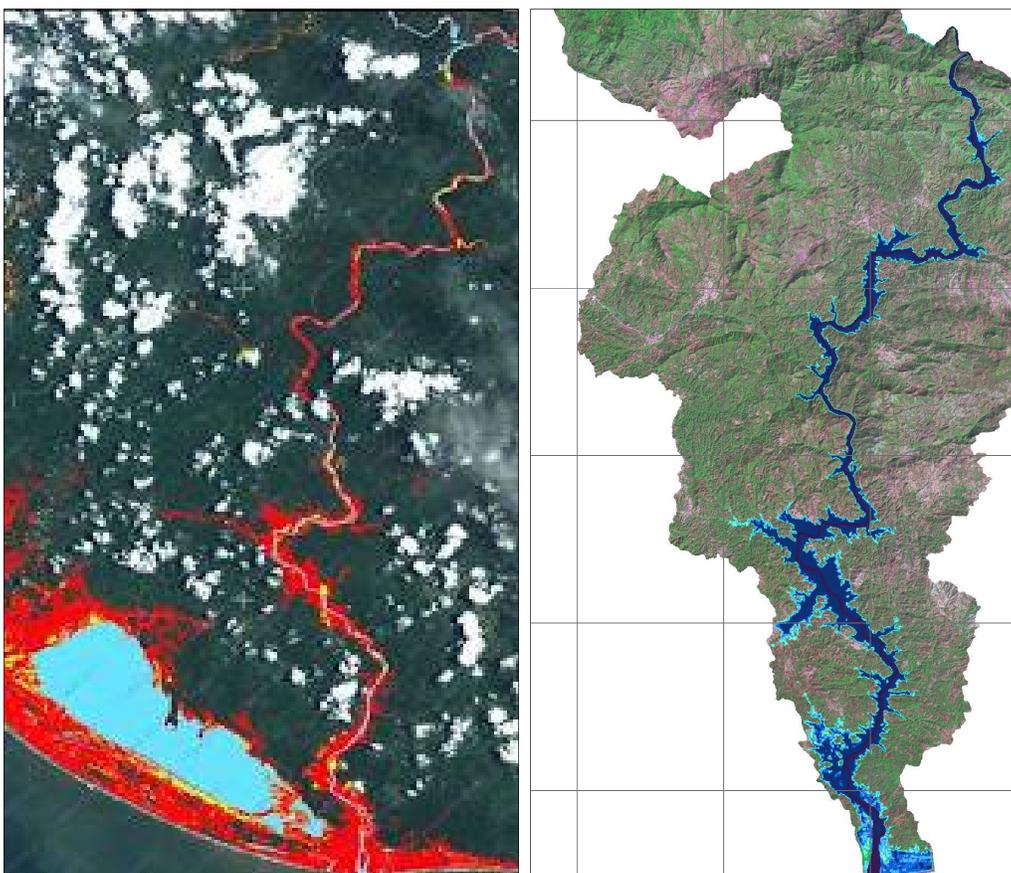


Figura 4.28. Calibración de mancha de inundación contra imagen de Satélite.

Fuente: Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación (SAGARPA) y propia.

Como se puede apreciar en las imágenes anteriores, la configuración de la inundación es muy similar, en las zonas bajas de la cuenca se localizan las áreas más afectadas. En la imagen de satélite (izquierda) se observan las zonas más vulnerables en caso de inundación, en este caso la zona de Barra Vieja y la laguna de Tres Palos. El desbordamiento del río Papagayo causó afectaciones significativas a algunas de las localidades, las más afectadas según el Fondo Natural de Desastres (FONDEN) fueron: Cacahuatpec, Salsipuedes, y Lomas de Chapultepec (*Figura 4.29*).

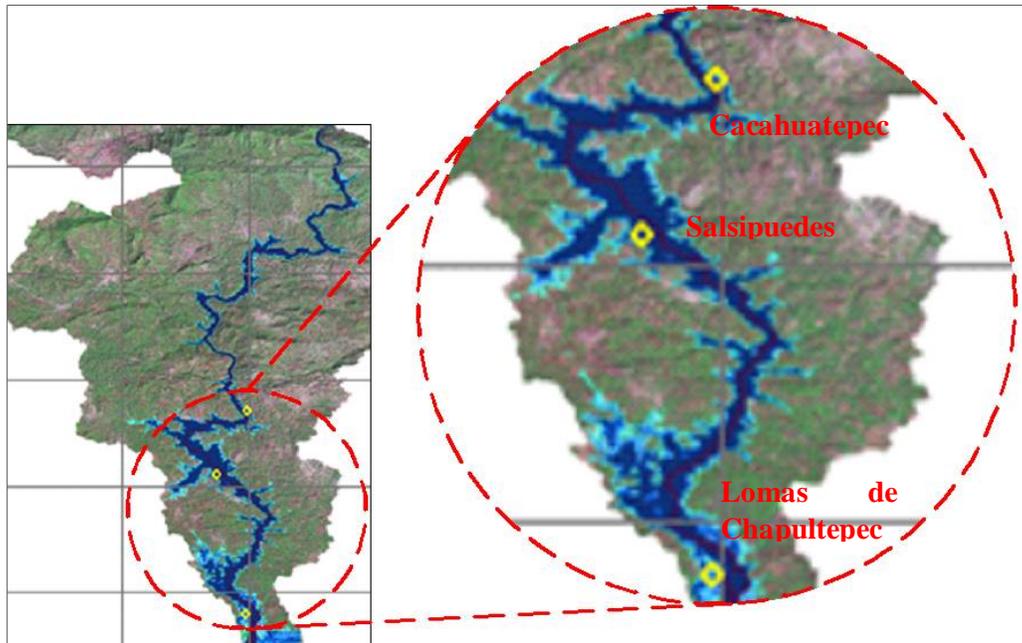


Figura 4.29. Comunidades más afectadas por huracán Manuel.
Fuente: Fondo Nacional de Desastres (FONDEN) y propia.

Para conocer el margen de error entre la mancha de inundación generada por el ArcGis y HecRas contra la imagen de satélite, se obtiene el área de afectación en Km² mediante AutoCad, finalmente se calcula su error relativo con la siguiente expresión matemática:

$$ER = \left(\frac{VC}{VR} - 1 \right) * 100$$

Donde:

ER ; Error relativo
VC ; Valor Calculado
VR; Valor Real

Sustituyendo;

$$ER = \left(\frac{24.25}{20.57} - 1 \right) * 100 = 17.89\%$$

Se tiene un error relativo de **17.89%**, por lo tanto, la mancha de inundación generada es aceptable desde el punto de vista ingenieril.

CAPITULO 5. Opciones de seguridad y mitigación en caso de inundación.

Como se mencionó en el *Capítulo 1*, las inundaciones provocan daños económicos y sociales de gran magnitud, sin embargo existen diferentes maneras de mitigar el daño que estas ocasionan a una población determinada, en este capítulo se presentan las diferentes medidas estructurales y no estructurales para poder minimizar los daños causados por un evento hidrometeorológico extremo, describiendo en qué consiste cada una de ellas y en qué caso es conveniente usarlas.

5.1. Medidas de seguridad estructurales

Las medidas estructurales son aquellas que están constituidas por cualquier obra de infraestructura hidráulica y que deben ser planeadas y diseñadas con un grado de seguridad elevado, generalmente son construidas por organismos gubernamentales, ya que su valor de adquisición es muy elevado y su propósito general es el de mantener el agua dentro del cauce del río o evitar que el agua que sale del cauce, alcance a la población o zonas de alto interés.

La clasificación de las obras está en función de la manera que estas manipulan al río, dentro de esta clasificación se pueden definir tres grandes grupos:

- Obras de regulación. Este tipo de infraestructura consiste en la elaboración de obras que interceptan directamente el caudal que transita en un río, con el fin de almacenar temporalmente los volúmenes de aportación a la zona donde se pretende mitigar el impacto en caso de inundación para desalojarlo en forma controlada después de que haya ocurrido el fenómeno hidrometeorológico extremo.
- Obras de rectificación. Su objetivo primordial es la conducción rápida del río sin obstrucciones, esto se logra mediante el dragado de los río y en ocasiones se realizan rectificaciones de los cauces para una mayor fluidez del caudal transitado.
- Obras de protección. Son acciones que tienen la función de resguardar el cauce, evitando que se inunden las planicies o las zonas aledañas al sitio de catastro.

En la *Tabla 5.1* se muestra la clasificación de las obras de protección contra inundaciones más comunes.

Tabla 5.1. Clasificación de las principales obras de protección contra inundaciones
Fuente: *Obras de Protección para Control de Inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)*

Medidas de Seguridad Estructurales		
Obras de Regulación	Obras de Rectificación	Obras de Protección
Presas de Almacenamiento	Canalización del cauce	Bordos longitudinales
Presas rompe-picos	Entubamiento del cauce	Bordos perimetrales
Presas para retener azolves	Corte de meandros	Muros de encauzamiento
Desvíos permanentes	Rectificación de la corriente	
Desvíos provisionales		

A continuación se realizará una descripción, de cada una de las obras mencionadas en la *Tabla 5.1*, así como las generalidades y las consideraciones mínimas de diseño para su óptimo desempeño en caso de una inundación.

5.1.1. Bordos

El bordo es una medida estructural, formada principalmente de material del terreno de la zona en donde se ubica, generalmente es de arcilla, arena o piedra braza. Un bordo es un terraplén de arcilla que tiene como objetivo proteger casas, zonas agrícolas y ganaderas, así como garantizar la seguridad de una población contra una inundación o creciente de una avenida. El diseño de un bordo es muy parecido al de una cortina pequeña de tierra, la diferencia más significativa es que un bordo solo puede retener el agua en un tiempo limitado, pueden ser horas o en ocasiones días.

5.1.1.1. Generalidades

El trazo de los bordos pretende ser similar a la configuración de la zona a proteger, dejando una capacidad hidráulica apreciable, para que el nivel del agua que este contenga no se desborde continuamente; sin embargo, esto no es posible y es necesario alejar los bordos de la periferia del cauce o en ocasiones aumentar la altura, lo que se ve reflejado en un incremento en el costo de la obra. Debe tomarse en cuenta que ningún tipo de excavación se debe practicar cerca de sus taludes, ya que esto puede provocar fallas e inestabilidad.

Es importante tener presente que así como el bordo es una barrera que evita el desbordamiento del río al impedir el paso del agua de éste hacia las zonas protegidas, también representa un obstáculo para el desalojo del agua que cae dentro de la zona protegida, motivo por el que es necesario contar con un sistema de drenaje capaz de evitar que dicha zona se inunde por la lluvia que cae en ella.

Este tipo de estructuras puede clasificarse de acuerdo con la forma de proteger la zona de interés en: bordos longitudinales o perimetrales.

Las fallas más comunes para este tipo de estructuras son:

- Desbordamiento
- Deslizamiento de taludes por saturación
- Erosión del terraplén del lado húmedo
- Erosión debida a la precipitación
- Hundimiento
- Tubificación del bordo o de la cimentación

En la *Figura 5.1*, se muestran las fallas más comunes en Bordos

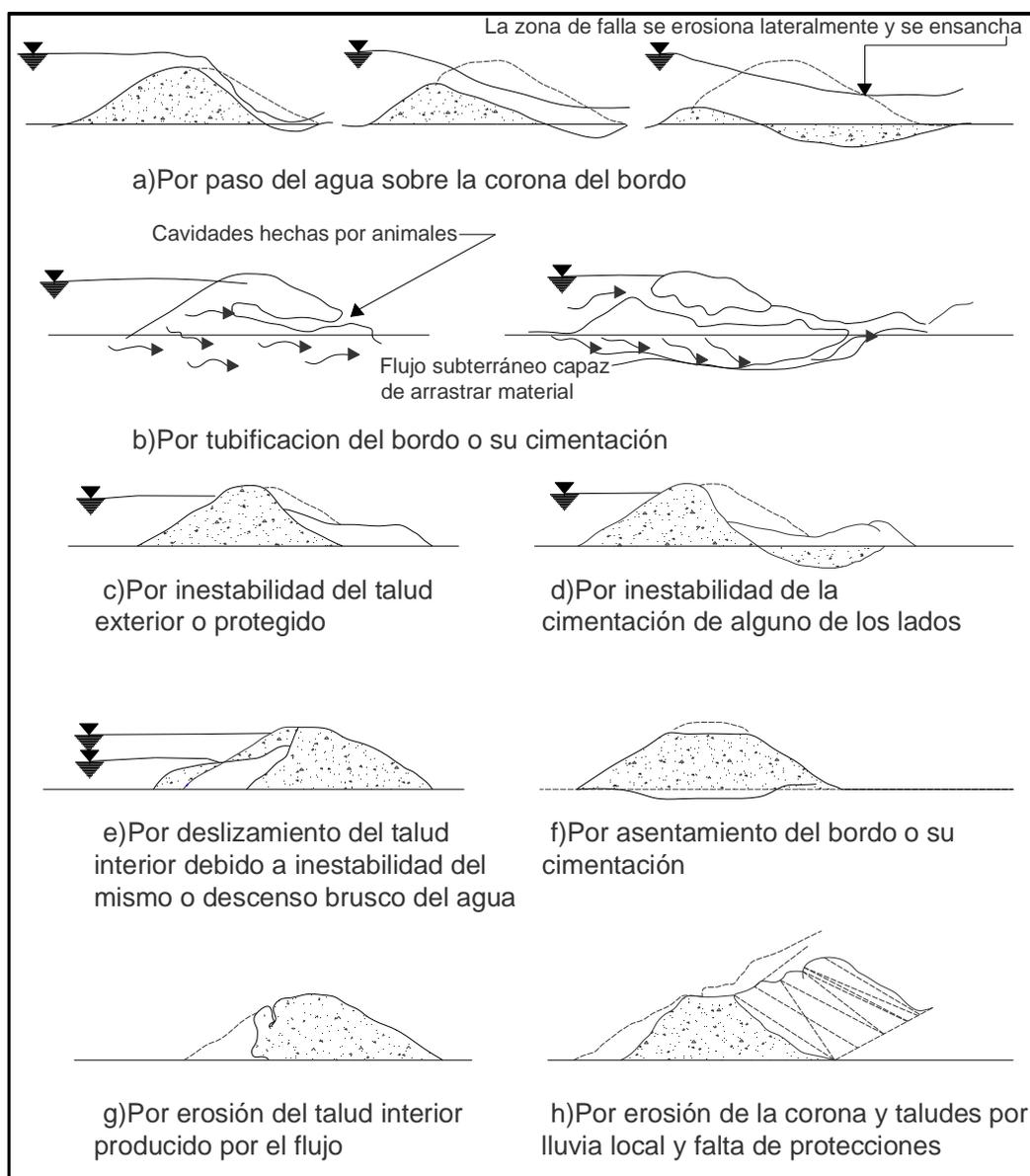


Figura 5.1. Principales fallas en bordos

Fuente: Obras de Protección para Control de Inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)

5.1.2. Bordos perimetrales

Como se ha venido mencionando en capítulos anteriores, las poblaciones se desarrollan en zonas fluviales, aunque estén expuestas a inundaciones, esto lo aceptan y toleran con el fin de tener agua a los alrededores para sobrevivir. Cuando se desarrolla una población muy cercana a un río corre el riesgo de inundarse en periodos de tiempo cortos, la solución más viable para este tipo de afectación es rodear toda la zona de afectación con un bordo (Figura 5.2), el cual depende del área de influencia de la inundación y de la topografía del terreno.

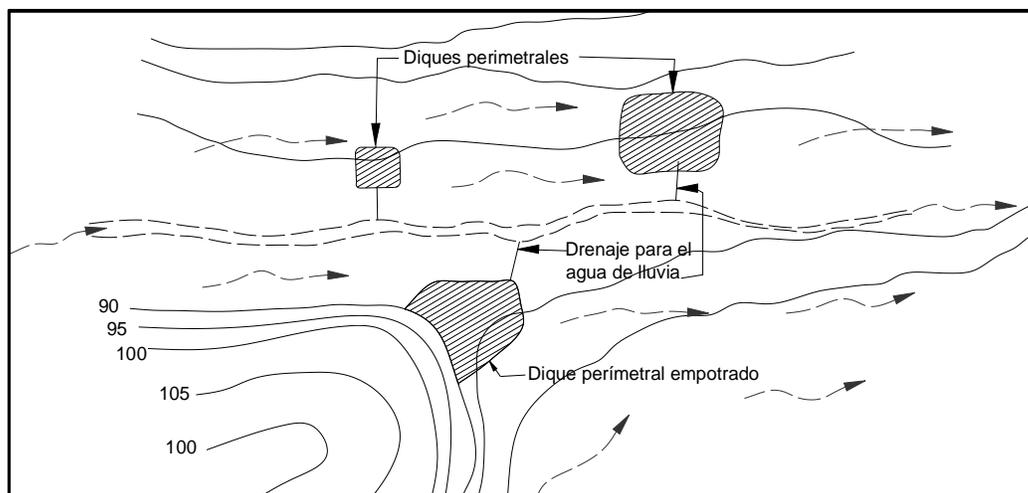


Figura 5.2. Arreglo de bordos perimetrales

Fuente: Obras de Protección para Control de Inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)

5.1.2.1. Consideraciones de diseño de bordos perimetrales

Estos bordos tienen la característica de ser una de las soluciones estructurales más económicas, algunos de los beneficios más sobresalientes de estos bordos son:

- Construcción Económica
- No altera los niveles de escurrimiento
- Su efecto en la capacidad hidráulica del río

Es importante realizar inspecciones periódicas antes y después de una inundación, especialmente para las condiciones del bordo y de los niveles del cauce.

Algunas de las consideraciones de diseño para los bordos perimetrales son:

- La altura del bordo se define con base en los niveles máximos registrados, a esa cota máxima se agrega un bordo libre de 1.00 o 2.00 m, esto dependerá fundamentalmente de la confianza que se tenga en los datos.
- Cuando se define la obra, se debe garantizar la construcción de una estación de aforo cercana, esto con el objetivo de calibrar cualquier tipo de modelo de predicción o de tránsito de avenidas.
- La corona deberá tener un ancho mínimo de tres metros, lo cual permitirá el tránsito de un vehículo pequeño.
- Si los materiales son de tipo arcillosos, se podrán tener taludes de 2:1 o mayores, si el material es arenoso el talud mínimo recomendable es de 3:1
- Revisar la infiltración que este pueda tener, en caso de ser demasiado permeable se abatirán los taludes o se ampliará el ancho de la corona, para el caso de materiales limosos, no son recomendables para la construcción de los bordos
- Los bordos deberán contar con drenes (Figura 5.3)

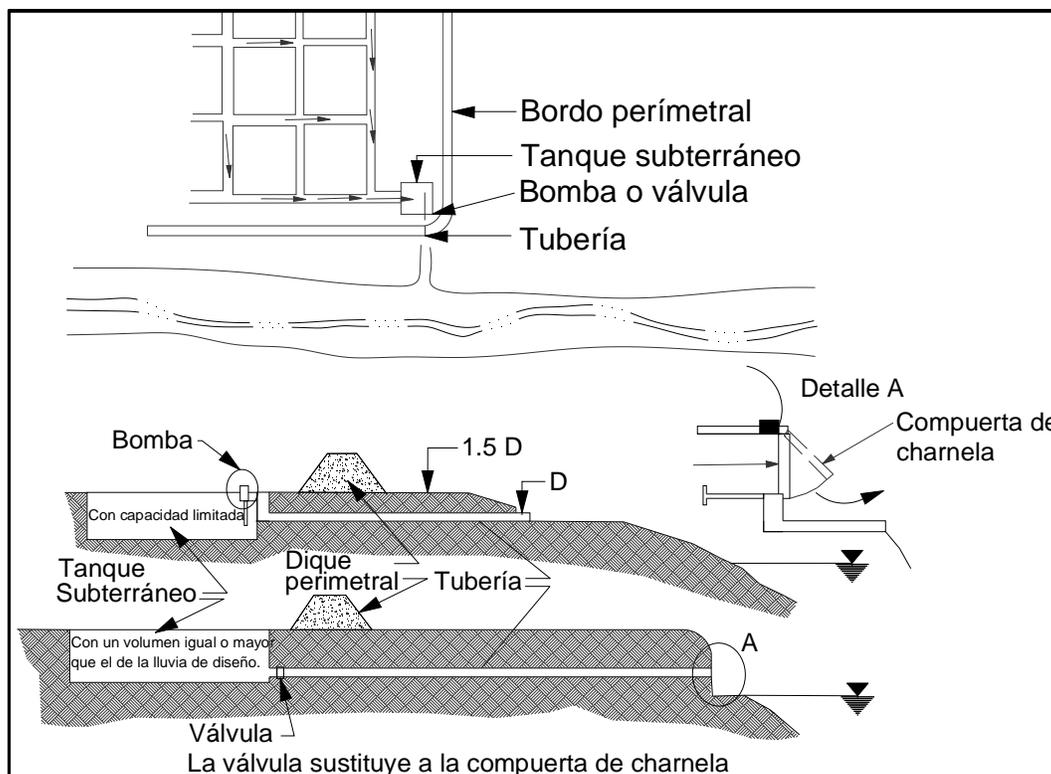


Figura 5.3. Diseño del Drenaje para bordos perimetrales

Fuente: Obras de Protección para Control de Inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)

En la *Figura 5.3*, se muestran las soluciones viables de drenaje, las cuales dependen del volumen de escurrimiento.

Cuando el volumen de la avenida estimado sea pequeño, deberá construirse un depósito comunicado con el río por medio de una tubería que pase por debajo del bordo (a una profundidad no menor de 1.5 veces el diámetro de la misma) y cuente con una compuerta para desalojar el agua almacenada una vez que baje el nivel del río y se cierre cuando éste suba. Por otra parte, cuando el volumen estimado sea considerable, se construirá un tanque, con una estación de bombeo dimensionado en función del gasto máximo esperado.

5.1.3. Bordos longitudinales

Los bordos longitudinales, son aquellos que se construyen en la parte perimetral de un río y se utilizan para proteger ciudades y pueblos simultáneos, regiones con alta producción agrícola y ganadera, en pocas palabras este tipo de medida estructural nos sirve para proteger regiones altamente productivas y que cuente con todos los servicios (comunicación, electricidad, agua potable, saneamiento, transporte e instalaciones industriales).

5.1.3.1. Consideraciones de diseño de bordos longitudinales

Al construir un bordo longitudinal el costo total es un aspecto primordial para considerar su diseño y construcción, este rubro está en función de las cantidades de obra, de la disponibilidad de los materiales en la zona y de la distancia de transporte. Los principales pasos a considerar para un óptimo diseño, se mencionan a continuación:

- *Disponibilidad de los materiales.* Este apartado considera la disponibilidad y calidad de los materiales, los cuales deben reunir ciertas características para la construcción, una vez tomado en cuenta estos factores, el siguiente paso es considerar la facilidad de acceso y la distancia al sitio de la obra.
- *Gasto de Diseño.* Está en función directamente del periodo de retorno, el cual depende del grado de complejidad e importancia de la obra y los posibles desastres que llegue a ocasionar en caso de falla. En la *Tabla 5.2* se muestran algunos de los periodos de retorno para las obras de protección contra inundaciones.

Tabla 5.2. Periodos de Retorno para diferentes obras de Protección Contra Inundaciones

Fuente: Obras de protección para control de inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)

Tipo de Obra	Tr (en años)
Bordos perimetrales, para proteger:	
a) Instalaciones industriales	50-100
b) Poblados	500-1,000
Bordos y muros longitudinales, para proteger:	
a) Parcelas agrícolas aisladas sin población	10
b) Distritos de riego, sin riesgo de pérdida de vidas humanas	25 - 50
c) Zonas agrícolas poco pobladas	25 - 100
d) Zonas agrícolas con poblados	50 - 200
e) Zonas industriales y urbanas	100 - 500
f) Zonas densamente pobladas	500 - 1,000
g) Ciudades	1,000
Desvíos, asociados a bordos longitudinales	25 - 1,000
Presas de almacenamiento. Obra de excedencias	
a) Sin pérdida de vidas humanas	500 - 1,000
b) Pocas pérdidas humanas	1,000 - 10,000
c) Considerables pérdidas humanas	10,000
Presas rompe-picos	1,000 - 10,000
Presas para retener azolves (según su altura)	10 - 1,000
Presas derivadoras (según su altura y daños estimados)	50 - 1,000
Canalizaciones y entubamientos	
a) En poblaciones pequeñas	50 - 100
b) En poblaciones medianas	100 - 500
c) En poblaciones grandes y ciudades	500 - 1,000
Puentes carreteros	
a) Caminos locales	25 - 50
b) Carreteras con tráfico constante	50 - 200
c) Carreteras con tráfico intenso	200 - 1,000
Puentes de ferrocarril	
a) Vías secundarias	50 - 200
b) Vías principales	200 - 1,000
Vados (según su importancia)	10-100

- *Separación entre bordos.* Los bordos se ubicaran a lo largo de las márgenes del río, procurando ser paralelos entre sí y conservando una separación adecuada para lograr la menor altura posible. En caso de existir meandros en el cauce, todos ellos deberán estar contenidos entre los bordos (Figura 5.4). Se debe realizar el diseño con diferentes separaciones, teniendo en cuenta que la separación entre los bordos es inversa a la altura y viceversa; sin embargo, una mayor separación implica mayores indemnizaciones.

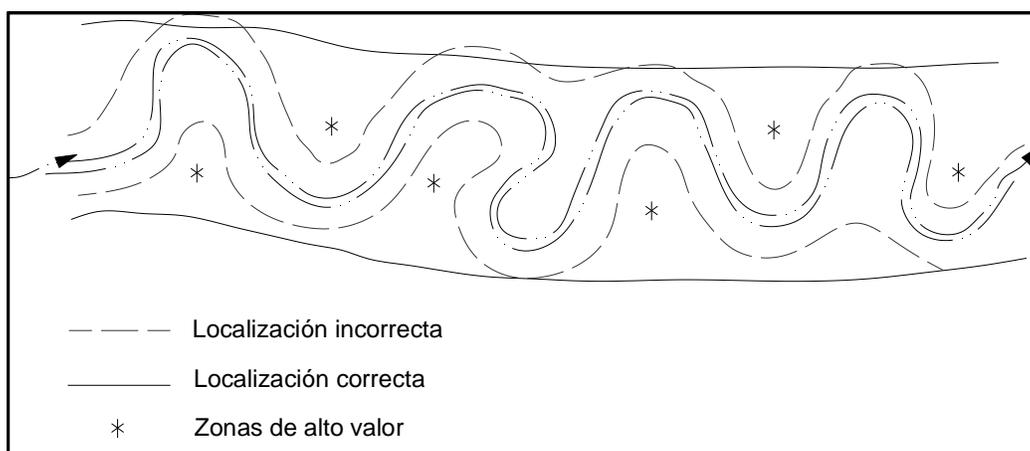


Figura 5.4. Arreglo general de bordos perimetrales cuando existen meandros.
Fuente: Obras de Protección para Control de Inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)

- *Longitud de los bordos perimetrales.* La longitud de los bordos depende de la cantidad de tributarios que se incorporen aguas arriba de la zona a proteger, se tiene que tomar en cuenta que el problema causado por los bordos aguas abajo de la zona de protección será más intenso y las zonas que antes no tenían problema de inundaciones podrían verse afectadas. Cuando los muros son colocados en una de las márgenes del cauce, los daños no son notorios en las zonas aguas abajo y aguas arriba de la estructura, sin embargo provocan inundaciones en la zona donde no se tiene la protección, por lo que será necesario revisar las zonas nuevas propensas a inundaciones y los volúmenes que sigue transportando el río.
- *Rugosidad del cauce principal.* Este factor influye en el cálculo de la altura total de los bordos, un ejemplo claro de esto es el coeficiente de Manning, el cual es inversamente proporcional a la velocidad, lo que provoca una elevación del tirante del río, por ello es necesario que la rugosidad sea la más baja posible. Existen medidas para disminuir sustancialmente la rugosidad del río, cuando el río lleva agua todo el año no es posible hacer nada para disminuir la rugosidad, pero en época de estiaje cuando el río no transita caudales importantes se puede remover la vegetación que crece en las márgenes, entre el cauce y los bordos, ya que la presencia de vegetación aumenta considerablemente la rugosidad. Además se debe evitar la construcción de cualquier obra que impida el libre escurrimiento en el cauce del río, como los son: casas, caminos, cultivos, cercas, etc.

- *Altura de los bordos perimetrales.* Como se mencionó anteriormente; la altura de los bordos es inversa a la separación y viceversa (*Figura 5.5*).

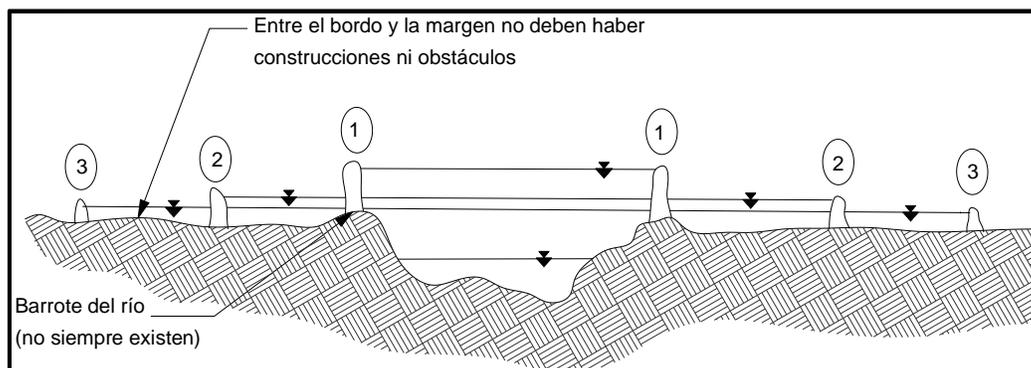


Figura 5.5. Altura de los bordos longitudinales, en función de la separación.
 Fuente: *Obras de Protección para Control de Inundaciones.* (Maza, A. y Franco, V)

La altura más adecuada depende de un estudio hidrológico, la determinación de los niveles máximos que se tengan a lo largo del cauce y en diferentes puntos de la planicie de inundación, esto se analiza con las siguientes variantes:

a) En condiciones naturales (sin bordos longitudinales)

Este apartado sirve para conocer los niveles que alcanza el río a través de los registros históricos, para ello se utilizan modelos físicos o matemáticos, ambos requieren información topográfica, planimetría, edafología entre otras. Generalmente, al inicio del estudio sólo se conoce la elevación del agua en algunas secciones, por lo que la información debe complementarse con otro tipo de datos por ejemplo, fotografías aéreas tomadas durante avenidas importantes en la zona afectada, con la finalidad de calibrar el modelo a utilizar.

b) Con bordo longitudinal en una sola margen

Este método nos proporciona los niveles de agua en la planicie de inundación opuesta a la margen donde se tienen los bordos longitudinales. Los niveles se obtendrán con cualquiera de los modelos mencionados (matemáticos o físicos). En la zona donde se localice un bordo existente, se pueden realizar mediciones de las elevaciones del agua para diferentes avenidas, para determinar la altura de la corona de los bordos longitudinales proyectados en la zona a proteger. En caso de que la planicie no protegida sea de grandes dimensiones y la longitud de los bordos sea pequeña, los niveles del agua con o sin protección tendrán una variancia muy pequeña entre sí.

c) Con bordos en ambas márgenes

Este estudio se realiza con cualquiera de los modelos antes mencionados. En los modelos matemáticos y físicos, la rugosidad juega un papel muy importante, debido a la reducción significativa de la planicie de inundación, ya que en la zona aguas abajo, los niveles y la velocidad media cambia circunstancialmente debido a las diferentes avenidas. Los niveles máximos se puede obtener de dos maneras: dependiendo del tiempo que dure el gasto máximo en la avenida y en base a la separación de los bordos.

Una vez definida la elevación máxima alcanzada por el agua, para obtener la altura de diseño de los bordos, se utiliza la siguiente expresión:

$$H_{tot} = y_n + h_0 + B.L.$$

Donde

H_{tot} ; Altura de diseño, m

y_n ; Altura alcanzada por el agua, m

h_0 ; Sobre-elevación por oleaje y rodamiento, m

$B.L$; Bordo libre, depende de la importancia de la zona por proteger, m

- *Drenaje local.* Los bordos longitudinales evitan que el exceso de agua del cauce del río inunde la planicie, pero también son una frontera que impide que el agua contenida en la planicie regrese al río, por ello los bordos longitudinales deben contar con un buen diseño de drenaje local. A continuación se describen algunas maneras de diseñar el drenaje para un óptimo funcionamiento:

a) *Para afluentes*

Cuando un bordo longitudinal cruce por donde existe una confluencia entre el río principal y un afluente (arroyo), se interrumpe su construcción y se traslada sobre las márgenes del tributario hacia aguas arriba, diseñando esas extensiones del bordo longitudinal como un nuevo bordo (*Figura 5.6*). En el caso de encontrar afluentes caudalosos, se les debe dar la misma solución que al río principal, construyendo obras de desvío o alguna otra medida estructural.

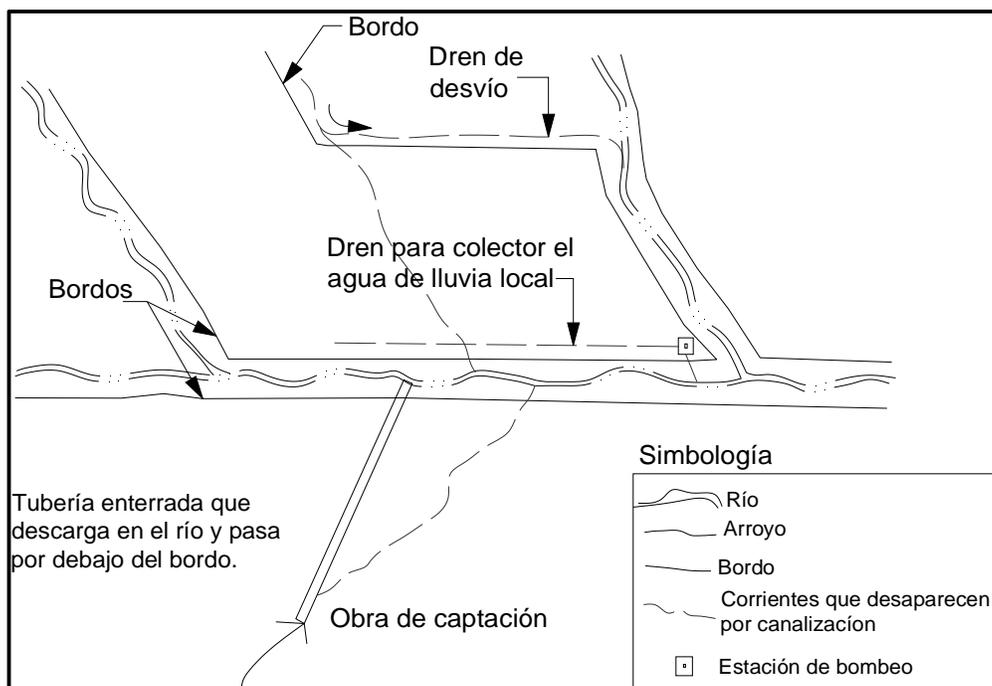


Figura 5.6. Diseño de drenaje para afluentes

Fuente: *Obras de Protección para Control de Inundaciones.* (Maza, A. y Franco, V)

b) Para afluentes pequeños y escurrimientos sobre la planicie

Cuando los escurrimientos son pequeños, generalmente, se realiza un dren paralelo al bordo, cuya capacidad hidráulica depende de los escurrimientos esperados. Los drenes pueden descargar en: el cauce principal, una estación de bombeo o una sección con compuertas que se cierran cuando el nivel del río es alto y desalojan el volumen captado una vez que pasa la avenida (Figura 5.7). Las descargas dependen básicamente de la topografía, los escurrimientos, el tipo de suelo y de los niveles entre los drenes y las descargas.

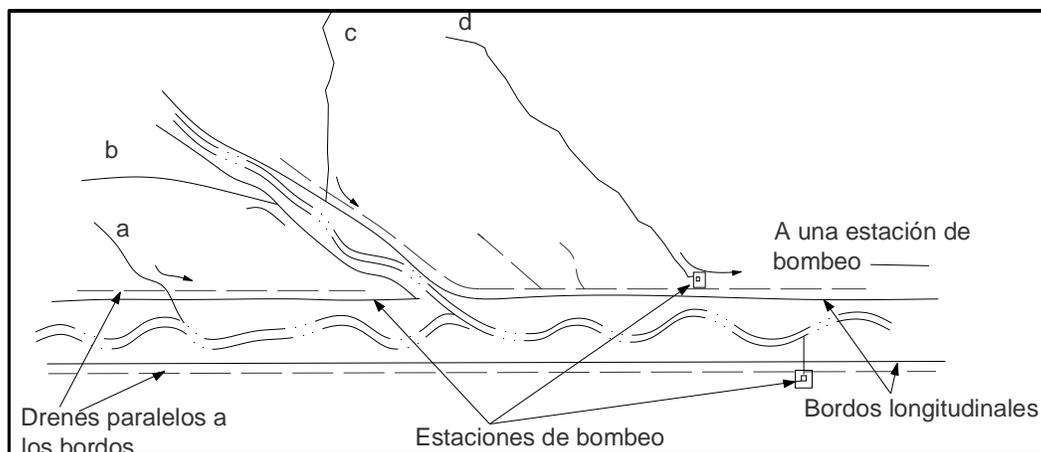


Figura 5.7. Diseño de drenaje para planicies y zonas de bajo escurrimiento.
Fuente: Obras de Protección para Control de Inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)

- *Avenidas mayores a la de diseño.* El dimensionamiento de los bordos se realiza para una avenida de diseño, cuya estimación depende del beneficio de la obra en la zona de interés, se deben tener en cuenta procedimientos a seguir, cuando se presente una avenida que sobrepase la de diseño. En caso de presentarse una avenida de mayor magnitud que la de diseño, es conveniente romper los bordos frente a las zonas de más alto impacto económico, ya que de no hacerlo, los bordos se pueden desbordar, ocasionando daños de mayor magnitud al que se hubieran tenido sin haberlos construido.

5.1.4. Muros longitudinales o muros de encauzamiento

Un muro longitudinal es una frontera prácticamente vertical, colocada en caso de que un bordo longitudinal tenga sus taludes muy tendidos, se utilizan principalmente en zonas bajas, las obras para protección de las márgenes son otro de sus campos de aplicación.

Durante el diseño, se debe tomar en cuenta que el cauce principal estará ubicado entre los muros, dejando una planicie de inundación no apta para asentamientos de cualquier tipo. Se utilizan, principalmente, cuando los taludes de los bordos resultan muy tendidos y por tanto el volumen de obra es muy grande, o bien al cruzar zonas urbanas o terrenos muy costosos donde no hay espacio suficiente para construirlos.

Estas estructuras pueden construirse a base de concreto fluido o armado, gaviones o mampostería (Figura 5.8).

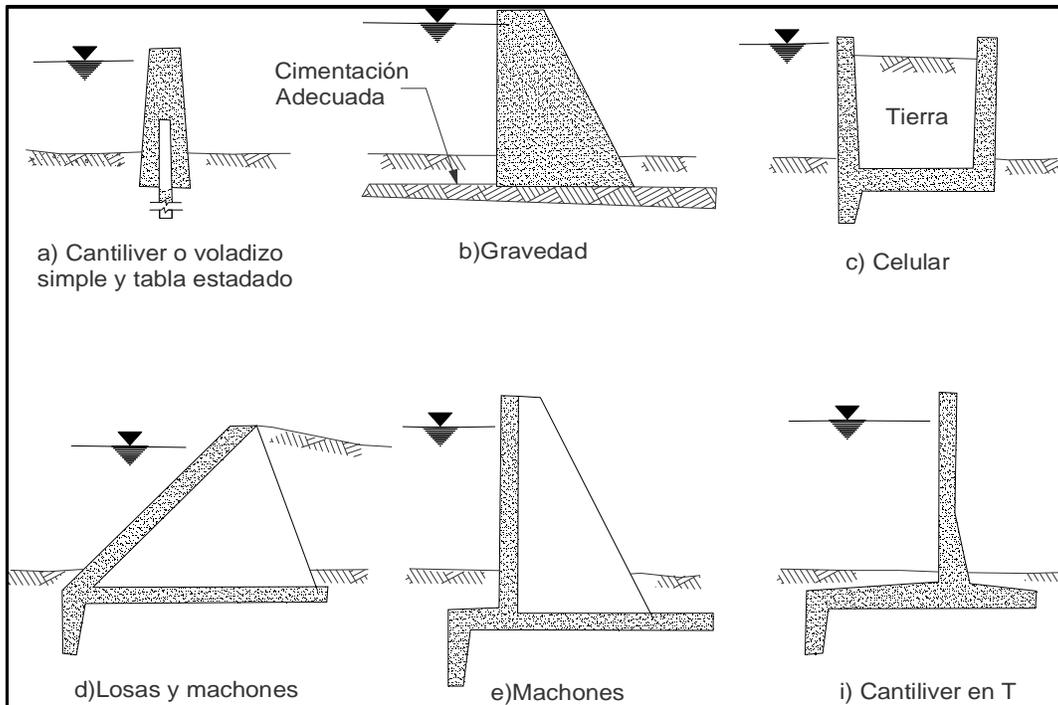


Figura 5.8. Tipología de muros longitudinales o de encauzamiento.

Fuente: Obras de Protección para Control de Inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)

5.1.4.1. Consideraciones de diseño de muros longitudinales o muros de encauzamiento

Los criterios que se deben de realizar para un buen diseño de los muros longitudinales o también llamados muros de encauzamiento, se describen a continuación:

- *Gasto de diseño.* Depende de la zona y de los escurrimientos en la zona a proteger
- *Estructura.* El diseño debe considerar la presión hidrostática, incluyendo la supresión esperada con el nivel del agua alcanzado cuando se presente la avenida máxima.
- *Drenaje.* Deberá proveerse de un sistema de drenaje adecuado para la zona protegida.
- *Altura.* La variable principal a considerar para este aspecto es el gasto de diseño, ya que en función de éste, se realizará el análisis de las diferentes elevaciones.

Los muros requieren de un espacio menor que los bordos longitudinales, y por tanto menor volumen de obra, pero en su costo puede ser mucho mayor que el de los bordos longitudinales.

5.1.5. Desvíos

Los desvíos son una medida estructural de gran costo, principalmente consiste en desviar el cauce principal y conducirla hacia el mar, laguna o algún otro cuerpo de agua existente, con el fin de mitigar la avenida máxima que puede llegar a ocasionar severas inundaciones en la región, existen diferentes tipos de desvíos, los desvíos permanentes y los desvíos temporales.

5.1.5.1. Desvíos permanentes

Los desvíos permanentes son aquellos que se conforman por canales de alivio y cauces artificiales de alivio, consiste básicamente en desviar el agua a otro cuerpo de agua (mar, laguna o río). El agua que se traslada al otro cuerpo no debe retornar (Figura 5.9).

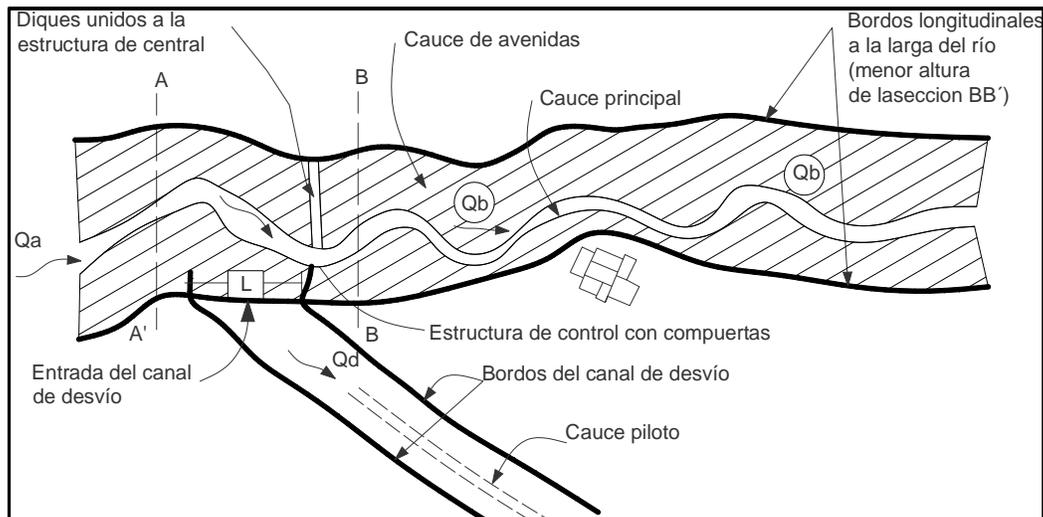


Figura 5.9. Configuración general de un cauce de alivio.

Fuente: Obras de Protección para Control de Inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)

Como se mencionó antes; en una zona protegida por bordos longitudinales se tiene una gran incertidumbre de la protección que estos puedan proporcionar a la región afectada por inundaciones y también se tiene el inconveniente por su alto costo, cuando la altura llega a sobrepasar los cuatro metros se vuelve más peligroso que benéfico, como se ha dicho la altura de los bordos longitudinales es función de la avenida máxima que se presente en el cauce principal. Para reducir significativamente esta altura es conveniente construir canales de alivio, mientras lo permita la topografía y geología del lugar. Los canales de alivio pretenden reducir significativamente los volúmenes de escurrimiento aguas abajo del desvío, así el volumen desviado produce que las alturas de los bordos sea menor.

5.1.5.1.1 Consideraciones de diseño para Desvíos Permanentes.

Generalmente el sitio donde se almacenara el volumen desviado la variable más importante a considerar en el diseño de un desvío permanente, a continuación se mencionan algunas otras consideraciones significativas para un diseño óptimo:

- *Colocación sobre planicie.* Los desvíos normalmente se elaboran sobre las planicies, siendo limitados por los bordos longitudinales, esto quiere decir que el canal no se excava, sino únicamente se retira una pequeña parte del material del cauce, el cual se utiliza para la construcción de los bordos longitudinales.
- *Elaboración de cauces de alivio.* Los desvíos permanentes se forman con cauces de alivio y canales de alivio. Los primeros se construyen en conjunto con los bordos longitudinales y el agua escurre por gravedad sobre el terreno natural de

su planicie. Por otra parte los canales de alivio son excavaciones de profundidad variable, por lo normal tienen la misma profundidad del cauce o río al que se le quiere proporcionar el desvío, este canal contiene la pendiente adecuada para llegar a otro río o al mar, los cuales recibirán el gasto de aportación del río desviado. Los canales suelen tener longitudes y capacidad hidráulica menor que los cauces de alivio, esto se debe a que en ellos los volúmenes de excavación pueden ser muy grandes y el costo de la estructura se elevaría.

- *Estructuras de control.* Sirven principalmente para regular el gasto de aportación del cauce principal a los cauces de alivios, normalmente son obras de infraestructura hidráulica como por ejemplo: compuertas, vertedores, etc.

5.1.5.2. Desvíos temporales

Los desvíos temporales son medidas estructurales que se utilizan cuando alguno de los lados de las márgenes del río se localiza en zonas bajas o lagunas que puedan ser inundadas momentáneamente, mientras sucede el evento meteorológico. En las zonas donde se reciben las aguas desviadas no se deben construir obras de cualquier tipo, *Figura 5.10.* Esta solución es semejante a los cauces de alivio, su funcionamiento está combinado con otras medidas de seguridad, para este caso son los bordos longitudinales.

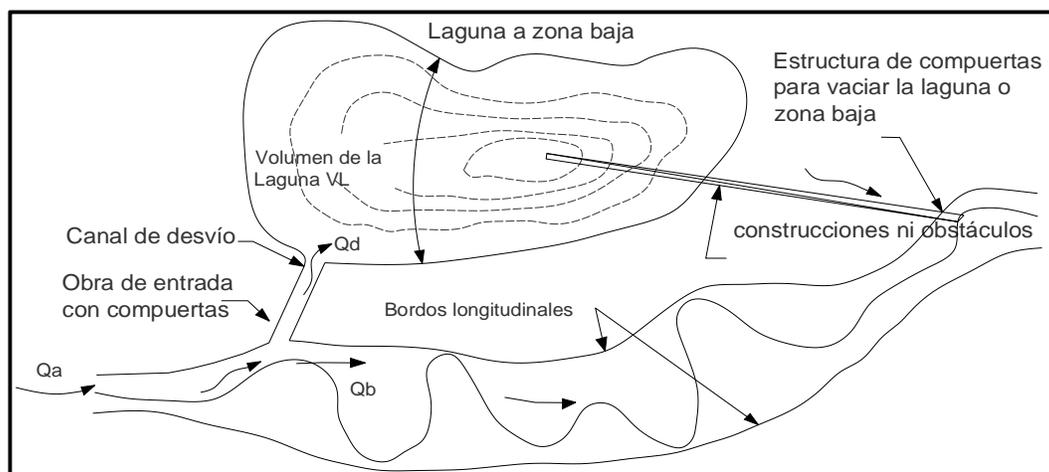


Figura 5.10. Configuración para un desvío temporal.

Fuente: Obras de Protección para Control de Inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)

La principal característica que difiere entre ambos métodos es: en el cauce de alivio se pueden desviar volúmenes de agua grandes, mientras en el desvío temporal solo se pueden desalojar volúmenes iguales a la capacidad de la laguna o de la zona que se dispone a inundar momentáneamente, otra diferencia significativa es el agua almacenada en la laguna, la cual puede regresar al río una vez que hayan bajado los niveles de este, ya que el volumen útil de la laguna debe estar desalojado en caso de que se presente otra venida. El área que se desea inundar debe estar delimitada por bordos cuando se encuentra dentro de una zona baja o se pretenda proteger zonas de un alto poder comercial a los alrededores.

5.1.5.2.1. Consideraciones de diseño para desvíos temporales.

- *Avenida de diseño.* Es conveniente realizar un análisis entre el hidrograma máximo que puede soportar la obra de desvío (volumen) y el hidrograma máximo que transita por el cauce del río (volumen), la diferencia de hidrogramas nos proporciona el volumen que se inundará momentáneamente. El Gasto máximo de diseño se obtiene en función del volumen que se quiera desviar y del tiempo de llenado de la zona inundable.
- *Canal de desvío.* Este tipo de obra puede asemejarse a un cauce de alivio y puede llevar bordos en toda su longitud, sirve para conducir el volumen que se desaloja del cauce del río a la zona inundable, depende de la topografía del lugar y de gasto máximo de diseño.
- *Estructuras de control a la entrada.* Este tipo de infraestructura permite regular el gasto a la entrada de la zona inundable y el flujo en ambas direcciones en caso de que se presenten varias avenidas.
- *Canal de Salida o Retorno.* Cuando se requiere vaciar la zona inundada, se realiza un canal que va del centro de la zona hacia el río, este canal está en función de los niveles entre la laguna y el río, la sección transversal es función del tiempo para vaciar la laguna, el cual depende del tiempo de ocurrencia entre dos avenidas.
- *Estructuras de control a la salida.* Estas obras impiden el retorno del agua del río a la zona inundable por el canal de retorno, principalmente se localizan cerca del cauce del río.

5.1.6. Corte de meandros

Cuando se quiere impedir el desbordamiento de un río que presenta meandros, una solución práctica es aumentar la capacidad hidráulica mediante la rectificación del río, incrementando la pendiente por el corte de las diferentes curvas (*Figura 5.11*).

5.1.6.1. Consideraciones generales

Para el corte de meandros es importante tomar en cuenta que en un río existe una relación de equilibrio entre los gastos sólido y líquido que pasan por un determinado tramo, las secciones transversales del cauce, la pendiente hidráulica y las propiedades físicas del material que forma su fondo y orillas. Por lo que al cortar un meandro se rompe ese equilibrio y el río tiende a estabilizarlas nuevamente. Para recuperarlas, tiende el río a suavizar la pendiente desarrollando nuevos meandros. Así pues, para que las obras sean efectivas se deben proteger los márgenes del río (por ejemplo, con espigones o recubrimientos marginales) si no, la corriente volverá a formar nuevos meandros.

Debido a la alteración de sus condiciones de equilibrio, la inestabilidad de la corriente provoca una erosión en el extremo de aguas arriba de la rectificación (el río trata de suavizar su pendiente) y como consecuencia aumenta el área hidráulica que a su vez aumenta la capacidad hidráulica. Por lo anteriormente descrito, es factible aprovechar el corte de meandros como obra de protección contra inundaciones.

El principal inconveniente de esta solución es que las máximas velocidades ocurren precisamente dentro de la rectificación, por lo que el material erosionado tiende a depositarse inmediatamente aguas abajo del tramo rectificado, lo que disminuye la capacidad hidráulica al final de la rectificación. La única forma de evitarlo es dragar el tramo donde ocurren los depósitos, tratando de mantener las condiciones anteriores a la obra.

Al diseñar este tipo de obras en un cauce de tipo arenoso, se debe tener en cuenta que la ampliación del cauce piloto se produce hacia las márgenes, lo que implica un ensanchamiento de las secciones, por lo que el radio hidráulico aumenta y esto origina un incremento de la velocidad media que a su vez genera un mayor transporte de sedimentos. Lo anterior sucede mientras el gasto desviado es menor al del río. A medida que el caudal que pasa por el corte tiende a ser igual al del río, se reduce el proceso erosivo.

En caso de contar con material más resistente por tener mayor tamaño, pero sobre todo por tener cohesión (por ejemplo, suelos de tipo arcilloso) se debe excavar una sección más ancha, de manera que el flujo alcance velocidades capaces de erosionar la sección, en caso de no ocurrir lo anterior, la sección de la rectificación deberá ser casi igual a la del ancho del río.

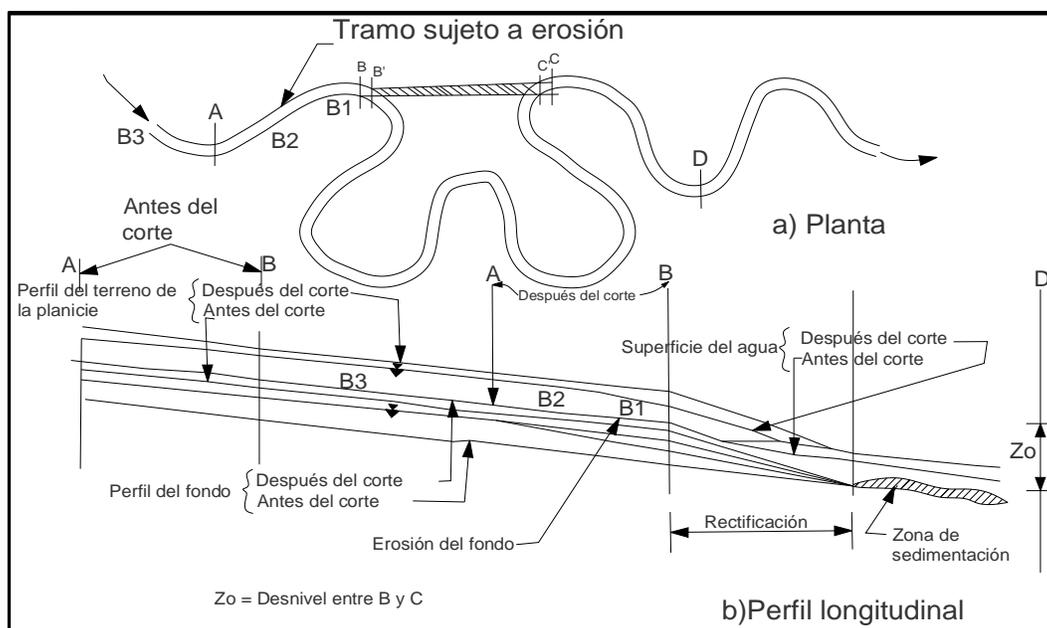


Figura 5.11. Corte de Meandros y sus efectos.

Fuente: Obras de Protección para Control de Inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)

5.1.6.1.1. Consideraciones de diseño para corte de meandros.

Este tipo de medida estructural se recomienda únicamente para proteger poblaciones importantes y de alto poder adquisitivo, ya que se tienen costos muy elevados por las obras subsecuentes a la rectificación, por ejemplo; aguas arriba de la rectificación se necesita proteger los márgenes del río y aguas abajo se requiere de un dragado.

- *Cauce piloto.* Para la elaboración del corte de Meandros es necesario la construcción de un cauce piloto, cuyas dimensiones estarán en función de los caudales desviados, la pendiente del terreno y del material del sitio de rectificación. Durante el corte de Meandros se debe cumplir la relación:

$$Q_r = Q_c + Q_m$$

Donde

Q_r ; Gasto total del río

Q_c ; Gasto a través del cauce rectificado

Q_m ; Gasto del meandro (Figura 5.12)

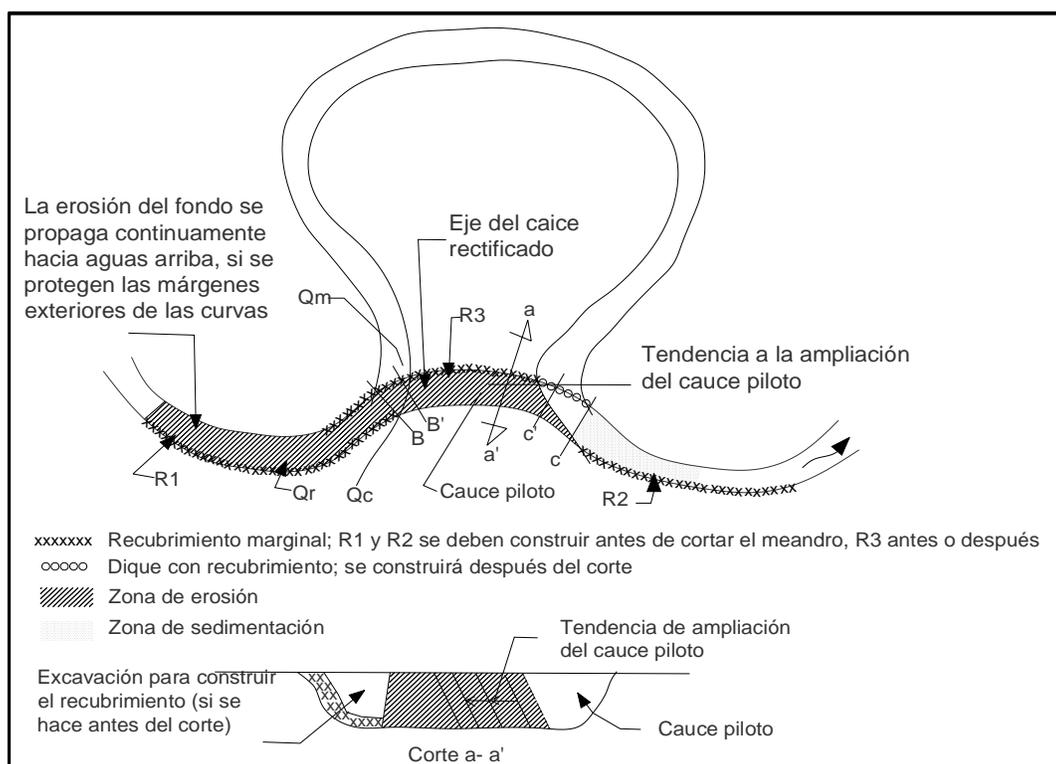


Figura 5.12. Corte de Meandros y cauce piloto.

Fuente: Obras de Protección para Control de Inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)

La ecuación anterior se puede escribir de la siguiente manera:

$$\frac{Q_c}{Q_r} + \frac{Q_c}{Q_r} = 1$$

A medida que el tiempo transcurre el primer término tiende a uno por el aumento de la sección transversal del cauce piloto debido a la erosión y el segundo en consecuencia tiende a cero.

- *Plantilla del cauce piloto.* Se realiza la excavación de la plantilla del cauce piloto hasta que se alcance el nivel del fondo del río, teniendo en cuenta las elevaciones de todas las secciones aguas arriba y aguas abajo. La pendiente de la plantilla a lo largo del cauce piloto se mantendrá constante.

- *Ancho mínimo.* Se toma en cuenta un ancho mínimo equivalente a dos veces la altura que hay entre el fondo del cauce piloto y la superficie del terreno natural. Con ello se evita que la sección transversal del cauce piloto se cierre debido a obstrucciones, deslizamientos o erosiones, el ancho mínimo matemáticamente se expresa de la siguiente manera:

$$B_{\text{mín}} = 2 * (\text{nivel terreno} - \text{nivel fondo})$$

- *Dragado aguas abajo.* Se debe tomar en cuenta que debido al depósito de material aguas abajo del tramo rectificado, es necesario realizar trabajos de dragado para evitar remansos que afecten el funcionamiento hidráulico del cauce piloto. En caso de material fino como lo son limos, arcillas y arenas finas, no es necesario el dragado.

5.1.7. Presas

Las presas son obras de infraestructura muy importantes para el control de avenidas y para la generación de energía eléctrica, existen diferentes tipos y usos. El uso primordial de una presa es la contención y regulación de grandes volúmenes de agua para su aprovechamiento posterior o para regular el gasto aguas abajo de esta. En este apartado se realizara una explicación muy breve sobre las presas de almacenamiento, la presa rompe picos y la presa de retención de azolves, todas ellas cumplen con la función de regular el gasto en caso de una inundación aguas arriba del río.

5.1.7.1. Presas de almacenamiento

Las presas constan de diferentes partes, algunas constan de diques principales o cortinas que se construyen en el cauce, impidiendo el avance del agua sobre la sección hidráulica del río, generando un almacenamiento aguas arriba de la cortina, para tener un mejor almacenamiento del cauce se pueden construir diques secundarios que eviten la salida del agua del almacenamiento hacia cuencas vecinas, con estos diques se forma el vaso donde se almacena el volumen de escurrimiento de aguas arriba de la cortina. Existen dos obras importantes para la construcción de una presa de almacenamiento, la obra de excedencia por donde se desalojan las aguas que no son productivos o aprovechables para el almacenamiento y la obra de toma por donde se conduce el agua para el aprovechamiento hidroeléctrico, para consumo humano o agrícola, etc.

El propósito primordial de este tipo de presas es almacenar el exceso de agua debido a escurrimientos excesivos y lluvias intensas que existe aguas arriba de la presa, es importante que este tipo de estructuras se mantengan en un nivel óptimo de operación en época de estiaje, para que el abastecimiento de agua para riego y la generación eléctrica tengan un buen rendimiento a través de todo el año, es importante resaltar que las presas tienen diferentes objetivos, sirven como zonas recreativas, para practicar deportes acuáticos y para desarrollos piscícolas entre otros.

Todo tipo de presas, dígame grandes o pequeñas, ayudan al control parcial de las inundaciones, ya que el gasto de aportación aguas arriba de la presa es mucho mayor que el gasto que sale de la obra de excedencia, por otro lado el beneficio que ofrecen las presas no es función del costo ni de ningún estudio de factibilidad. Es función de los

volúmenes que se encuentran en el denominado *volumen de control*, el cual es la relación del volumen de la avenida y el volumen del vaso en la presa, que se encuentra entre los niveles de aguas máximas ordinarias (NAMO) y de aguas máximas extraordinarias (NAME). Por lo que todo embalse debe cumplir:

$$V = V_m + V_u + V_c$$

Donde:

V ; Volumen total del embalse hasta el nivel NAME, en m^3

V_m ; Volumen muerto, se encuentra entre el fondo del cauce y el nivel de aguas mínimas ordinarias (NAMINO), en m^3

V_u ; Volumen útil, se encuentra entre los niveles NAMINO y NAMO, en m^3

V_c ; Volumen de control, entre el NAMO y el NAME, en m^3

Es importante realizar un tránsito de avenidas en la presa aguas arriba, ya que en ello depende la óptima operación, el volumen de control y la regulación de los niveles en el embalse.

5.1.7.1.1. Consideraciones de diseño para las presas de almacenamiento

Las condiciones que se deben considerar para el diseño de una obra (Torres H., 1980) se pueden clasificar dentro de los siguientes:

- a) *Condiciones del lugar.* Son las características físicas del lugar donde se localizan las obras, pueden dividirse en:
 - *Condiciones geológicas.* Para este tipo de obras es necesario conocer las características y propiedades físicas del suelo, para determinar con exactitud el comportamiento de las estructuras inducido por los efectos de fallas geológicas o la presencia de material de mala calidad.
En general, se puede decir que las presas transmiten los esfuerzos a la cimentación y las laderas, por ello es necesario tener una buena calidad en el suelo y tener bien definido la dirección de los echados (sentido de las capas de roca).
 - *Topográficas.* Se necesita conocer la configuración de la cuenca de aportación, para dimensionar la capacidad de almacenamiento del vaso para los diferentes niveles de la presa. Con los planos topográficos de la zona, se realizarán las curvas E-A-V, para tener un óptimo funcionamiento del vaso y buen tránsito de avenidas.
 - *Disponibilidad de materiales.* La disponibilidad del material es fundamental para el diseño, ya que depende del tipo de presa (concreto o materiales sueltos) y de la disponibilidad. Es necesario realizar un estudio económico del acarreo y obtención de los materiales (compra o extracción y proceso de los materiales).
- b) *Factores hidráulicos e hidrológicos.* La información hidrológica e hidráulica en este tipo de infraestructura tiene influencia directa con el dimensionamiento, los aspectos más relevantes son: los escurrimientos medios que definen el almacenamiento del vaso y la altura de la cortina, los escurrimientos máximos

asociados a diferentes periodos de retorno que definen las avenidas de diseño que dimensionan las obras de desvío, excedencias y desagüe.

- c) *Condiciones de acceso y tránsito.* La construcción de presas normalmente inundan vialidades y caminos, localizados aguas arriba de la cortina, por ello es indispensable realizar una localización de los mismos; la corona de la cortina podría representar una buena solución para el cruce del río.

5.1.7.2. Presas rompe-picos

Este tipo de infraestructura, está formada principalmente por una cortina de poca altura, una obra de excedencia y un desagüe. Normalmente son empleadas en corrientes pequeñas, tienen una capacidad de almacenamiento reducido, en comparación con las presas de almacenamiento. Este tipo de obras es factible construirlas mediante un sistema de cascada (en caso de que el volumen de almacenamiento sea grande).

5.1.7.2.1. Consideraciones de diseño para una presa rompe-picos

A continuación se muestran las estructuras más sobresalientes para el diseño de una presa Rompe-Picos:

- *Cortina.* La cortina de estas estructuras se construye generalmente de concreto colado o mampostería y de preferencia debe estar cimentada en un medio monolítico sólido (roca sólida), la cresta de la cortina es libre, por lo que la cortina actúa como un vertedor. En caso de que la topografía de la zona no permita la construcción de la obra, será necesario elaborar más de una presa, con la finalidad de repartir el volumen de aportación de la avenida de diseño (*Figura 5.13*).
- *Cimentación.* Las presas rompe-picos se utilizan normalmente en donde los suelos y las condiciones geológicas son favorables para la cimentación. El desplante de la cimentación debe realizarse preferentemente sobre roca sana.

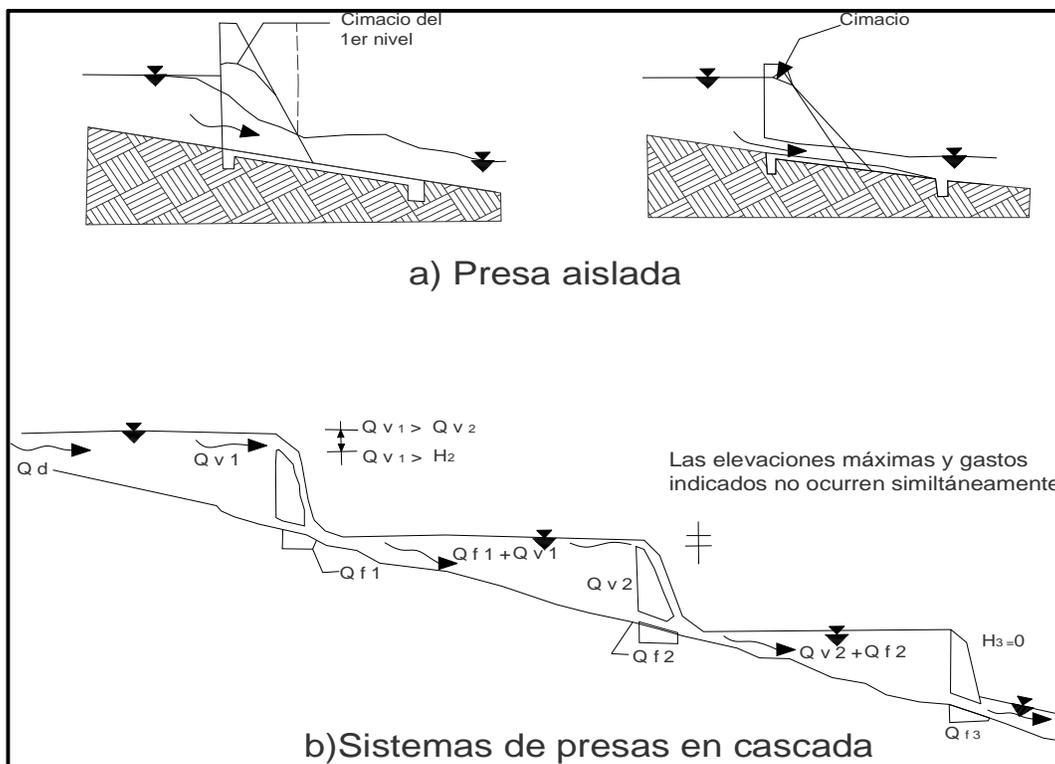


Figura 5.13. Sistema de acomodo de presas Rompe Picos.

Fuente: Obras de Protección para Control de Inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)

- **Vertedor.** El vertedor se puede colocar en la parte superior de la presa, en la parte inferior (en forma de conductos) o una combinación de las dos (Figura 5.14). Se utiliza para desalojar los volúmenes provocados por la avenida máxima esperada. En caso de presentarse una avenida mayor que la esperada, el vertedor no corre ningún riesgo, debido a que los materiales son originarios del sitio, y permiten el paso del agua por encima de la estructura sin causar daños significativos.

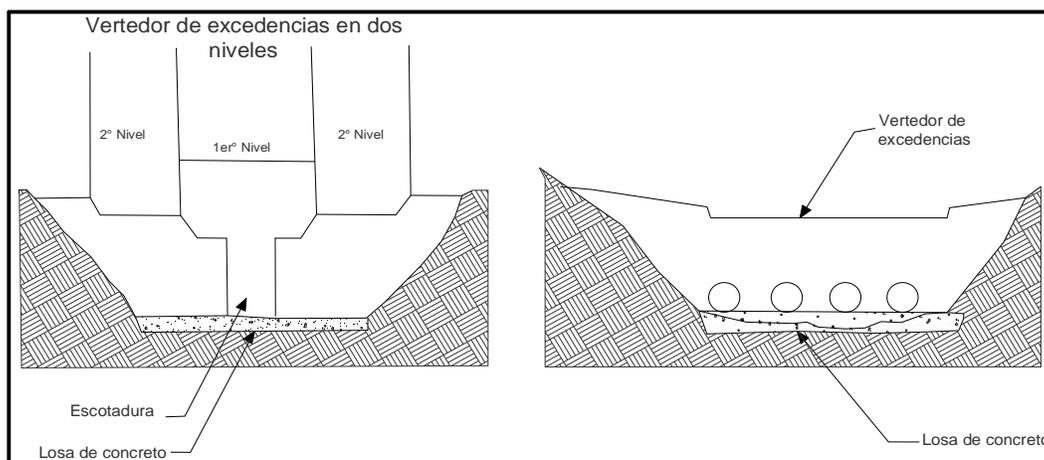


Figura 5.14. Sistema de acomodo de presas Rompe Picos.

Fuente: Obras de Protección para Control de Inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)

Existe una desventaja significativa para este tipo de estructuras, el incremento del hidrograma aguas debajo de la cortina, esto se debe cuando el gasto máximo de la avenida a regular y el gasto máximo de algún afluente coinciden.

5.1.7.3. Presas retenedoras de azolve

Estas presas son parecidas a un dique, se colocan interpuestas a la corriente, su función primordial consiste en retener la mayor cantidad de azolves en arroyos y ríos poco caudalosos, generalmente su altura varía en rangos de 2 a 10 metros, en ocasiones pueden llegar a alcanzar alturas de 35 m.

5.1.7.3.1. Generalidades para el diseño de una presa retenedora de azolve

La presa para retener azolves consiste en un dique de concreto colado en sitio, mampostería, gaviones o algunos elementos prefabricados, en la corona o cresta se coloca una escotadura que sirve como obra de excedencias o vertedor, particularmente este tipo de presas no cuenta con una obra de toma y toda el agua pasa por el vertedor, cuando la altura de la cortina alcanza los 35 metros de elevación con respecto al nivel de terreno, se forma un embalse que funciona como sedimentador, por lo que es conveniente construir una obra de desagüe a una elevación media de la corona, a diferencia con las presas rompe-picos que tienen esta estructura al fondo de la cortina. Si los volúmenes del embalse son iguales al de las avenidas, la presa trabajara como una presa rompe-picos en los primeros años de operación, esto depende de la cantidad de azolves y sedimentos que lleguen a la cortina (*Figura 5.15*).

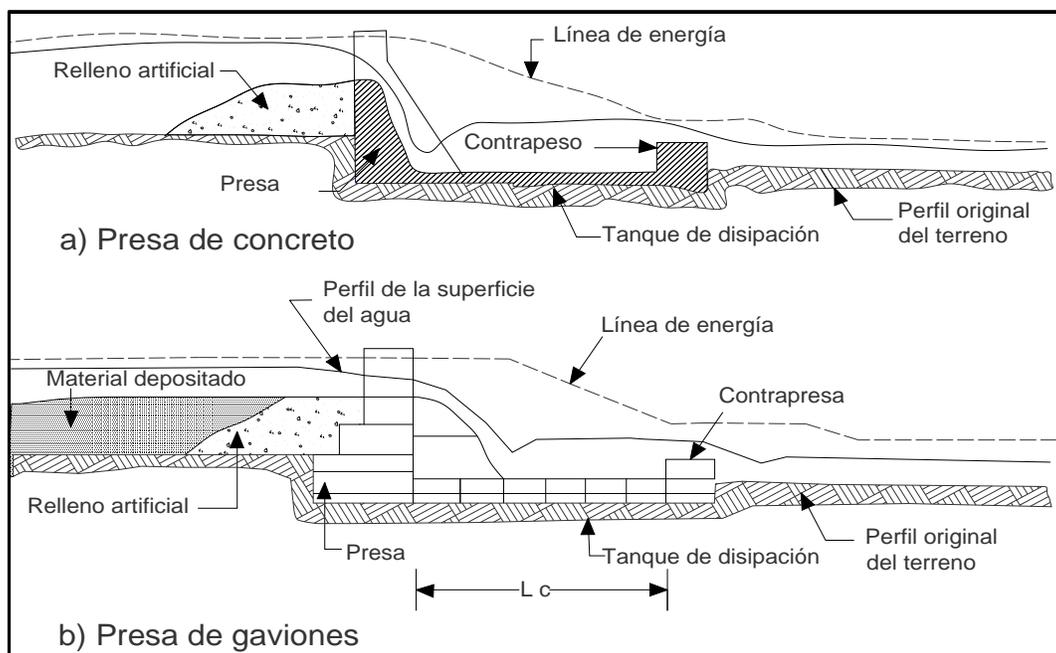


Figura 5.15. Esquema de presa Retenedora de Azolves.

Fuente: Obras de Protección para Control de Inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)

Para una mejor aplicación de esta medida estructural, es necesario complementarla con una reforestación de la cuenca, es importante recordar que estas presas evitan que

grandes cantidades de material sólido lleguen a otras corrientes de agua abajo de su ubicación, evitando que los ríos no se azolvén y su capacidad hidráulica disminuya.

5.1.8. Entubamiento o canalización del cauce

Cuando se canaliza un cauce se entuba, el principal objetivo que tiene esta solución estructural es el de reducir los niveles del agua, en los cuales comúnmente fluctúa el río, con ello se pretende reducir significativamente las inundaciones y aprovechar los terrenos a los alrededores.

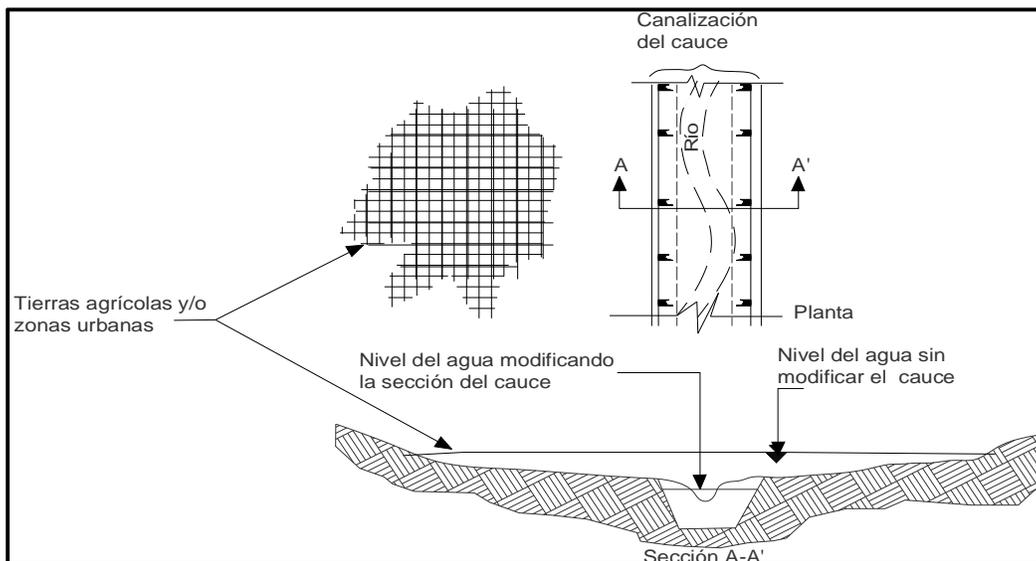


Figura 5.16. Canalización del Cauce

Fuente: Obras de Protección para Control de Inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)

Una consecuencia de la canalización o entubamiento del río es la reducción de la llanura de inundación. Cuando se canaliza un río, se está formando un nuevo cauce rodeado de revestimientos de concreto, gaviones u otro tipo de material de protección en el fondo y a la orilla del nuevo cauce se reconstruyen puentes y alcantarillas. Cuando el río se entuba y la tubería queda enterrada, los escurrimientos se confinan y las áreas aledañas son aprovechadas para otro uso.

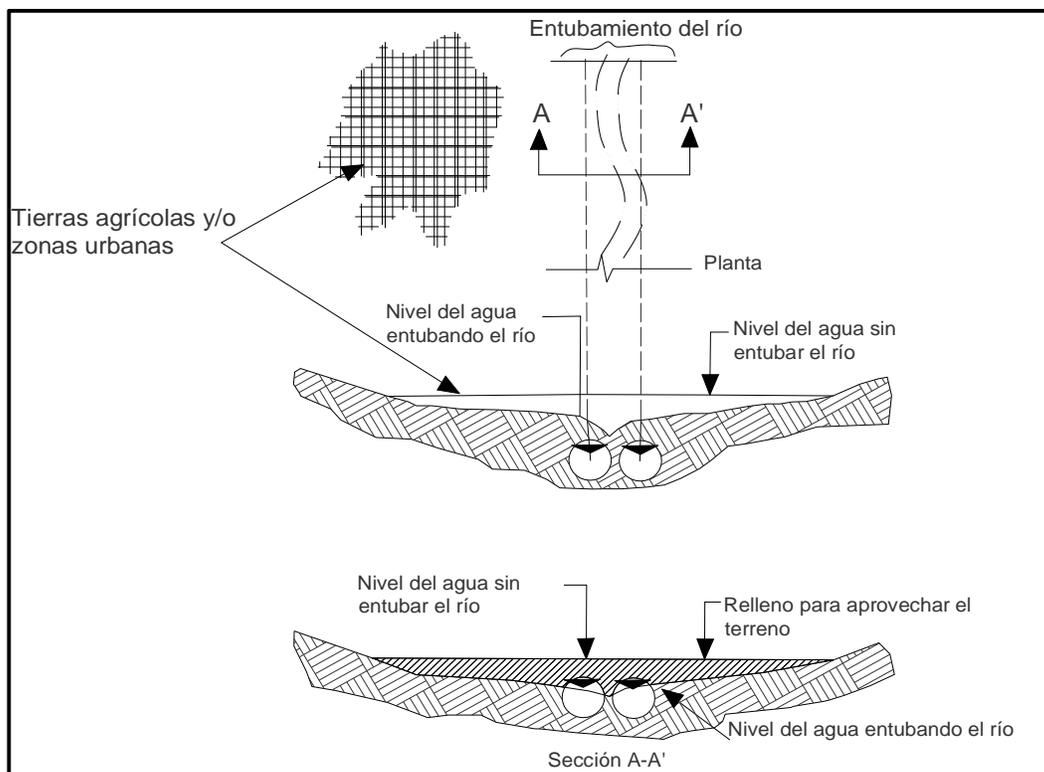


Figura 5.17. Entubamiento del Cauce

Fuente: Obras de Protección para Control de Inundaciones. (Maza, A. y Franco, V)

5.1.8.1. Generalidades de diseño para el entubamiento o canalización del cauce

Se recomienda que para el diseño de este tipo de estructuras se considere las transiciones entre el cauce natural y la entrada y salida de ellas. En la entrada de las estructuras se diseña una contracción y en la salida una expansión, en esta última, la transición debe tener enrocamiento al final de ella, para evitar erosiones locales.

Cuando se diseña un entubamiento o una canalización a lo largo de una población, los terrenos a los lados de estas obras, que ya no son inundados, adquieren un alto valor comercial. Con la venta de esos terrenos se cubre en mayor o menor grado, el costo de las obras aquí mencionadas.

Finalmente cuando los tramos de río atraviesan poblaciones y hay una gran variación entre los gastos de estiaje y los gastos en época de lluvias, si el entubamiento resulta muy costoso, se debe recurrir a la canalización del cauce, con una sección compuesta que forme tanto el cauce principal como el de avenidas. Las orillas de ambos cauces deberán estar protegidas con roca, concreto o gaviones. Estas canalizaciones se deben diseñar para avenidas con un periodo de retorno igual o mayor de 100 años.

5.1.9. Dragado

El dragado es una medida estructural en la cual no se construye una infraestructura como tal, pero en ella se llevan diferentes procesos constructivos. El dragar un río aumenta su capacidad hidráulica, proporcionando una mayor capacidad de drenaje en caso de una inundación, esta medida solo se aplica cuando la capacidad de transporte de sólidos aguas arriba de la zona de dragado es muy ineficiente. De no ser posible esto, se deben realizar dragados permanentes, los cuales pueden hacer que el río vuelva en poco tiempo a sus condiciones iniciales.

Para contemplar cuando es conveniente el dragado, es importante saber la geología del sitio, principalmente en el fondo del cauce. Los dragados se llevarán a cabo en secciones del río donde se tenga material rocoso resistente a la erosión, en donde las márgenes del río se reducen significativamente.

Los dragados permiten primordialmente tener un paso libre del agua, tanto en el fondo del cauce como en los márgenes que rodean al río, evitando remansos aguas arriba, mitigando parcialmente desbordamiento de ríos en caso de grandes avenidas.

5.1.10. Reforestación de la cuenca

Cuando se llega a perder o destruir la vegetación de una cuenca, esto ocasiona diversos efectos que favorecen el escurrimiento superficial, a continuación se describen algunos de los efectos más significativos:

- Los tiempos de concentración disminuyen, por lo que las cuencas tienen una mayor velocidad de respuesta al presentarse una avenida, por ejemplo las avenidas duran menos tiempo pero sus gastos de aportación son más grandes.
- La infiltración disminuye, sobre todo si la pendiente media de la cuenca es grande, lo que implica que el volumen de escurrimiento sea mucho mayor al que se infiltra.
- Incrementa considerablemente los volúmenes de sedimentos en los arroyos, debido a que la vegetación actúa como un retén natural, en consecuencia los ríos se azolvan y la capacidad hidráulica del cauce disminuye significativamente provocando que la vida útil de algunas estructuras disminuya, por ejemplo la obstrucción en drenajes, puentes, presas y otras obras de infraestructura.

De los puntos anteriores el último es el más desfavorable cuando de inundaciones se refiere, ya que al tener azolvados los ríos y las presas de un mismo cauce, no se tiene una capacidad hidráulica en caso de que se presente una avenida importante. Por lo tanto para poder conservar la capacidad hidráulica de los cauces es conveniente evitar la destrucción y remoción de la vegetación en las cuencas, con ello procuramos que los hidrogramas tengan una mayor duración y menor gasto máximo.

5.2. Medidas de seguridad no estructurales

Las medidas de seguridad no estructurales (institucionales) para el control de inundaciones, son aquellas donde no se basa en la construcción de una obra de infraestructura sino en una planeación, organización, coordinación y ejecución de una serie de ejercicios de Protección Civil que permiten evitar o minimizar los daños económicos y sociales a la población que puede estar expuesta a una inundación y pueden ser permanentes o provisionales, según el tiempo que dure la contingencia.

Es importante mencionar que las medidas no estructurales siempre son necesarias aun cuando en la zona propensa a inundación se encuentren medidas estructurales. Existen diferentes tipos de medidas no estructurales; a continuación se describen brevemente algunas de las medidas recomendables y factibles para el caso de estudio de la cuenca del río Papagayo, con la finalidad de proporcionar una solución a posibles inundaciones futuras, tomando en cuenta medidas estructurales en conjunto con las no estructurales.

5.2.1. Alerta temprana

Las acciones de alerta dependen de las condiciones del cauce principal, también dependen a su vez de los bienes que se vayan a proteger o que no, distinguiendo las siguientes características:

- En los ríos no alterados, donde no se encuentra ningún tipo de infraestructura (medidas estructurales)
- En ríos alterados, especialmente los que contienen presas, bordos y desvíos a lo largo de su cauce y planicie.

Para el caso donde las corrientes no se han alterado (no se ha construido infraestructura), las acciones no estructurales tienen un grado de confiabilidad muy pequeño, ya que se reducen a la predicción de la magnitud de la avenida que puede ocurrir y a la área que pueda resultar afectada por causa de la inundación.

Para aplicar mejor las acciones de alerta temprana es recomendable que el organismo operador encargado de la seguridad tenga diferentes mapas de inundación con diferentes avenidas provocadas por una serie de periodos de retorno (2, 5, 10, 25, 50 y 100 años mínimo). Con esta información los organismos pueden realizar con una mayor eficiencia las acciones de alerta temprana para evitar lo mejor posible los daños a las poblaciones afectadas en caso de una inundación.

Cuando los ríos y cauces están siendo alterados por alguna obra de infraestructura, se requiere

Conclusiones y recomendaciones.

En este análisis se obtuvieron las siguientes *conclusiones*:

- El análisis hidrológico se apoyó en un reporte de campo elaborado por la Comisión Federal de Electricidad, permitiendo obtener los gastos máximos instantáneos para el año 2013. Se concluye que la avenida que se presentó tuvo un gasto pico de aproximadamente **15,000 m³/s**, equivalente a un gasto asociado a un periodo de retorno de **200 años**.
- La metodología utilizada para el modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-RAS) y el Sistema de información geográfica (ArcGis) se reprodujo con cierta incertidumbre, ya que la mancha de inundación resultante en la cuenca del río Papagayo no tiene una imagen de Radar o de Satélite con la cual se pueda comparar el área de afectación. De esta manera se concluye que; la metodología presentada para la generación de manchas de inundación es confiable en términos ingenieriles, pero se debe afinar con ayuda de otros modelos hidrodinámicos de preferencia bidimensionales.
- Por otra parte y aunque la metodología utilizada, reduce y restringe a las incertidumbres, debe notarse que hay otros aspectos que no se consideraron en el proceso de modelado, que también podrían ser significativos, como lo son los cambios físicos en la cuenca (deforestación y erosión).
- Para obtener un mejor resultado de la modelación es necesario afinar la topografía y batimetría de la zona de estudio, con la cual se realiza un Modelo digital de elevaciones (DEM) con un grado de precisión mayor, esto generará manchas de inundación muy similares a los eventos que se puedan llegar a presentar en la zona de estudio.
- Los coeficientes de Manning son de carácter a priori en un análisis de inundación, ya que los niveles dependen de la rugosidad del río y de las llanuras de inundación. En pocas palabras, la rugosidad en un modelo hidrodinámico sirve para la calibración de niveles y áreas de inundación del evento que se desea analizar.
- En la etapa de calibración el modelo fue comparado con una mancha de inundación del Instituto Nacional de Estadística y Geografía, el cual puede tener errores, lo más conveniente para calibrar la mancha de inundación presentada en este trabajo es, mediante una imagen de satélite de la zona de estudio o los niveles alcanzados en las poblaciones aledañas al lugar.
- En el apartado de medidas de mitigación de inundaciones se cumplió con el objetivo, el cual era describir las medidas estructurales y no estructurales que son aplicables en el caso de inundaciones, tomando en cuenta que ambas tienen mayor eficiencia manejándose de manera conjunta.

- Las medidas estructurales y no estructurales son efectivas, si se consideran las características físicas y sociales del lugar donde se quieran llevar a cabo.

Para este trabajo se tienen las siguientes **recomendaciones**:

- El análisis hidrológico se puede mejorar por medio de un modelo lluvia escurrimiento de parámetros distribuidos, así las características fisiográficas de la cuenca se verían involucradas, teniendo una mayor predicción de los escurrimientos ocurridos en el huracán Manuel.
- El modelo hidrodinámico unidimensional es una herramienta que facilita el análisis de los niveles en un cauce, pero es un poco incierto cuando se trata de llanuras de inundación, por ello se propone que el análisis hidrodinámico se lleve a cabo con un modelo bidimensional. La calibración del modelo bidimensional se puede realizar por medio de niveles y por áreas de inundación, teniendo una menor incertidumbre en la predicción de las zonas más afectadas.
- Se recomienda obtener estudios topográficos, de usos de suelo y edafológicos de las zonas más expuestas a inundación.
- Se recomienda llevar a cabo las siguientes medidas estructurales:
 1. Desazolve en el cauce del río Papagayo, primordialmente en las zonas donde existan poblaciones afectadas, con la finalidad de obtener una mayor capacidad hidráulica, evitando desbordamientos futuros.
 2. Construcción de muros longitudinales con el material de azolve y otros agregados para salvaguardar a las poblaciones más expuestas a este tipo de desastres.
 3. Implementar un Sistema de alerta temprana con el propósito de contribuir a establecer un mecanismo de detección temprana de situaciones anómalas asociados a fenómenos de la variabilidad climática (Lluvias, deslizamientos, inundaciones, huracanes, etc.) que se presentan en diferentes meses del año y que constituyen peligros para las poblaciones, sus bienes y medios de vida.

BIBLIOGRAFÍA

- Aparicio, M. J. (2008). *Fundamentos de hidrología de Superficie*. Limusa México.
- Ashley S.T., A. W. (2006). Flood Fatalities in the United States. *American Metereological Society*.
- Barkau, R. L. (1992). *UNET, One-Dimensional Unsteady Flow Through o Full Network of Open Channels, Computer Programas*. St. Louis, MO.
- Baró Suárez, J. E. (s.f.). Curvas de daños provocados por inundaciones en zonas habitacionales y agrícolas de México, Parte I. Propuesta metodológica. *Ingeniería Hidráulica en México XXII (1)*, 91-103.
- Campos Aranda, D. F. (2007). *Estimación y Aprovechamiento del Esguerrimiento*. San Luis de Potosí, México: Editorial Campos.
- CENAPRED, C. N. (2001). *Atlas nacional de Riesgos de la República Mexicana*. México.
- CENAPRED, C. N. (2007). *Atlas Nacional de Riesgos de la República Mexicana*. México.
- CENAPRED, C. N. (2012). Diagnóstico de peligros e identificación de riesgos en México. *Secretaría de Gobernación, México, D.F.*
- Chow, V. M. (1988). *Applied hydology*.
- Chow, V. T. (1959). *Open Channel Hydraulics*. NY: McGraw-Hill.
- CONAGUA, C. N. (1994). *Agenda del agua 2030*. México.
- CONAGUA, C. N. (1998). *Carta de regiones hidrológicas administrativas*.
- Domínguez M., R. F. (1981). *Avenidas de Diseño*. capitulo A.1.10 del Manual de Diseño de Obras Civiles. CFE. México.
- Dutta, D. S. (2003). A mathematical model for fllood loss estimation. *Journal of Hydrology*, 277, 24-49.
- EM-DAT. (2011). OFDA/CRED Base de datos Internacional de desastres. *Universite Catholique de Louvain, Brussels*.
- Escalante Sandoval, C., & Reyes Chávez, L. (2005). *Técnicas Estadísticas en Hidrología 2a Edición*. Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería. Mexico.
- Gonzalez, V. F. (1970). Contribución al análisis de frecuencia de valores extremos de los gastos máximos en un río". *Instituto de Ingeniería, UNAM*.
- HEC. (1997). *Hec-RAS, River Analysis System-Hydraulics Reference Manual*. Hydrologic Engineering Center, Army Corps of Engineers, USA.
- Hidráulicos, S. d. (1969). *Región Hidrológica No. 20*.

- Larson, H. J. (1995). *Introducción a la teoría de la probabilidad e inferencia estadística*. Limusa, México.
- López, E. G. (2006). *Estimación de tormentas y avenidas para el diseño de las obras de protección del río El Sabinal*. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAm.
- Mancilla, E. (s.f.). Desbordes, Inundaciones y Diluvios. *Artículo de Revista Desastres y Sociedad No.3 Año 2, Red de Estudios Sociales en Prevención de Desastres en América Latina*.
- Martín M., J. (1996). *"Los Recursos hidráulicos", Primera parte: panorámica mundial*, CEDEX, Centro de Estudios Hidrográficos. Madrid.
- Maza, J. A. (1997). *"Manual de Ingeniería de ríos", Obras de protección para control de inundaciones, Cap. 16, Instituto de Ingeniería, UNAM*. México.
- Pedrozo-Acuña, A. (2012). Inundaciones: Evaluación y manejo de riesgo. *Revista AGUA de Quintana Roo, No 2 Abril-Junio*.
- Pedrozo-Acuña, A. (2013). Inundaciones. Entendiendo la naturaleza.
- SARCH, Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos . (1961). *Gastos máximos en las corrientes de la República Mexicana*. México.
- Sotelo, A. G. (1997). *Hidráulica General Volumen 1. Fundamentos*. Limusa, México.
- Sotelo, A. G. (2009). *Hidráulica de Canales*. México.