UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Modelamiento hidráulico para el control y prevención de inundaciones mediante el
uso de Hec-Ras 2d en la zona urbana del río Piura

TESIS

Para optar por el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Alvarez Montero, Gabriela Fiamma (0000-0002-9392-5496)

Moreno Cueva, Carlos Alvaro (0000-0002-9639-3149)

ASESOR

Guzmán Zorrilla, Emanuel Jesús (0000-0001-8381-4509)

Lima, 15 de Julio de 2021

DEDICATORIA

*A Dios, debido a que sin Él no pude tener
la serenidad, paciencia y fortaleza
necesaria para afrontar este reto.*

*A mi papá, Luis Carlos Moreno Moreno,
que desde donde me esté observando
siempre estuvo para mí; a mi mamá, María
Eufemia Cueva Tarazona, que siempre me
ha apoyado en toda esta etapa.*

*Finalmente, a mis hermanos Luis Andrés
Moreno Cueva y Luis Carlos Moreno
Cueva, la familia incondicional con la que
siempre contaré.*

*A Dios, por estar conmigo y guiarme hasta
el final de esta experiencia con paciencia y
fortaleza.*

Alvaro Moreno

*A mis padres, Laura Montero y Fernando
Alvarez, quienes siempre me han apoyado
y estado presente, dándome ánimos,
aliento, y amor incondicional ante
cualquier situación. No podría ser quien
soy ahora sin ellos.*

*A mi hermano, Sebastian Alvarez, por
acompañarme y confiar siempre en mí, y
porque sus logros superen los míos.*

*A todas las personas que me mostraron su
apoyo en este proyecto.*

Gabriela Alvarez

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos principalmente a Dios, porque nos dio las fuerzas necesarias para poder culminar esta etapa de nuestras vidas.

A nuestros padres, porque nos brindaron las herramientas y la oportunidad de llevar a cabo este proyecto, por apoyarnos en las dificultades y guiarnos en nuestro camino.

Finalmente, a nuestro asesor, Emanuel Guzmán, por su gran dedicación y apoyo en todo momento, y a nuestros profesores, Ing. Gary Durán, Ing. Carmela Ramos e Ing. Leonardo Castillo, que con sus consejos y recomendaciones logramos culminar este camino con éxito.

RESUMEN

Los desastres ocasionados por las inundaciones son cada vez más comunes alrededor del mundo, tal como ocurre en la parte Occidental de América del Norte y Sur, debido a la presencia del Fenómeno “El Niño” (FEN), que provoca un aumento de las precipitaciones y caudales de los ríos provocando inundaciones. Por este motivo, en el presente trabajo se ha realizado la simulación numérica de inundación frente a eventos extremos como El Niño, con la finalidad de disminuir el área y nivel de inundación ante probables y distintos eventos en zonas cercanas a los cauces de ríos. Se ha empleado datos hidrológicos de caudales promedios y máximos instantáneos de un periodo de 40 años.

Para la caracterización morfológica de la zona se ha empleado información de un modelo de elevación digital del terreno (DEM), obtenido del satélite SPOT-7, de resolución de 6x6m. La información hidrológica fue procesada mediante el método de Gumbel para obtener los caudales de simulación para periodos de retorno de 2, 5, 10, 50, 100 y 500 años. La modelación numérica fue realizada empleando HEC-RAS 5.0.7, con lo que se obtuvo el área de inundación para el FEN 2017 y se utilizó la imagen satelital SENTINEL-2 para validar el modelo.

Asimismo, se modeló eventos extremos con periodos de retorno mayores a 10 años, ya que sus resultados son relevantes para la implementación de obras de protección ribereñas, en lugares estratégicos identificados por su mayor vulnerabilidad. Finalmente, dichas obras lograron mitigar el impacto generado al disminuir en un porcentaje el área inundada en la zona de estudio, desde la represa “Los Ejidos” hasta el puente Bolognesi en la provincia de Piura.

Palabras clave: Inundación, simulación, hidráulica, HEC-RAS 2D, río, fenómeno “El Niño”.

Hydraulic modeling for flood control and prevention using hec-ras 2d in the urban area of the piura river

ABSTRACT

Disasters caused by floods are increasingly common around the world, such as the case in the western part of North and South America, due to the presence of the “El Niño” phenomenon, which causes an increase in rainfall and flow rates. The rivers causing floods. For this reason, this present work has carried a numerical simulation of flooding in the face of extreme events such as El Niño, with the purpose of reducing the area and level of flooding before probable and different events in areas close to riverbeds. Hydrological data of average flows and instantaneous maximums over a period of 40 years has been used.

For the morphological characterization of the area, information has been used on a digital terrain elevation model (DEM), obtained from the SPOT-7 satellite, with a resolution of 6x6m. The hydrological information was processed using the Gumbel method to obtain simulation flows for return periods of 2, 5, 10, 50, 100 and 500 years. The numerical modeling was carried out using HEC-RAS 5.0.7, the flood area for FEN 2017 was obtained and compared with the SENTINEL-2 satellite image for validation.

Likewise, extreme events were modeled with return periods greater than 10 years, since their results are relevant for the implementation of riverine protection structures, in strategic locations identified with greater vulnerability. Finally, these works managed to mitigate impact showing reduction in a percentage of the flooding area in the study area, from “Los Ejidos” dam to Bolognesi Bridge, in the province of Piura.

Keywords: Flood, simulation, hydraulics, HEC-RAS 2D, river, “El Niño” phenomenon.

TABLA DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN.....	13
2	CAPITULO I: MARCO TEÓRICO.....	20
2.1	EL FENÓMENO DE LAS INUNDACIONES	20
2.2	PERIODO DE RETORNO.....	21
2.2.1	Análisis de Frecuencia de Valores Extremos	21
2.2.2	Análisis de frecuencia utilizando factores de frecuencia.....	24
2.3	HIDRÁULICA FLUVIAL	25
2.3.1	Hidrodinámica	25
2.4	SIMULACIÓN NUMÉRICA.....	29
2.4.1	Imágenes satelitales	29
2.4.2	Modelo HEC-RAS.....	30
2.5	OBRAS DE PROTECCIÓN RIBEREÑA.....	33
2.5.1	Muros estructurales.....	34
2.5.1	Canal de derivación	35
3	CAPITULO II: METODOLOGÍA	36
3.1	FASE 01: DETERMINACIÓN DE LOS CAUDALES DE DISEÑO PARA MODELACIÓN HIDRÁULICA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO.	36
3.2	FASE 02: MODELAMIENTO NUMÉRICO	36
3.3	FASE 03: APLICACIÓN DEL MODELO EN SITUACIONES PROPUESTAS	37
4	CAPITULO III: DETERMINAR LOS CAUDALES DE DISEÑO	38
4.1	OBTENCIÓN DE INFORMACIÓN HISTÓRICA	42
4.2	PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE SERIES TEMPORALES	43
4.3	CÁLCULO DE CAUDALES PARA PERIODOS DE RETORNO.....	44
4.3.1	Distribución de Valor Extremo Tipo I o Distribución de Gumbel	45
4.3.2	Distribución Log-Pearson Tipo III	50
4.3.3	Determinar el Caudal de Diseño.....	52
5	CAPITULO IV: DEMOSTRAR QUE LA MODELACIÓN CON HEC-RAS 2D ES APLICABLE PARA EL ÁREA DE ESTUDIO.....	53
5.1	LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN DIGITAL DE TERRENO	53

5.2	GENERACIÓN DE LA TOPOGRAFÍA Y BATIMETRÍA.....	54
5.3	GENERACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL RÍO	58
5.3.1	Geometría del río Piura en una dimensión (1D).....	58
5.3.2	Geometría en dos dimensiones (2D)	63
5.4	GENERACIÓN DE LA MALLA DE CÁLCULO	65
5.5	INTERPOLACIÓN DE LOS DATOS DE BATIMETRÍA A LA MALLA DE CÁLCULO.	68
5.5.1	Trazo de los bordes de la malla de inundación.....	68
5.5.2	Condiciones de borde para flujo inestable (Unsteady Flow Data)	69
5.6	VALIDACIÓN DEL MODELO CON DATOS HISTÓRICOS.	72
5.1	CALIBRACIÓN	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
5.2	MAPAS DE INUNDACIÓN PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO SIN OBRAS DE PROTECCIÓN	87
6	CAPITULO V: APLICAR EL MODELO A EVENTOS DE MÁXIMOS CAUDALES INCLUYENDO LAS OBRAS HIDRÁULICAS DE MITIGACIÓN	93
6.1	IDENTIFICAR OBRAS DE PROTECCIÓN RIBEREÑAS.....	93
6.1.1	Canal de derivación	¡Error! Marcador no definido.
6.2	DIMENSIONAMIENTO DE OBRAS DE DEFENSA RIBEREÑAS.	94
6.2.1	Dimensionamiento de muros de contención para Open Plaza Piura.	95
6.2.2	Dimensionamiento de muros de contención para la Plaza de Armas de Piura.	102
6.3	EJECUCIÓN DE LOS ESCENARIOS DEFINIDOS CON LAS OBRAS PROPUESTAS.....	109
6.4	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	119
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	121
7.1	CONCLUSIONES.....	121
7.2	RECOMENDACIONES	122
8	REFERENCIAS.....	123
9	ANEXOS.....	127

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Daños a nivel nacional ocasionados por las inundaciones.	14
Tabla 2. Posiciones de Trazado	22
Tabla 3. Caudales máximos instantáneos anuales en m ³ /s en la estación Puente Sánchez Cerro	45
Tabla 4. Cálculos del ajuste Kolmogorov-Smirnov para Gumbel.....	47
Tabla 5. Caudales de diseño mediante el método de Gumbel	49
Tabla 6. Cálculos del ajuste Kolmogorov-Smirnov para Log Pearson tipo III	51
Tabla 7. Longitudes de los bordes de la malla del área de inundación.	69
Tabla 8. Tiempo de simulación de modelo según espaciamiento de celda	73
Tabla 9. Velocidad por estación en la sección del Open Plaza de Piura.	78
Tabla 10. Velocidad por estación en la sección del Puente Sánchez Cerro.	80
Tabla 11. Velocidad por estación en la sección de la Plaza de Armas de Piura.....	82
Tabla 12. Velocidad por estación en la sección del Puente Sánchez Cerro.	84
Tabla 13. Resultados de profundidad y velocidad del modelamiento en HEC-RAS para el 27 de marzo del 2017.....	85
Tabla 14. Profundidades a lo largo del tramo del río Piura en el margen derecho desde la Represa Los Ejidos hasta el Puente Andrés Avelino Cáceres.	100
Tabla 15. Profundidades a lo largo del tramo del río Piura en el margen izquierdo desde el Puente Sánchez Cerro hasta el Puente Bolognesi.....	107
Tabla 16. Cuadro comparativo del área de inundación con y sin estructuras.....	119

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Precipitación Anual 2013-2017 en la Estación Meteorológica Miraflores.	13
Figura 2. Niveles de peligro de inundaciones en la cuenca del río Piura.	15
Figura 3. Tipos de muros de contención.....	34
Figura 4. Canal de derivación.....	35
Figura 5. Fotografía tomada en inspección de campo (2019): Contaminación en el lado derecho del río Piura.....	38
Figura 6. Fotografía tomada en inspección de campo (2019): Contaminación tapada por la vegetación en el cauce del río Piura.	39
Figura 7. Fotografía tomada en inspección de campo (2019): Puente San Miguel.....	39
Figura 8 Fotografía tomada en inspección de campo (2019): Huellas debidas a la inundación del 2017.	39
Figura 9 Fotografía tomada en inspección de campo (2019): Acabados debido a los daños por inundaciones en Piura.....	40
Figura 10 Fotografía tomada en inspección de campo (2019): Escultura en memoria de las víctimas de la tragedia del colapso del puente Bolognesi por la inundación de 1998.	40
Figura 11. Fotografía tomada en inspección de campo (2019): Rio Piura, entre los Puentes San Miguel y Bolognesi.	41
Figura 12. Ubicación de estación Sánchez Cerro.	41
Figura 13. Serie de tiempo de caudales medios mensuales de 1970-2017.....	42
Figura 14. Serie de tiempo de caudales máximos instantáneos mensuales de 1970-2017..	42
Figura 15. Histograma de caudales medios históricos de 1970-2017.	43
Figura 16. Climatología de caudales para el periodo de 1970-2017 en la estación Puente Sánchez Cerro.....	43
Figura 17. Caudales máximos mensuales históricos.	44
Figura 18. HidroEsta: Distribución de Gumbel.....	46
Figura 19. Caudales de diseño para periodos de retorno. a) 2 años. b) 5 años. c) 10 años. d) 20 años. e) 50 años. f) 100 años. g) 500 años.....	48
Figura 20. HidroEsta: Distribución de Log Pearson Tipo III	50

Figura 21. Modelo de elevación digital (DEM) de la ciudad de Piura.	54
Figura 22. Curvas de nivel, ciudad de Piura.	54
Figura 23. TIN de la ciudad de Piura.	56
Figura 24. Trazo del eje del río Piura desde la Represa Los Ejidos hasta el Puente Bolognesi.	56
Figura 25. Secciones transversales del tramo desde la Represa Los Ejidos hasta el Puente Bolognesi del río Piura.	57
Figura 26. Ejemplo de sección transversal del río Piura.	57
Figura 27. Ventana de Geometric Data, para la inserción de la geometría del río en 1D. ..	58
Figura 28. Figura de Import Geometric Data: Unidades internacionales.	59
Figura 29. Figura de Import Geometric Data: Estaciones y propiedades importadas.	59
Figura 30. Figura de Geometric Data: Geometría unidimensional del río Piura.	60
Figura 31. Estación 4900: Estación en la Represa Los Ejidos.	61
Figura 32. Estación 2300: Estación en el Open Plaza de Piura.	61
Figura 33. Estación 500: Estación en la Plaza de Armas de Piura.	62
Figura 34. Estación 100: Estación en el Puente Bolognesi.	62
Figura 35. Estación 2100: Estación en el Puente Sánchez Cerro.	63
Figura 36. Figura de RAS Mapper.	63
Figura 37. Figura de inserción del DEM en formato tiff.	64
Figura 38. Figura del DEM de la ciudad de Piura procesado e insertado en el software HEC-RAS.	64
Figura 39. Figura de Geometric Data: Geometría de la ciudad de Piura.	65
Figura 40. Figura de Geometric Data: 2D Flow Area.	65
Figura 41. Figura de 2D Flow Area Generate Points. Espaciamiento en las direcciones X y Y para generar las celdas.	66
Figura 42. Figura de 2D Flow Areas. Contenido de los resultados de la generación del tamaño celda y la colocación del valor n de Manning.	67
Figura 43. Resultado de la generación de la malla de cálculo en la geometría de la ciudad de Piura.	67
Figura 44. Figura de Geometric Data: SA/2D Area BC Lines.	68
Figura 45. Figura de trazado de los bordes arriba (arr), abajo (aba), izquierda (izq) y derecha (der).	68

Figura 46. Figura de Unsteady Flow Data. Se encuentran las distintas condiciones de borde.	69
Figura 47. Figura de Flow Hydrograph Se coloca el hidrograma de entrada que pasará por la simulación.....	70
Figura 48. Figura de Normal Depht Downstream Boundary. Especifica la pendiente como condición aguas abajo.....	71
Figura 49. Perfil Longitudinal del tramo de río Piura a partir de la Represa Los Ejidos hasta el Puente Bolognesi.	71
Figura 50. Figura de Flow Hydrograph: Hidrograma de entrada del 27/03/2017 de la estación Puente Sánchez Cerro.	72
Figura 51. Figura de Unsteady Flow Data. Plan para la simulación de la inundación del 27 de marzo del 2017.....	74
Figura 52. Mapa de la inundación del 27/03/2017 en la Ciudad de Piura.....	75
Figura 53. a) Inundación obtenida de la simulación del 27 de marzo del 2017. Fuente Propia. b) NDWI del 4 de abril del 2017. Fuente: COPERNICUS (s.f).....	76
Figura 54. Elevación de la superficie del agua en Open Plaza Piura.	77
Figura 55. Velocidad en la sección en Open Plaza Piura.	77
Figura 56. Elevación de la superficie del agua a la altura del Puente Sánchez Cerro.	79
Figura 57. Velocidad en la sección cercana al Puente Sánchez Cerro.	79
Figura 58. Elevación de la superficie del agua a la altura de la Plaza de Armas de Piura. .	81
Figura 59. Velocidad en la sección a la altura de la Plaza de Armas de Piura.	81
Figura 60. Elevación de la superficie del agua cercana al Puente Bolognesi.....	83
Figura 61. Velocidad en la sección cercana al Puente Bolognesi.	83
Figura 62. Centro Comercial Open Plaza inundado.	85
Figura 63. Plaza de Armas de Piura inundada.	86
Figura 64. Vista panorámica de la inundación del 2017 de la ciudad de Piura de Piura.....	86
Figura 65. Inundación por el caudal para T = 10 años.	88
Figura 66. Inundación por el caudal para T = 20 años.	89
Figura 67. Inundación por el caudal para T = 50 años.	90
Figura 68. Inundación por el caudal para T = 100 años.	91
Figura 69. Inundación por el caudal para T = 500 años.	92
Figura 70. Dimensiones aproximadas de los componentes de los muros de contención: a) muro de contención por gravedad y b) muro de contención en voladizo.....	94

Figura 71. Inundación desde la Represa Los Ejidos hasta Puente Andrés Avelino Cáceres 15 minutos simulados.	96
Figura 72. Inundación desde la Represa Los Ejidos hasta Puente Andrés Avelino Cáceres 30 minutos simulados.	96
Figura 73. Cortes a lo largo del tramo desde la Represa Los Ejidos hasta el Puente San Andrés Avelino Cáceres.	97
Figura 74. Cortes de Open Plaza 1.	98
Figura 75. Cortes de Open Plaza 2.	98
Figura 76. Cortes de Open Plaza 3.	99
Figura 77. Cortes de Open Plaza 4.	99
Figura 78. Cortes de Open Plaza 5.	100
Figura 79. Muro de contención en voladizo para mitigar inundación en Open Plaza.....	101
Figura 80. Inundación desde el Puente Sánchez Cerro hasta el Puente Bolognesi 30 minutos simulados.	102
Figura 81. Inundación desde el Puente Sánchez Cerro hasta el Puente Bolognesi 45 minutos simulados.	103
Figura 82. Cortes en el tramo desde el Puente Sánchez Cerro hasta el Puente Bolognesi del río Piura.	104
Figura 83. Cortes de la Plaza de Armas 1.....	105
Figura 84. Cortes de la Plaza de Armas 2.....	105
Figura 85. Cortes de la Plaza de Armas 3.....	106
Figura 86. Cortes de la Plaza de Armas 4.....	106
Figura 87. Cortes de la Plaza de Armas 5.....	107
Figura 88. Muro de contención en voladizo para mitigar inundación en la Plaza de Armas.	108
Figura 89. Geometric Data: 2D Area Break Lines.	109
Figura 90. Geometric Data: 2D Area BreakLines.	109
Figura 91. Break Line: Enforce Breakline in 2D Flow Area ‘area’.	110
Figura 92. Break line en dirección de las celdas de la malla de cálculo.	110
Figura 93. Break Line: Convert this Break Line into a new internal SA/2D Area Connection.	111
Figura 94. Muro previo a la edición.	111
Figura 95. Muro para el margen derecho de cota 64 msnm	112

Figura 96. Muro para el margen izquierdo de cota 62 msnm.....	112
Figura 97. Muros de contención en el río Piura desde la Represa Los Ejidos hasta el Puente Bolognesi.	113
Figura 98. Simulación de inundación para un caudal de $T = 10$ años.	114
Figura 99. Simulación de inundación para un caudal de $T = 20$ años.	115
Figura 100. Simulación de inundación para un caudal de $T = 50$ años.	116
Figura 101. Simulación de inundación para un caudal de $T = 100$ años.	117
Figura 102. Simulación de inundación para un caudal de $T = 500$ años.	118

1 INTRODUCCIÓN

Las inundaciones en el Perú son un problema recurrente cada año, debido a las grandes precipitaciones de la zona central (andina), y al fenómeno “El Niño”, que debido al incremento de la temperatura de las aguas del Pacífico (principalmente entre los meses de diciembre a marzo) genera mayor precipitación e incremento del caudal de los ríos de la Sierra, los cuales bajan hacia la Costa ocasionando desbordes y daños en las ciudades (Autoridad Nacional del Agua, 2008). A continuación, en la Figura 1 se presentan los datos de precipitación entre los meses de enero a marzo en el periodo 2013 a 2017 en el departamento de Piura.

Figura 1. Precipitación Anual 2013-2017 en la Estación Meteorológica Miraflores.

Fuente: Adaptado de la Autoridad Nacional del Agua (s.f)

Asimismo, se observa un aumento significativo de la precipitación entre los meses de enero a marzo, debido a la presencia del FEN, este periodo de lluvias intensas, aumentan el caudal de los ríos, lo que genera desbordes e inundaciones en los pueblos aledaños.

Acorde al Centro de Operaciones de Emergencia Nacional del Perú (COEN, 2017), se indicó cerca de 75 fallecidos, 100169 damnificados y 527048 afectados por las inundaciones,

además de 10 600 viviendas colapsadas aproximadamente; siendo los principales lugares afectados las provincias de Piura, Lambayeque, La Libertad y Lima. La Tabla 1 presenta la magnitud del daño que generan estos desastres naturales en la vida y salud de las personas, principalmente en las zonas costeras del Perú.

Tabla 1. *Daños a nivel nacional ocasionados por las inundaciones.*

UBICACIÓN	VIDA Y SALUD (PERSONAS)			VIVIENDAS Y LOCALES PUBLICOS	
	DAMNIFICADAS	AFECTADAS	FALLECIDAS	VIVIENDAS COLAPSADAS	VIVIENDAS AFECTADAS
DPTO. AREQUIPA	2937	41715	12	272	8237
DPTO. AYACUCHO	120	925	8	15	271
DPTO. CAJAMARCA	708	4798	5	70	1081
DPTO. CUSCO	109	640	8	8	186
DPTO. HUANCVELICA	2341	15235	6	220	2706
DPTO. ICA	3643	91808		384	20197
DPTO. LA LIBERTAD	3606	17071	13	542	3886
DPTO. LAMBAYEQUE	41237	93486	3	4483	19736
DPTO. LIMA	4972	17320	3	1085	4520
DPTO. LORETO	196	43109			10278
DPTO. PASCO	134	1508	1	19	218
DPTO. PIURA	18996	225492	6	2250	46222
DPTO. PUNO	20	687	1	1	55
DPTO. SAN MARTIN	144	4928	1		686

Fuente: Adaptado de COEN, 2017

Además de los daños que ocasionan las inundaciones a nivel poblacional, también se considera el problema económico que esto genera. Según indica García (2018), la Autoridad para la Reconstrucción con Cambios (RCC) transfirió más de 329 millones para financiar parte de las infraestructuras afectadas por el Niño Costero (carreteras, hospitales, obras de saneamiento, etc.), por lo que esto significa considerar un presupuesto importante para la reconstrucción y rehabilitación en las zonas afectadas.

En adición a lo anterior, se tiene en cuenta que las fuertes precipitaciones, que generan los desbordes de los ríos, al entrar en contacto con lodo y rocas forman los huaicos. Según detalla el diario Perú21 (2017), la Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento (SUNASS) explica que el agua debe tener un correcto proceso de potabilización, el cual es afectado por el excesivo nivel de turbiedad que presenta a raíz de los huaicos, por lo cual SEDAPAL se vio en la obligación de cortar el agua en los distritos afectados, ya que no podía potabilizar el suministro.

En resumen, por las fuertes precipitaciones existentes en la zona central de país, se generan desbordes, pérdidas humanas, cortes de suministro, etc. Que impacta negativamente en el ambiente y en la sociedad, pues son los responsables de muertes, colapsos de viviendas, contaminación en las aguas de la población y disposición de dinero en grandes cantidades para la sobrevivencia y apoyo a quienes han sido afectados.

Para la presente investigación que centra su atención en las inundaciones del río Piura, hacemos referencia a un antecedente importante que fue el mega Niño de los años 1983 y 1998, los cuales colapsaron los puentes Bolognesi y Puente viejo, por el crecimiento del caudal del río Piura a $4.400 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que ocasionó pérdidas de ciertas especies marinas, pérdidas en la agricultura, destrucción de viviendas, infraestructuras y servicios (Practical Action, 2014). Como se observa en la Figura 2, el casco urbano se encuentra en la zona de mayor nivel de peligro de inundación del río Piura, por ello será el escenario de la presente investigación, en la cual se hará uso de la ingeniería para buscar soluciones que puedan mitigar el impacto que tienen las mismas dentro de la sociedad.

Figura 2. Niveles de peligro de inundaciones en la cuenca del río Piura.

Fuente: Practical Action, 2014

Por lo anteriormente descrito, se formuló la siguiente pregunta:

¿Existirá una solución ingenieril que logre reducir el área de inundación ante eventos extremos, como el FEN, en la zona urbana del río Piura?

ESTADO DEL ARTE

Para la presente investigación, se realizó la búsqueda y revisión de artículos científicos que aportan al sustento de esta, y además a la técnica considerada para la solución del problema de estudio. Para un mejor análisis de los artículos seleccionados, se han agrupado en 2 diferentes tipologías, en un primer grupo se encuentran los artículos que aportan a la técnica, los cuales enfatizan las facilidades de los programas de modelación en 2D mostrando sus beneficios y la mayor precisión de los resultados mediante su uso, mientras que en un segundo grupo, se encuentran aquellos enfocados en la metodología del problema, haciendo una profundización sobre la optimización del diseño de las estructuras hidráulicas, considerando diferentes algoritmos y programas que proporcionarán facilidades para conseguir el diseño más eficiente dependiendo a las condiciones externas consideradas.

Dentro del primer grupo, los autores que utilizaron técnicas similares a la empleada en la presente investigación se citarán a continuación. Alabyan, Andrei y Serafima V. Lebedeva (2018) utilizan la herramienta STREAM_2D que sirve como rejilla vectorial. Para utilizar el modelo se consiguieron datos de batimetría y el relieve del terreno realizándose en conjunto en un formato DEM de la desembocadura del Dvina; también, se determinó el coeficiente de rugosidad para la mejor resistencia observada en Ust-Pinega, tomando en cuenta que se debe mitigar la mayor cantidad de errores en los cálculos de la distribución en las afluentes. Por otro lado, Pasquier, He, Hooton, Goulden & Hiscock (2018) utilizaron el software HEC-RAS para encontrar solución para los cambios en el nivel de mar, ya que ejercen una mayor presión sobre la zona costera. Usaron la versión 5.0 del software para desarrollar un sistema integrado de modelo hidrodinámico 1D-2D, el cual condujo a una representación más detallada de la inundación en las zonas urbanas costeras, ya que es capaz de retratar las inundaciones que ocurren directamente desde el mar, en caso de rebasamiento de las defensas (inundaciones costeras) y como puede interactuar con otras fuentes de inundación. Finalmente, el modelo tuvo un buen desempeño en la recreación de los niveles del río tanto aguas arriba como aguas abajo, y produjo un buen ajuste tanto al nivel de los picos y su sincronización en su estación de monitoreo de advertencia de inundaciones, además de tener éxito al recrear las defensas que retienen el agua de las llanuras de inundación.

En cuanto al segundo grupo de artículos, Yazdi, Sabbaghian & Saghafian (2018), en su investigación para el control de inundaciones en las zonas montañosas, hacen uso de un algoritmo evolutivo, el cual se combinará con el modelo HEC-HMS para simular el proceso de escorrentía de las cuencas hidrográficas generando diferentes alternativas de diseño de represas. El modelo incluirá el número adecuado de represas en cada subcuenca y el tamaño óptimo de la presa considerando la altura optima, anchura inferior y ángulos laterales para mitigación de inundaciones, obteniendo finalmente una reducción de la descarga máxima hasta un 50% y de un mayor rendimiento de las presas de control para inundaciones con periodos de retorno de 2 y 5 años. Asimismo, Samantaray, Chatterjee, Sigh, Kumar & Panigraphy (2015) buscan resolver las consecuencias negativas de las inundaciones a través de la gestión del riesgo de estas, aplicado en los países dominados por la agricultura, de modo que la extensión del daño ocasionado por las inundaciones se disminuya. Para ello, se considera un riesgo de inundación a través del modelado hidrodinámico de llanuras de inundación, empezando con la recolección de datos topográficos y de las secciones transversales de los ríos para simular la inundación, posteriormente, se evalúa el patrón de cultivo en las llanuras de inundación y el daño esperado al cultivo, para desarrollar un modelo de planificación optimo que maximice los beneficios netos en las llanuras de inundación. Finalmente, obtuvieron el beneficio neto anual promedio esperado del modelo óptimo de cultivo en toda el área de estudio, incrementando de este modo de las ganancias obtenidas. Del mismo modo, Yohannes Yihdego (2016), quien trabaja también sobre la metodología de la investigación, indica que la modificación de flujo de agua subterránea inducida por estructuras podría tener problemas con fugas de alcantarillado y contaminación. Para ello, se utiliza el código MODFLOW-SURFACT (HydroGeoLogic Inc., 2002, cómo se citó en Yihdego, 2016) que le permitirá computar descargas por unidad de longitud de dique/tablaestaca y simularse en un estado estable al variar la pared de corte a una profundidad. Al término del uso de código, la determina que es necesario que el porcentaje de corte se produzca en torno al 60% del corte ya que la reducción del flujo se vuelve significativa después de 60% cortado por tablaestacas. Por ello, el corte del 60% debe aplicarse a todo el ancho del acuífero y no a una porción de ella.

Podemos concluir en el estado de arte que aquellas investigaciones que ponen énfasis en la técnica, su preocupación se centra en cambio de morfología y nivel de agua, en nuestro caso, nos enfocaremos en la mitigación del área inundada. Por otro lado, en las investigaciones

que ponen énfasis en la metodología, su preocupación se centra en la creación de obras hidráulicas para distintos periodos de retorno y la geometría del modelo, en nuestro caso, utilizaremos una metodología similar.

HIPÓTESIS

El empleo de estructuras verticales de 4 metros permitirá reducir en 20% el área de inundación ante eventos extremos como el fenómeno “El Niño”.

OBJETIVO GENERAL

Modelar la hidrodinámica del río Piura desde la Presa ‘Los Ejidos’ hasta el Puente Bolognesi e implementar estructuras de contención para disminuir el área de inundación ante eventos extremos.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Determinar los caudales de diseño para modelación hidráulica para diferentes periodos de retorno.
- ✓ Demostrar que la modelación con HEC-RAS 2D es aplicable para el área de estudio.
- ✓ Aplicar el modelo a eventos de máximos caudales incluyendo las obras hidráulicas de mitigación.

En el presente trabajo de investigación presenta distintos puntos a observar. La introducción donde se comentará acerca de las inundaciones en el Perú, específicamente Piura, como problemática principal. Asimismo, se narrará el estado del arte como antecedentes de la propuesta del trabajo de investigación y se especificarán la hipótesis, el objetivo general y objetivos específicos.

En el Capítulo I se presenta el marco teórico donde se aclararán los conceptos básicos y procesos para el desarrollo de la investigación. Asimismo, se presentarán las ecuaciones y teorías que componen los programas a utilizarse, así como la definición y características de los programas.

En el Capítulo II se presenta la metodología de la investigación, así como el tipo de investigación a la que pertenece esta investigación. En la metodología, se muestran los pasos a seguir por cada objetivo específico descrito anteriormente.

En el Capítulo III se empezará a desarrollar los resultados al empezar con el desarrollo del primer objetivo específico que cabe determinar los caudales de diseño para el diseño de obras hidráulicas para protección ribereña.

En el Capítulo IV se desarrolla el segundo objetivo específico que trata en demostrar que el modelo hidráulico simulado es válido para la presente investigación siguiendo distintos parámetros al utilizar el software HEC-RAS 2D.

En el Capítulo V se desarrolla el último objetivo específico que trata de la aplicación del modelo en eventos extremos y utilizar obras de protección ribereñas para la mitigación de la inundación generada.

En el Capítulo VI se presentan las conclusiones y recomendaciones de la tesis donde se encontrarán y narrarán los logros de los objetivos, si se acepta o se rechaza la hipótesis, los puntos más sobresalientes de la investigación, los hallazgos más importantes, entre otros; asimismo, se sugerirán mejoras en los métodos de estudio, acciones específicas en base a las consecuencias y sugerencias para futuras investigaciones.

2 CAPITULO I: MARCO TEÓRICO

2.1 El Fenómeno de las inundaciones

Según Ahmed (2008), las inundaciones ocurren cuando existe un incremento de las lluvias que sobrepasan la capacidad de retención e infiltración del suelo, la capacidad del río es superada, por lo que el cauce principal se desborda e inunda a sus alrededores. Las inundaciones pueden generarse de distintas formas.

- A. Inundaciones pluviales. Las cuales son debido a la acumulación de precipitaciones sin que coincida necesariamente con el desborde del cauce por causas fluviales.
- B. Inundaciones fluviales. Estas son causadas por el desborde de los ríos atribuida al aumento del caudal que sobrepase el límite del cauce.
- C. Inundaciones por rotura. Esta inundación se origina a raíz de la errónea operación de obras de infraestructura hidráulica.

Las inundaciones se convierten en un riesgo cuando se produce la interacción entre un elemento natural excepcional y las actividades humanas. Son consideradas un recurso cuando el caudal no supera los límites establecidos, pero cuando este límite es rebasado se considera un riesgo (Desenvolupament Sostenible, 2020). Este riesgo se puede ver representado en pérdidas humanas y económicas, ya que no siempre se puede estar preparado para este fenómeno. Las acciones que se puedan tomar están basadas en data histórica de cada región en el mundo; sin embargo, después de un determinado tiempo, existirá un evento que sobrepase los registros que delimite la zona inundable.

La zona inundable del espacio fluvial coincide con avenidas extraordinarias, para delimitar la zona inundable se toma como referencia la línea de cota de inundación de la avenida de periodo de retorno de 500 años (Desenvolupament Sostenible, 2020). Determinar esta zona inundable permitirá prevenir daños materiales y humanas al identificar las zonas de impacto y así poder adaptar las actividades de las personas para mitigar las consecuencias de la inundación.

Sin embargo, los eventos naturales no son los únicos que aumentan el riesgo de las inundaciones. Las acciones de las personas pueden impactar de manera negativa en las consecuencias que pueda generar las inundaciones: cambio del uso del suelo y la ocupación

de las zonas inundables. Por un lado, el **cambio del uso del suelo** se debe a cualquier actividad que trastoque las relaciones entre la escorrentía superficial y la infiltración como la agricultura, minería, canteras y urbanización. Esta última modifica drásticamente la capacidad de infiltración del suelo, ya que afecta la impermeabilidad, acelera los flujos y aumenta la canga de sedimentos. Por otro lado, la **ocupación de las zonas inundables** es una tendencia de los hombres en apropiarse de los terrenos y ocupar zonas inundables. A pesar de que exista tecnología que permita controlar o mitigar las inundaciones, esta causa complica el control de las avenidas y las inundaciones. (Desenvolupament Sostenible, 2020)

Para el análisis del peligro de las inundaciones se parte de la probabilidad de ocurrencia del evento natural. Para este análisis se recomienda tener datos de aforo no menor de 20 años (OAS, 2020), ya que se podría desarrollar un cálculo más preciso y analítico. Esto conllevaría a entender la inundación que podría ocurrir cada cierto intervalo de tiempo en el futuro y los que han sucedido.

2.2 Periodo de Retorno

La frecuencia experimental de una muestra es la asignación, a cada uno de los elementos de una serie, de determinados valores basados en el ordenamiento de estos, de acuerdo a su magnitud. Para ello, lo primero que se debe realizar es ordenar los valores registrados de mayor a menor para frecuencias de valores altos o de menor a mayor para frecuencias de valores bajos y asignarles una posición 1,2,3...N.

2.2.1 Análisis de Frecuencia de Valores Extremos

En el análisis de frecuencia de valores extremos se describe el análisis de frecuencia de aquellos valores extremos que se refieran a caudales, es decir, el análisis de aquellos caudales máximos anuales.

2.2.1.1 Posiciones de Trazado

Una vez seleccionada la serie con la que se va a realizar el análisis de frecuencia se ordenan los valores de mayor a menor, prescindiendo del año de ocurrencia.

Luego es necesario asignarle a cada valor una probabilidad de excedencia. Esta probabilidad de excedencia o frecuencia (P) que se asigna a cada valor de la serie es lo que se conoce como posición de trazado. Su inversa es el periodo de retorno (T). (Chereque, s.f)

A través del tiempo diferentes autores han desarrollado fórmulas para determinar posiciones de trazado. (Tabla 2)

Tabla 2. Posiciones de Trazado

Nombre	Año	Probabilidad de excedencia (P)	N=10			
			m=1		m=5	
			P	T	P	T
California	1923	$\frac{m}{N}$	0.10	10	0.500	2
Hazen	1939	$\frac{2m - 1}{2N}$	0.05	20	0.450	2.2
Weibull	1939	$\frac{m}{N + 1}$	0.091	11	0.455	2.2
Chegodayev	1955	$\frac{m - 0.3}{N + 0.4}$	0.067	14.9	0.451	2.2
Blom	1958	$\frac{m - 3/8}{N + 1/4}$	0.061	16.4	0.451	2.2
Tukey	1962	$\frac{3m - 1}{3N + 1}$	0.065	15.4	0.451	2.2
Gringorten	1963	$\frac{m - 0.44}{N + 0.12}$	0.055	18.2	0.447	2.2

N = número total de valores de la muestra

M = número de orden de los valores ordenados de mayor a menor

Fuente: Chereque, s.f

2.2.1.2 Distribución de Valores Extremos

El estudio de eventos hidrológicos extremos incluye la selección de una secuencia de observaciones máximas o mínimas de conjuntos de datos. Existen tres formas asintóticas para las distribuciones de valores extremos, conocidas como Tipo I, Tipo II y Tipo III, respectivamente. (Chow, Maidment, Mays, s.f)

La función de distribución de probabilidad de Valor Extremo Tipo I es

$$F(x) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-u}{\alpha}\right)\right] \quad -\infty \leq x \leq \infty$$

Los parámetros se estiman.

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}s}{\pi}$$

$$u = \bar{x} - 0.5772\alpha$$

El parámetro u es la moda de la distribución (punto de máxima densidad de probabilidad).

Una *variable reducida* y puede definirse como

$$y = \frac{x-u}{\alpha}$$

Sustituyendo la variable reducida se encuentra

$$F(x) = \exp[-\exp(-y)]$$

Resolviendo para y :

$$y = -\ln\left[\ln\left(\frac{1}{F(x)}\right)\right]$$

Luego

$$\frac{1}{T} = P(x \geq x_T)$$

$$= 1 - P(x < x_T)$$

$$= 1 - F(x_T)$$

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

Y, sustituyendo en,

$$y_T = -\ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]$$

Para la distribución de Valor Extremo Tipo I, x_T se relaciona con y_T mediante la ecuación

$$x_T = u + \alpha y_T$$

2.2.2 Análisis de frecuencia utilizando factores de frecuencia.

El cálculo de las magnitudes de eventos extremos por el método utilizado anteriormente requiere que la función de distribución de probabilidad sea invertible, es decir, dado un valor para T o $[F(x_T) = T/(T-1)]$, el correspondiente valor de x_T puede determinarse.

La ecuación que representa la magnitud de un evento hidrológico extremo puede expresarse como.

$$x_T = \bar{x} + K_T s$$

Donde:

- K_T es el factor de frecuencia.
- s es la desviación estándar de los eventos.
- $\bar{x}$ es la media de los eventos.

En el evento de que la variable analizada sea $y = \log x$, entonces se aplica el mismo método a las estadísticas para los logaritmos de los datos, utilizando $y_T = \bar{y} + K_T s_y$ y el valor requerido de x_T se encuentra tomando el antilogaritmo de y_T . (Chow, Maidment, Mays, s.f)

2.2.2.1 Distribución Log-Pearson Tipo III

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

del coeficiente de asimetría C_s . Para determinar el Coeficiente de Asimetría revisar el Anexo N°1.

2.3 Hidráulica Fluvial

Para definir la hidráulica fluvial como concepto para entender la presente investigación, Rocha (1998) propone que hay tres grandes ideas que debemos tener presentes al enfrentarnos al estudio de los ríos. Las tres ideas son fases de un mismo problema.

En primer lugar, los ríos se contemplan como riqueza, como recursos naturales, como fuentes de vida; es decir, como posibilidades de aprovechamiento en beneficio de Humanidad.

En segundo lugar, se debe contemplar a los ríos como elementos naturales de los cuales tenemos que defendernos. Las avenidas son fenómenos naturales, producto de la aparición de determinadas condiciones hidrometeorológicas. Una inundación, en cambio, es el desbordamiento de un río por la incapacidad del cauce para contener el caudal que se presenta. La inundación es un fenómeno de tipo hidráulico, prueba de ello es que pueden ocurrir inundaciones sin que haya crecidas o un evento hidrometeorológico extraordinario. Las obras de control y el tratamiento del problema de las avenidas e inundaciones son parte de la Hidráulica Fluvial.

La tercera idea que se debe tener presente es su protección. Se debe proteger al río de la agresión humana. La contaminación es una forma de agresión a los ríos, esta misma genera pérdida de pureza del agua como consecuencia de la incorporación de sustancias extrañas.

2.3.1 Hidrodinámica

La hidrodinámica es la parte de la hidráulica y la física que estudia el comportamiento de los diferentes fluidos que se encuentran en movimiento. Para ello, se consideran diferentes aspectos como la velocidad, la presión, el flujo, etc. Además, uno de los problemas importantes que se presentan dentro de los proyectos hidráulicos es la predicción del comportamiento de un río, para lograr el diseño más eficiente posible de las estructuras hidráulicas, obteniendo una relación de máxima seguridad con el menor costo.

FLUJO UNIFORME

Se considera un flujo uniforme con las siguientes características:

- ✓ La profundidad, área mojada, velocidad y caudal en cada sección del canal son constantes.
- ✓ La línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos; es decir, sus pendientes son iguales.

2.3.1.1 Ecuaciones Gobernantes

Velocidad para un flujo uniforme

Para los cálculos hidráulicos la velocidad media se expresa mediante la ecuación del flujo uniforme, la cual se expresa de la siguiente manera:

$$V = CR^X S^Y$$

Donde:

V: velocidad medio

R: radio hidráulico

X, Y: exponentes

C: Factor de resistencia al flujo, el cual varía con la velocidad media, el radio hidráulico, la rugosidad del canal, la viscosidad, etc.

Ecuación de Chezy

Formulada en 1769 por el ingeniero francés Antoine Chezy, expresada de la siguiente forma:

$$V = C(RS)^{0.5}$$

Donde:

V: velocidad media

R: radio hidráulico

S: pendiente de la línea de energía

C: factor de resistencia al flujo

Ecuación de Bazin

Formulada en 1897 por el ingeniero hidráulico francés H. Bazin, donde se calcula el coeficiente C de Chezy como una función del radio hidráulico, pero no de la pendiente, de la siguiente forma:

$$C = \frac{157.6}{1 + m/\sqrt{R}}$$

Donde m es un coeficiente de rugosidad cuyos valores propuestos por Bazin se dan en la siguiente tabla:

Descripción del canal	m de Bazin
Cemento muy suave con formaleta de madera cepillada.....	0.11
Madera sin cepillar, concreto o ladrillo.....	0.21
Mampostería en bloques de piedra o de piedra y ladrillo mal acabado....	0.83
Canales en tierra en perfectas condiciones.....	1.54
Canales en tierra en condiciones normales.....	2.36
Canales en tierra en condiciones rugosas.....	3.17

Ecuación de Manning

Formulada en 1889 por el ingeniero irlandés Robert Manning, expresada de la siguiente forma:

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

Donde:

V: velocidad media

R: radio hidráulico

S: pendiente de la línea de energía

n: coeficiente de rugosidad (n de Manning)

La ecuación de Manning se ha convertido en la más utilizada de todas las ecuaciones de flujo uniforme para cálculos de flujos de canales abiertos.

2.3.1.2 Rugosidad

La rugosidad de los canales depende del material con el que sean construidos y hace referencia a la resistencia al flujo en un canal determinado. Para la ecuación de Manning, la mayor dificultad está en el cálculo de este, ya que no existe un método exacto para su determinación. Sin embargo, una aproximación de su cálculo se hará desde algunos enfoques generales:

- a) *Rugosidad superficial*: Se representa por el tamaño y la forma de los granos del material que forman el perímetro mojado y que producen un efecto retardador del flujo. Los granos finos dan como resultado un valor relativamente bajo de n , y los granos gruesos, un valor alto de n .
- b) *Vegetación*: Puede considerarse como una clase de rugosidad superficial, pero también reduce de manera notable la capacidad de canal y retarda el flujo. Este efecto depende por completo de la altura, la densidad, la distribución y el tipo de vegetación.
- c) *Irregularidad del canal*: Incluyen irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal, tamaño y forma de esta a lo largo del canal, esta rugosidad además introduce una rugosidad adicional a la causada por la rugosidad superficial.
- d) *Alineamiento del canal*: Curvas suaves con radios grandes producirán valores de n relativamente bajos, en tanto que curvas bruscas con meandros severos incrementarán el n .
- e) *Sedimentación y socavación*: En general, la sedimentación puede cambiar un canal muy irregular en un canal relativamente uniforme y disminuir el n , en tanto que la socavación hace lo contrario. Sin embargo, esto depende de la naturaleza del material depositado, dado que, al no ser uniforme, constituyen irregularidades del canal e incrementarán la rugosidad.
- f) *Obstrucción*: La presencia de obstrucciones de troncos, pilas de puente y estructuras similares tiende a incrementar el n . La magnitud de este aumento depende de la naturaleza de las obstrucciones, de su tamaño, forma, número y distribución.
- g) *Nivel y Caudal*: En su mayoría, el valor de n disminuye con el aumento en el nivel y en el caudal. Cuando el agua es poco profunda, las irregularidades del fondo del canal quedan expuestas y sus efectos se vuelven pronunciados. Sin embargo, el valor de n

puede ser grande en niveles altos si las bancas están cubiertas por pastos o son rugosas. El valor de n para planicies de inundación por lo general es mayor que el del canal en sí y su magnitud depende de la condición superficial o de la vegetación.

- h) *Cambio estacional*: Debido al crecimiento estacional de plantas acuáticas, hierbas, malezas, sauces y árboles en el canal o en las bancas, el valor de n puede aumentar en la estación de crecimiento y disminuir en la estación inactiva.
- i) *Material en suspensión y carga de lecho*: Ya sea en movimiento o no, consumirá energía y causará una pérdida de altura e incrementará la rugosidad aparente del canal.

Es importante el estudio de cada uno de los factores mencionados y su misma evaluación con respecto a las condiciones relacionadas con el tipo de canal, el estado de flujo, el grado de mantenimiento, etc. En base a los datos previos, se determinará el valor de n apropiado para un caso determinado. Para determinar el valor de n , revisar el Anexo N°2.

2.4 Simulación Numérica

La simulación numérica abarca el desarrollo de un modelo bidimensional que permita estudiar el comportamiento de un escenario predictivo, en comparación con los resultados reales o experimentales, para la optimización de diseños y procesos. En ingeniería, se encuentran problemas complejos como el comportamiento hidráulico del flujo en diferentes escenarios, para ello, se hace uso del modelamiento hidráulico, lo cual requiere de la simulación de un fenómeno real, frente a una representación gráfica que involucra características similares, que servirá para conocer el comportamiento del evento de acuerdo con información cuantificable. Asimismo, el modelamiento hidráulico se utiliza para resolver problemas que involucren el diseño de estructuras hidráulicas, transporte de sedimentos, fenómeno de infiltración, etc., ya que el modelo representará el flujo de un río y se podrá observar el comportamiento y resultados de escenarios futuros, aumentando la confiabilidad de las estructuras proyectadas y de este modo encontrar la solución más económica y segura para un evento específico.

2.4.1 Imágenes satelitales

Una imagen satelital es la representación visual de un territorio específico, del cual se puede obtener información (hidrológica, geográfica, radiación, etc.) que será procesada para los

finés convenientes. Con el uso de técnicas convencionales para la extracción de información en áreas extensas como ríos, los datos disponibles son limitados, por lo que la recolección de los datos hidrológicos es costosa y poco detallada (OEA, 1969 y 1984 como se citó en OAS, 2020). Por otro lado, existen técnicas de percepción remota, que utiliza imágenes procesadas de distintos satélites como Landsat, NOAA y SPOT, que representan una alternativa más económica y viable que complementa la técnica tradicional, ya que permiten realizar comparaciones entre las características relacionadas con inundaciones, de imágenes satelitales en diferentes momentos, así como pueden ser utilizados para encontrar indicadores de llanuras de inundación. (OAS, 2020)

Sin embargo, los satélites también tienen limitaciones como que sus sensores no son capaces de penetrar las nubes, ello impide conseguir la totalidad de la data requerida para identificar áreas húmedas. Asimismo, debido a que el periodo de rotación de los satélites en la tierra es mayor a 15 días, no siempre se encontrarán datos del evento de máxima inundación, sino de días anteriores o posteriores a lo acontecido; a pesar de ello, al encontrar data de fechas posteriores, se puede identificar la extensión del área inundada. (OAS, 2020)

2.4.2 Modelo HEC-RAS

El Sistema de Análisis de Ríos del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (HEC-RAS, por sus siglas en inglés) permite realizar un flujo estable unidimensional, cálculos de flujo inestable de una y dos dimensiones, cálculos de transporte de sedimentos/lecho móvil y modelos de temperatura del agua/calidad del agua. (Brunner, 2016a)

Cuando HEC añadió la capacidad de realizar enrutamiento hidrodinámico bidimensional dentro del análisis de flujo inestable de HEC-RAS, los usuarios pueden realizar un modelo bidimensional no estacionario, así como una combinación de enrutamiento de flujo inestable 1D y 2D. El área de flujo 2D en HEC-RAS puede usarse de varias maneras. A continuación, se mencionarán ejemplos de cómo se pueden usar las áreas de flujo 2D para admitir el modelado con HEC-RAS. (Brunner, 2016b)

- ✓ Modelado detallado de canales 2D.
- ✓ Detallado canal 2D y modelado de planicie de inundación.
- ✓ Combinado de canales 1D con áreas de inundación 2D.

- ✓ Combina canales 1D/llanuras de inundación con áreas de flujo 2D detrás de los diques.
- ✓ Conectar directamente 1D llega dentro y fuera de las áreas de flujo 2D.
- ✓ Conectar directamente un área de flujo 2D al área de almacenamiento 1D con una estructura hidráulica.
- ✓ Múltiples áreas de flujo 2D en la misma geometría.
- ✓ Conectar directamente múltiples áreas de flujo 2D con estructuras hidráulicas.
- ✓ Análisis simplificado y detallado de ruptura de presas.
- ✓ Análisis muy detallado simplificado de incumplimiento de dique.
- ✓ Régimen de flujo mixto. La capacidad 2D (así como 1D) puede manejar el flujo supercrítico y subcrítico, así como las transiciones de flujo de subcrítico a supercrítico y supercrítico a subcrítico (saltos hidráulicos).

2.4.2.1 Capacidades de modelar un flujo bidimensional con HEC-RAS

Según el manual del usuario de HEC-RAS 5.0 para modelos bidimensionales (HEC-RAS 2D Modeling User's Manual), el software presenta las siguientes capacidades para la realización de modelos de flujos en 2D o una combinación de modelo en 1D/2D.

- **HEC-RAS puede realizar modelos en 1D, 2D y combinación de ambas.** La ventaja de trabajar en un modelo combinado (1D/2D) permite trabajar al usuario trabajar en sistemas fluviales más grandes.
- **El software utiliza las ecuaciones de Saint-Venant o Ecuaciones de Difusión de Onda.** Las ecuaciones de difusión de onda permiten que el software permite que se ejecute más rápido, y tienen mayores propiedades de estabilidad. Las ecuaciones de Saint-Venant 2D son aplicables a una amplia gama de problemas. Sin embargo, varias situaciones de modelamiento se pueden modelar con precisión con las Ecuaciones de Difusión de Onda en 2D.
- **Solución Algorítmica de Volumen Finito Implícito.** El algoritmo de solución implícita permite pasos de tiempo de cálculo más grandes que los métodos explícitos. El método de volúmenes finitos proporciona un incremento en la estabilidad y robustez sobre diferencias finitas tradicionales y técnicas de elementos finitos. Además, también maneja los regímenes de flujo subcrítico, supercrítico y mixtos (flujo que pasa a través de la profundidad crítica, tal como un salto hidráulico).

- **Solución Algorítmica de Acoplado 1D y 2D.** Los algoritmos de solución 1D y 2D están estrechamente acoplados en un paso de tiempo por un tiempo base con una opción para iterar entre 1D y transferencias de lujo 2D dentro de un paso de tiempo. Esto permite la retroalimentación directa de cada paso de tiempo entre los elementos de flujo 1D y 2D.
- **Las grillas computacionales no estructurados o estructurados.** El software está diseñado para utilizar grillas computacionales no estructurados, pero también puede manejar grillas estructuradas. Una grilla estructurada es lo mismo que una no estructurada, con la excepción que aprovecha las celdas ortogonales para simplificar algunos cálculos requeridos, es decir, las celdas computacionales pueden ser de distintas formas geométricas de distintos tamaños y formas (desde 3 hasta 8 lados).
- **Tabla detallada de propiedades hidráulicas para celdas y contornos de celdas computacionales 2D.** Cada celda contiene información diferente de acuerdo con la relación elevación-volumen y para cada contorno de celda se calcula la relación Elevación-Perímetro Mojado, Elevación-Área, Elevación-Rugosidad, etc. Estas relaciones que crea el programa permiten crear las celdas requeridas de distintos tamaños sin distorsionar los detalles del terreno y agiliza los tiempos de cálculo. Además, el tamaño de la celda de la grilla está ligado al nivel de detalle que se requiere para la investigación.
- **Se detalla la cartografía de inundaciones y animaciones de inundación.** La cartografía de las zonas inundadas, así como las animaciones de las inundaciones, se pueden hacer dentro de HEC-RAS usando la característica RAS Mapper. El área inundada se basará en los detalles del terreno subyacente y no el tamaño de celda de la grilla computacional. Luego del proceso, las celdas pueden quedar parcialmente inundadas o secas. El mapeo de los resultados reflejará esos detalles.
- **Solución de algoritmo basado en Multi-Procesadores (Computación paralela).** La ventaja de trabajar con múltiples procesadores permite obtener la solución del modelo de una manera más rápida y eficiente.
- **Permite trabajar con procesadores de 64-bits y 32 bits.** El software HEC-RAS se puede trabajar en ordenadores que posean procesadores de 32 y 64 bits.

2.4.2.2 Limitaciones del uso del HEC-RAS bidimensional

Según el Manual HEC-RAS 5.0 para flujos bidimensionales, las limitaciones del software son las siguientes.

- Poca flexibilidad para añadir estructuras hidráulicas internas dentro de un flujo 2D.
- No se puede realizar el transporte de sedimentos de la erosión/deposición en el flujo 2D.
- No se puede realizar el modelado actual de la calidad del agua en las zonas de flujo 2D.
- No se puede conectar estaciones de bombeo dentro de un área 2D.
- No se puede modelar puentes en HEC-RAS en el interior de un flujo 2D.

2.5 Obras de protección ribereña

Existen diversas medidas tomadas para evitar los problemas generados por la energía erosión del agua. Entre las medidas de prevención y control se tiene: medidas agronómicas y medidas estructurales (Terán, 1998, como se citó en Cconislla, 2017). Las medidas estructurales consisten en la construcción de obras de protección ribereñas, las cuales son estructuras que se construyen en base a concreto armado, ciclópeo, rocas y gaviones. Se emplean para prevenir y controlar la erosión hídrica de terrenos de cultivos y otros efectos. (Cconislla, 2017).

- ✓ **Diques Enrocados:** son estructuras conformadas en base a material de río dispuesto en forma trapezoidal y revestido con roca pesada en su cara húmeda; pueden ser continuos o tramos priorizados donde se presentan flujos de agua que actúan con gran poder corrosivo.
- ✓ **Enrocado con Roca al Volteo:** Son los revestidos con roca pesada al volteo o colocado en forma directa por los volquetes, puede ser en forma parcial, sólo la cara húmeda o en forma total, uña y cara húmeda. El volumen de roca empleado es mayor y su talud de acabado no es muy estable.
- ✓ **Enrocado con Roca Colocada:** Cuando la roca es colocada con empleo de cargador frontal, excavadora o pala mecánica, en la uña y cara húmeda de terraplén. El

volumen de roca empleada es menor y el talud se logra estable y guarda las especificaciones de diseño.

- ✓ **Estructuras de Concreto:** Estas obras son construidas en base a concreto y sirven para la protección de la acción erosiva del río, sobresalen dentro de estas obras los muros de encauzamiento, destacándose los siguientes:

2.5.1 Muros estructurales

Según Das (2015) los muros de contención proporcionan apoyo lateral permanente a taludes verticales o casi verticales del suelo. Asimismo, existen diversos tipos de muros de contención: muros de gravedad, muros de semigravedad, muros reforzados y muros con contrafuertes (Figura 3). Por ello, los muros de contención diseñados con el propósito de ser defensas ribereñas soportan las cargas de empuje que realice el agua cuando ocurra los eventos de inundación y estos muros deberán soportar las reacciones que genere el empuje del agua: volteo, deslizamiento y soporte de cargas.

Figura 3. Tipos de muros de contención.

Fuente: Das, 2015.

2.5.1 Canal de derivación

Los canales son conductos abiertos en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y ninguna presión, dado que la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera (Pérez, 2018). El sistema de canal de derivación es aquel que conduce las aguas desde la toma hasta el punto inicial de reparto de estas, y se utiliza generalmente en represas para controlar el volumen de agua que sale, producto de un exceso en el almacenamiento (Figura 4).

Figura 4. Canal de derivación.

Fuente: FAO (s.f)

3 CAPITULO II: METODOLOGÍA

El nivel de investigación es explicativo, porque propondrá modelos para mitigar el problema, buscando explicar las causas y los efectos de la aplicación del modelo con respecto a la mitigación de las inundaciones.

El diseño de la investigación es preexperimental, pues se construirá el modelo en un software y se simulará su comportamiento con valores históricos proporcionada por SENAMHI, ANA, etc. Para conseguir lo propuesto se procederá a realizar las siguientes actividades.

3.1 Fase 01: Determinación de los caudales de diseño para modelación hidráulica para diferentes periodos de retorno..

- a. Obtención de información histórica: Es importante para identificar los eventos de condiciones normales y sobre todo los extremos que permitirán identificar y definir los escenarios a estudiar.
- b. Procesamiento y análisis de las series temporales de los caudales para obtención de las condiciones promedio y extremas.
- c. Determinar los caudales de diseño para los periodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años.

3.2 Fase 02: Modelamiento numérico

- a. Levantamiento de información digital: que servirá para inspeccionar la zona de estudio, caracterizar la composición del lecho del río, así como para obtener los detalles de las secciones transversales en el río. Asimismo, se inspeccionarán las zonas de probable inundación.
- b. Generación de la topografía y batimetría de la zona de análisis.
- c. Generación de la geometría.
- d. Generación de la malla de cálculo.
- e. Interpolación de los datos de batimetría a la malla de cálculo.
- f. Validación del modelo con datos históricos.

3.3 Fase 03: Aplicación del modelo en situaciones propuestas

- a. Identificar obras de protección ribereñas
- b. Dimensionamiento de obras de defensa ribereñas
- c. Ejecución de los escenarios definidos con las obras propuestas
- d. Análisis de resultados

4 CAPITULO III: DETERMINAR LOS CAUDALES DE DISEÑO

GENERALIDADES

La zona de estudio definida para la presente investigación del área inundada recorre el tramo del río Piura desde la Represa Los Ejidos hasta el Puente Bolognesi, siendo una distancia aproximada de 5 kilómetros de longitud. En este tramo se pueden encontrar distintos lugares claves como el Puente Andrés Avelino Cáceres, Puente Eguiguren, Puente Sánchez Cerro y Puente Colgante San Miguel, siendo su distribución con dirección hacia aguas abajo.

Al recorrer el tramo del río que abarca el área de estudio de la inundación, se pudo visualizar el estado del río en su actualidad, la cantidad del agua, las defensas ribereñas que se presentan, la cantidad de vegetación presente, la contaminación por la Humanidad, entre otras.

Figura 5. Fotografía tomada en inspección de campo (2019): Contaminación en el lado derecho del río Piura.

Figura 6. Fotografía tomada en inspección de campo (2019): Contaminación tapada por la vegetación en el cauce del río Piura.

Figura 7. Fotografía tomada en inspección de campo (2019): Puente San Miguel.

Figura 8 Fotografía tomada en inspección de campo (2019): Huellas debidas a la inundación del 2017.

Figura 9 Fotografía tomada en inspección de campo (2019): Acabados debido a los daños por inundaciones en Piura.

Figura 10 Fotografía tomada en inspección de campo (2019): Escultura en memoria de las víctimas de la tragedia del colapso del puente Bolognesi por la inundación de 1998.

Como se puede observar, los pobladores que viven a cercanías del río y se vieron afectadas por inundaciones pasadas, la más reciente debido al Fenómeno de El Niño Costero 2017, decidieron enchapar las áreas afectadas y fue difícil encontrar huellas de agua, las cuáles representarían el alcance de la inundación debido al FEN, debido al paso del tiempo y a la restitución de los enlucidos en las zonas afectadas de las viviendas. Sin embargo, se puede observar que lugares como muros de establecimientos públicos, veredas, entre otras se evidencian claramente las consecuencias de las inundaciones.

En la figura 11, se puede observar el puente San Miguel y a la izquierda las pobres defensas ribereñas existentes, un lecho del río de concreto y un muro de aproximadamente un metro de altura que son el único impedimento entre el desborde del río y las viviendas adyacentes. Debido a esto, la sociedad se ve vulnerable ante fenómenos naturales imprevisibles. Sin embargo, las personas siguen construyendo sus viviendas cerca del río pese al riesgo que ello involucra; asimismo, el gobierno no implementa planes de mitigación y/o prevención para evitar pérdidas mortales, materiales y económicos, que es la principal afectación de la sociedad que está vinculada directamente con los desbordes del río Piura.

Figura 11. Fotografía tomada en inspección de campo (2019): Río Piura, entre los Puentes San Miguel y Bolognesi.

Los datos para la presente investigación se obtuvieron de la estación Sánchez Cerro (Latitud -5.1833, Longitud -80.6166), la cual se encuentra dentro del área de estudio designada (Figura 10), por lo que se descarta la posibilidad de existencia de ramales que modifiquen el caudal utilizado.

Figura 12. Ubicación de estación Sánchez Cerro.

Fuente: Google Earth

4.1 Obtención de información histórica

Para caracterizar la zona de estudio, se analizarán los datos de caudales medios y máximos instantáneos obtenidos del proyecto Chira-Piura, de los cuales se obtendrá la serie de tiempo de los caudales, la climatología y el flujograma respectivo. En la figura 11 y 12, se observa la serie de tiempo de los caudales medios y máximos instantáneos existentes entre los años de 1970 al 2017, respectivamente. Para ambas figuras, se encuentra que en el año 1998 se encuentra el pico más alto, esto debido a la ocurrencia del fenómeno “El Niño”, donde se alcanzó un caudal máximo de 4424 m³/s, y un caudal medio de 1659 m³/s. Asimismo, en los años de 1983 y 2017 (nuevamente con la ocurrencia del fenómeno), alcanza los segundos picos más altos de la data histórica.

Figura 13. Serie de tiempo de caudales medios mensuales de 1970-2017.

Fuente: Adaptado del Proyecto Chira-Piura.

Figura 14. Serie de tiempo de caudales máximos instantáneos mensuales de 1970-2017.

Fuente: Adaptado del Proyecto Chira-Piura.

4.2 Procesamiento y análisis de series temporales

De las gráficas anteriores, encontramos los eventos extremos ocurrientes a lo largo de nuestra data; sin embargo, esto no refleja realmente el comportamiento del río, ya que no alcanza esos niveles en condiciones normales. En la figura 13, se observa el histograma de los caudales medios mensuales de todos los años en estudio, donde se evidencia que la mayor frecuencia de caudales del río Piura se encuentra en el rango de 0 a 100 m³/s; es decir, entre los años 1970 al 2017, normalmente el caudal del río era un promedio de 50 m³/s.

Figura 15. Histograma de caudales medios históricos de 1970-2017.

Fuente: Adaptado del Proyecto Chira-Piura.

Sin embargo, en el análisis también encontramos que el río encuentra periodos críticos donde el caudal del río se incrementa en una proporción mayor en determinados meses del año con respecto a los demás. De este modo, en la figura 14 se evidencia que, dentro de la data histórica para el mes de marzo se presenta los mayores de caudales medios.

Figura 16. Climatología de caudales para el periodo de 1970-2017 en la estación Puente Sánchez Cerro.

Fuente: Adaptado del Proyecto Chira-Piura.

Se presenta en forma más precisa, en la figura 15, los caudales máximos existentes en toda la data histórica, y se observa que, en los meses de febrero a mayo, ocurren los máximos caudales entre el rango de 3300 a 4400 m³/s, mientras que, en los meses de septiembre a noviembre, el río cuenta con un caudal por debajo de los 100 m³/s.

Figura 17. Caudales máximos mensuales históricos.

Fuente: Adaptado del Proyecto Chira-Piura.

4.3 Cálculo de caudales para periodos de retorno

Se calcularán los caudales para distintos periodos de retorno con dos métodos: Distribución Valor de Extremos Tipo I y Distribución de Log Pearson Tipo III. Posteriormente se determinará la mejor confiabilidad entre ellos para de esa forma realizar la elección del caudal de diseño que servirá para el diseño de las obras hidráulicas para la mitigación de inundaciones.

Los métodos de distribución que se presentarán a continuación determinarán los parámetros requeridos para determinar caudales para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años. Estos caudales se obtendrán de la data de caudales máximos instantáneos recopiladas del proyecto Chira-Piura de la estación Puente Sánchez Cerro en la provincia de Piura, del río Piura con las coordenadas Latitud 05°11'55" y Longitud 80°37'20" y una altitud de 23.32 msnm. El Anexo N°4 informa sobre las descargas máximas instantáneas en m³/s.

Asimismo, se utilizará el programa HidroEsta, software para cálculos hidrológicos y estadísticos aplicados a la hidrología, con el cual se busca simplificar los cálculos hidrológicos y conseguir de una forma más eficiente el caudal de diseño. Además, se escogió

este software debido a que utiliza en su programación la prueba de Kolmogorov- Smirnov, el cual según Aguilera (2007) define lo siguiente:

“ La función de distribución de probabilidad con la cual los caudales máximos se ven mayormente reflejados, es la función de Gumbel, considerando su uso como altamente confiable, entregando un coeficiente de determinación promedio para todas estaciones del 96.4% y una aprobación altamente significativamente de la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov Smirnov [...] Y en tercer lugar, con resultados levemente disímiles, la función, Pearson Tipo III que presentó un coeficiente de determinación promedio 94.9%, la cual puede ser recomendable solamente para tener una primera estimación del ajuste de valores de caudales máximos”(pág. 2)

Con esta prueba de bondad, se corroborará la distribución normal de los caudales. Cabe resaltar que los caudales a utilizar son datos ya procesados debido a que se consiguió del proyecto Chira-Piura de la empresa INBIOMA SAC.

4.3.1 Distribución de Valor Extremo Tipo I o Distribución de Gumbel

Se considera solo la data de los caudales máximos anuales debido a que esa data de la serie de tiempo es la usada para el diseño de obras hidráulicas, en el presente caso, obras de defensas ribereñas.

Tabla 3. *Caudales máximos instantáneos anuales en m³/s en la estación Puente Sánchez Cerro*

Caudales máximos instantáneos en m ³ /s							
Años	Caudal (m ³ /s)	Años	Caudal (m ³ /s)	Años	Caudal (m ³ /s)	Años	Caudal (m ³ /s)
1971	1000.00	1983	3200.00	1995	87.00	2007	80.00
1972	1616.60	1984	980.00	1996	100.90	2008	2010.00
1973	845.00	1985	112.00	1997	638.10	2009	963.00
1974	58.00	1986	25.00	1998	4424.00	2010	428.00
1975	272.50	1987	790.00	1999	3107.00	2011	171.00
1976	388.00	1988	10.00	2000	1516.00	2012	1503.00
1977	646.00	1989	845.00	2001	2124.00	2013	296.00
1978	167.00	1990	9.00	2002	3642.00	2014	51.00
1979	74.00	1991	24.50	2003	199.60	2015	662.20
1980	45.30	1992	1793.00	2004	14.00	2016	644.00
1981	568.00	1993	1042.00	2005	128.00	2017	3468.00
1982	390.00	1994	1062.00	2006	370.00		

Fuente: Adaptado del Proyecto Chira-Piura.

Se utilizará el ajuste de una serie de datos a la distribución de Gumbel en el software HidroEsta. Se ingresará la data anterior ordenada de mayor a menor, se utilizará el tipo de ajuste: parámetros ordinarios y un nivel de significación del 0.05.

Ajuste de una serie de datos a la distribución Gumbel

Ingreso de datos:
Nota: Una vez que digite el dato, presionar ENTER

N°	X
1	4424.0
2	3642.0
3	3468.0
4	3200.0
5	3107.0
6	2124.0
7	2010.0
8	1793.0
9	1616.0
10	1516.0
11	1503.0
12	1062.0
13	1042.0
14	1000.0

Caudal de diseño:
 Caudal (Q): m³/s
 Período de retorno (T): años
 Probabilidad (P): %
 Q=f(T) T=f(Q) P(Q<q) P(Q>q)

Parámetros distribución Gumbel:
Con momentos ordinarios:
 De posición (μ): 413.127
 De escala (α): 854.1381
Con momentos lineales:
 De posición (μ): 449.0303
 De escala (α): 791.9373

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.1801, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	9.0	0.0208	0.2009	0.1750	0.1801
2	10.0	0.0417	0.2013	0.1754	0.1596
3	14.0	0.0625	0.2028	0.1769	0.1403
4	24.5	0.0833	0.2068	0.1810	0.1234
5	25.0	0.1042	0.2070	0.1812	0.1028
6	45.3	0.1250	0.2148	0.1892	0.0898
7	51.0	0.1458	0.2170	0.1915	0.0711
8	58.0	0.1667	0.2197	0.1943	0.0530

Archivos y resultados:
 Crear Accesar Reporte

14:55 19/08/2019

Figura 18. HidroEsta: Distribución de Gumbel

A continuación, se presenta el reporte adaptado generado por el software HidroEsta donde se puede observar los resultados obtenidos de la serie de datos utilizadas, así como el resultado de la prueba de Kolmogorov-Smirnov (Tabla 4).

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución Valor Extremo Tipo I o Gumbel

Tabla 4. *Cálculos del ajuste Kolmogorov-Smirnov para Gumbel*

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	9.0	0.0208	0.2009	0.1750	0.1801
2	10.0	0.0417	0.2013	0.1754	0.1596
3	14.0	0.0625	0.2028	0.1769	0.1403
4	24.5	0.0833	0.2068	0.1810	0.1234
5	25.0	0.1042	0.2070	0.1812	0.1028
6	45.3	0.1250	0.2148	0.1892	0.0898
7	51.0	0.1458	0.2170	0.1915	0.0711
8	58.0	0.1667	0.2197	0.1943	0.0530
9	74.0	0.1875	0.2260	0.2007	0.0385
10	80.0	0.2083	0.2283	0.2032	0.0200
11	87.0	0.2292	0.2311	0.2061	0.0019
12	100.9	0.2500	0.2366	0.2118	0.0134
13	112.0	0.2708	0.2411	0.2164	0.0298
14	128.0	0.2917	0.2475	0.2232	0.0442
15	167.0	0.3125	0.2634	0.2398	0.0491
16	171.0	0.3333	0.2651	0.2416	0.0683
17	199.6	0.3542	0.2769	0.2541	0.0772
18	272.5	0.3750	0.3076	0.2866	0.0674
19	296.0	0.3958	0.3176	0.2973	0.0782
20	370.0	0.4167	0.3493	0.3312	0.0674
21	388.0	0.4375	0.3571	0.3396	0.0804
22	390.0	0.4583	0.3579	0.3405	0.1004
23	428.0	0.4792	0.3743	0.3581	0.1049
24	568.0	0.5000	0.4342	0.4229	0.0658
25	638.0	0.5208	0.4637	0.4549	0.0571
26	644.0	0.5417	0.4662	0.4576	0.0755
27	646.0	0.5625	0.4670	0.4585	0.0955
28	662.2	0.5833	0.4738	0.4658	0.1096
29	790.0	0.6042	0.5256	0.5220	0.0786
30	845.0	0.6250	0.5471	0.5452	0.0779
31	845.0	0.6458	0.5471	0.5452	0.0987
32	963.0	0.6667	0.5914	0.5930	0.0753
33	980.0	0.6875	0.5975	0.5996	0.0900
34	1000.0	0.7083	0.6047	0.6073	0.1036
35	1042.0	0.7292	0.6195	0.6232	0.1097
36	1062.0	0.7500	0.6264	0.6306	0.1236
37	1503.0	0.7708	0.7564	0.7678	0.0144
38	1516.0	0.7917	0.7596	0.7711	0.0320
39	1616.0	0.8125	0.7830	0.7952	0.0295
40	1793.0	0.8333	0.8197	0.8326	0.0136
41	2010.0	0.8542	0.8571	0.8700	0.0029
42	2124.0	0.8750	0.8738	0.8864	0.0012
43	3107.0	0.8958	0.9582	0.9657	0.0624
44	3200.0	0.9167	0.9624	0.9695	0.0458
45	3468.0	0.9375	0.9724	0.9781	0.0349
46	3642.0	0.9583	0.9774	0.9824	0.0191
47	4424.0	0.9792	0.9909	0.9934	0.0117

De los resultados de la tabla anterior, se obtiene un delta teórico de 0.1801, el cual es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%.

El caudal de diseño, con probabilidad de no excedencia, para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años son:

Figura 19. Caudales de diseño para periodos de retorno. a) 2 años. b) 5 años. c) 10 años. d) 20 años. e) 50 años. f) 100 años. g) 500 años.

Tabla 5. *Caudales de diseño mediante el método de Gumbel*

Periodo de Retorno (años)	Variable reducida	Caudal (m ³ /s)
2	0.37	726.18
5	2.25	1694.28
10	3.20	2335.25
20	3.90	2950.08
50	4.60	3745.92
100	5.30	4342.29
500	6.21	5720.41

En la Tabla 5, se observa el resumen de caudales de diseño obtenidos para el método de distribución de Gumbel para distintos periodos de retorno que se consiguió del software HidroEsta.

4.3.2 Distribución Log-Pearson Tipo III

Para aplicar el método Log-Pearson Tipo III se utilizó el software HidroEsta donde se colocó la data de la Tabla 3. Una vez realizado el cálculo mediante ajuste ordinario se obtuvieron los siguientes resultados.

Ajuste de una serie de datos a la distribución Log-Pearson tipo III

Ingreso de datos:
Nota: Una vez que digite el dato, presionar ENTER

N°	X
1	4424.0
2	3642.0
3	3468.0
4	3200.0
5	3107.0
6	2124.0
7	2010.0
8	1793.0
9	1616.0
10	1516.0
11	1503.0
12	1062.0
13	1042.0
14	1000.0

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	9.0	0.0208	0.0000	0.0000	0.0208
2	10.0	0.0417	0.0000	0.0001	0.0417
3	14.0	0.0625	0.0000	0.0020	0.0625
4	24.5	0.0833	0.0000	0.0210	0.0833
5	25.0	0.1042	0.0000	0.0223	0.1042
6	45.3	0.1250	0.0000	0.0865	0.1250
7	51.0	0.1458	0.0000	0.1054	0.1458
8	58.0	0.1667	0.0000	0.1280	0.1667

Caudal de diseño:
 Caudal (Q): m³/s
 Período de retorno (T): años
 Probabilidad (P): %
 Q=f(T) T=f(Q) P(Q<q) P(Q>q)

Parámetros distribución LogPearson3:
Momentos ordinarios:
 De posición (x0): 11.8195
 De forma (gamma): 12.9603
 De escala (beta): -0.4588
Momentos lineales:
 De posición (x0l): 1.8682
 De forma (gamma): 5.4989
 De escala (beta): 0.7284

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Los parámetros: X₀, gamma y β calculada por momentos ordinarios, son incorrectos, por lo que los datos no se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3

Archivos y resultados:
 Crear Accesar Reporte

Calcular Graficar Limpiar Imprimir Menú Principal

14:54 19/08/2019

Figura 20. HidroEsta: Distribución de Log Pearson Tipo III

A continuación, se presenta el reporte adaptado generado por el software HidroEsta donde se puede observar los resultados obtenidos de la serie de datos utilizadas, así como el resultado de la prueba de Kolmogorov-Smirnov.

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución Log-Pearson tipo III

Tabla 6. *Cálculos del ajuste Kolmogorov-Smirnov para Log Pearson tipo III*

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	9.0	0.0208	0.0000	0.0000	0.0208
2	10.0	0.0417	0.0000	0.0001	0.0417
3	14.0	0.0625	0.0000	0.0020	0.0625
4	24.5	0.0833	0.0000	0.0210	0.0833
5	25.0	0.1042	0.0000	0.0223	0.1042
6	45.3	0.1250	0.0000	0.0865	0.1250
7	51.0	0.1458	0.0000	0.1054	0.1458
8	58.0	0.1667	0.0000	0.1280	0.1667
9	74.0	0.1875	0.0000	0.1764	0.1875
10	80.0	0.2083	0.0000	0.1932	0.2083
11	87.0	0.2292	0.0000	0.2119	0.2292
12	100.9	0.2500	0.0000	0.2463	0.2500
13	112.0	0.2708	0.0000	0.2714	0.2708
14	128.0	0.2917	0.0000	0.3042	0.2917
15	167.0	0.3125	0.0000	0.3712	0.3125
16	171.0	0.3333	0.0000	0.3772	0.3333
17	199.6	0.3542	0.0000	0.4163	0.3542
18	272.5	0.3750	0.0000	0.4937	0.3750
19	296.0	0.3958	0.0000	0.5137	0.3958
20	370.0	0.4167	0.0000	0.5659	0.4167
21	388.0	0.4375	0.0000	0.5766	0.4375
22	390.0	0.4583	0.0000	0.5778	0.4583
23	428.0	0.4792	0.0000	0.5984	0.4792
24	568.0	0.5000	0.0000	0.6575	0.5000
25	638.0	0.5208	0.0000	0.6801	0.5208
26	644.0	0.5417	0.0000	0.6819	0.5417
27	646.0	0.5625	0.0000	0.6825	0.5625
28	662.2	0.5833	0.0000	0.6871	0.5833
29	790.0	0.6042	0.0000	0.7191	0.6042
30	845.0	0.6250	0.0000	0.7306	0.6250
31	845.0	0.6458	0.0000	0.7306	0.6458
32	963.0	0.6667	0.0000	0.7521	0.6667
33	980.0	0.6875	0.0000	0.7548	0.6875
34	1000.0	0.7083	0.0000	0.7580	0.7083
35	1042.0	0.7292	0.0000	0.7644	0.7292
36	1062.0	0.7500	0.0000	0.7673	0.7500
37	1503.0	0.7708	0.0000	0.8156	0.7708
38	1516.0	0.7917	0.0000	0.8167	0.7917
39	1616.0	0.8125	0.0000	0.8246	0.8125
40	1793.0	0.8333	0.0000	0.8369	0.8333
41	2010.0	0.8542	0.0000	0.8496	0.8542
42	2124.0	0.8750	0.0000	0.8554	0.8750
43	3107.0	0.8958	0.0000	0.8907	0.8958
44	3200.0	0.9167	0.0000	0.8931	0.9167
45	3468.0	0.9375	0.0000	0.8994	0.9375
46	3642.0	0.9583	0.0000	0.9031	0.9583
47	4424.0	0.9792	0.0000	0.9166	0.9792

De los resultados de la tabla anterior, en la distribución de Log-Pearson tipo 3, para momentos ordinarios se obtuvieron los siguientes datos: el parámetro de localización (X_o) es de 11.8195, el parámetro de forma (γ) es de 12.9603 y el parámetro de escala (β) es de -0.4588. En conclusión, los parámetros: X_o , γ y β calculada por momentos ordinarios, son incorrectos, por lo que los datos no se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3.

4.3.3 Determinar el Caudal de Diseño

Al concluir y validar ambos métodos observamos que únicamente la distribución de Gumbel pasa la prueba de bondad de Kolmogorov-Smirnov. Por lo tanto, se considerará el método de Distribución de Valor Extremo Tipo I.

Asimismo, según Ministerio de Transportes y Comunicaciones (s.f), para la estimación de la profundidad de socavación de un puente, el periodo de retorno de ser para un caudal no más de 500 años debido que es el caudal para verificar la estabilidad de su cimentación. Por ello, se considerará como caudal de diseño el caudal con un periodo de retorno de 500 años. Así, se obtuvo como caudal de diseño la magnitud de 5720.41 m³/s.

5 CAPITULO IV: DEMOSTRAR QUE LA MODELACIÓN CON HEC-RAS 2D ES APLICABLE PARA EL ÁREA DE ESTUDIO

El modelo hidrodinámico a ejecutar corresponderá a una modelación a corto plazo debido a que se modelarán escenarios específicos, tanto para casos supuestos de caudales extremos como para eventos extremos pasados que validarán el modelo a realizar.

5.1 Levantamiento de información digital de terreno

Para la obtención de información digital se usó un Modelo de Elevación Digital (DEM). El archivo DEM se encuentra en formato ráster, es decir que consta de una matriz de celdas o píxeles organizadas en una cuadrícula donde cada celda contiene distintos valores. Los datos que se encuentran almacenados en este formato representan fenómenos naturales reales como datos discretos, como datos de tierra; datos continuos, como fenómenos de temperatura, elevación o datos espectrales. (ESRI, 2016b)

El DEM de la ciudad de Piura se obtuvo de la Comisión Nacional de Investigación y Desarrollo Aeroespacial, CONIDA, y se consiguió del satélite SPOT del 13 de abril de 2016, el cual realiza tomas par-estéreo donde toma datos en tres dimensiones (x, y, z); teniendo en cuenta que las condiciones locales varían en el tiempo (topografía, cantidad de viviendas, condiciones de río, etc.), se considera que la información que contiene continúa siendo de relevancia para el alcance del objetivo: la generación de la geometría de la zona de estudio (Figura 21).

El modelo de elevación digital, que servirá de input para la generación del modelo, tiene una resolución de 6x6 metros por píxel, es decir, que dentro de un píxel abarcará información que se recopile de un área de 6x6 m y que se podrá trabajar a partir de ello.

Para conseguir la geometría del lugar se utilizó el software ArcGis como apoyo a la técnica. En el programa se incorporó el DEM conseguido del CONIDA y se delimitó la zona que se deseaba para la investigación.

Figura 21. Modelo de elevación digital (DEM) de la ciudad de Piura.

5.2 Generación de la topografía y batimetría

Luego de ajustar y procesar el DEM para la zona de estudio requerida, ya que posee datos de elevaciones, se extrajeron las curvas de nivel a un intervalo de cada 3 metros, para brindar la precisión necesaria para el modelo (Figura 22).

Figura 22. Curvas de nivel, ciudad de Piura.

Fuente: Propia

Las curvas de nivel conseguidas consideran la topografía del terreno. Asimismo, ya que el Modelo de Elevación Digital contempla viviendas, estadios, veredas, carreteras, universidades, etc, estas serán reconocidas en las curvas de nivel. Cabe recalcar que, debido a la resolución del DEM y a posibles distorsiones por tomas de la imagen cuando existe nubosidad al momento de la toma, pueden existir datos poco precisos, siendo los datos de elevación las más afectadas. Definido esta limitación de la data, que sirve como input para el HEC-RAS, se tendrá en consideración para la validación del modelo y para la precisión de los resultados que se obtendrán.

Para la obtención de la batimetría (profundidad del río), se generaron las secciones transversales del río cada 100 m a lo largo de la zona de estudio de la siguiente manera; en primer lugar, a partir de las curvas de nivel se creó un TIN (redes irregulares de triangulación) que “son una forma de datos geográficos digitales basados en vectores y se construyen mediante la triangulación de vértices” (ESRI, 2016a) y se utilizó el criterio de la triangulación de Delaunay que “afirma que la circunferencia circunscrita de cada triángulo de la red no debe contener ningún vértice de otro triángulo” (ESRI, 2016a), en el TIN resultante se pueden observar claramente los Puentes Sánchez Cerro y Bolognesi, los cuales son los más representativos de la ciudad de Piura. Asimismo, son notorias las viviendas y las carreteras. La altura de cada elemento se distingue mediante la escala de colores del TIN, siendo de color verde la profundidad del Río Piura que cruza a la ciudad (Figura 23). En segundo lugar, se procedió a trazar el eje del río que se observa en el DEM con sus respectivos límites y la dirección del flujo que sigue el río, aguas arriba a aguas abajo (Figura 24). Finalmente, se crean las secciones transversales, en las cuales se consideran como datos de entrada el TIN y siguiendo el alineamiento del eje y los límites del río con una longitud de secciones de 400 metros (Figura 25).

Figura 23. TIN de la ciudad de Piura.

Figura 24. Trazo del eje del río Piura desde la Represa Los Ejidos hasta el Puente Bolognesi.

Figura 25. Secciones transversales del tramo desde la Represa Los Ejidos hasta el Puente Bolognesi del río Piura.

Realizado las secciones transversales del río se puede observar la profundidad del río cada 100 metros. Con ello, se puede identificar irregularidades del río a lo largo que se encuentra dentro de la zona de estudio. En la Figura 26, se puede observar una sección transversal de 400 metros de largo con una profundidad máxima de 20 metros.

Figura 26. Ejemplo de sección transversal del río Piura.

5.3 Generación de la geometría del río

La geometría del río Piura desde la represa Los Ejidos hasta el Puente Bolognesi, con una longitud aproximada de 5 km, se representó en dos dimensiones (1D y 2D) para el recorrido del río y para los estudios y modelos posteriores de acuerdo con lo requerido.

5.3.1 Geometría del río Piura en una dimensión (1D)

La geometría en una dimensión realizada por el programa HEC-RAS 5.0.7 tiene como propósito trazar el río Piura como una recta, proyectar la dirección del flujo, importar las secciones transversales extraídas (estaciones) del programa Arc-GIS y analizar los Banks de las estaciones que son los puntos de los límites laterales de las secciones. Los Banks ayudarán a reconocer el volumen máximo de agua que puede conducir en ese punto el río.

Figura 27. Ventana de Geometric Data, para la inserción de la geometría del río en 1D.

La creación de la geometría en 1D en este proyecto de tesis se realizó con la herramienta Geometric Data del software HEC-RAS. En esta ventana se importa la data geométrica en el formato GIS que se exportó en ArcGIS (Figura 27). Las secciones importadas como se muestra en la Figura 28 se encuentran en las unidades internacionales SI (metric) units, para que se respete todos los cálculos que servirán de input y analizar de manera homogénea nuestros resultados sin ningún cambio en las unidades. Asimismo, en la Figura 29 se puede observar todas las estaciones que se importaron teniendo los nombres de los nodos, las

secciones del GIS, la data de elevación de cada estación, la longitud del río y las estaciones de los Bank

Import Geometry Data

Intro | River Reach Stream Lines | Cross Sections and IB Nodes | Storage Areas/2D Flow Areas and Connections |

The import data has been read into a temporary geometry structure and now can be incorporated into the current geometry file. Step through the various tabs to select the desired import options. When all the appropriate options have been set, press the Finished - Import Data button.

Current RAS project units:

Import data as: ☐ US Customary units
☒ SI (metric) units

Import data will not be converted on import.

Previous Next Finished - Import Data Cancel

Figura 28. Figura de Import Geometric Data: Unidades internacionales.

Import Geometry Data

Intro | River Reach Stream Lines | Cross Sections and IB Nodes | Storage Areas/2D Flow Areas and Connections |

Node Types in Table
☒ Cross Sections (XS) ☒ Bridges and Culverts (BR/Culv) ☒ Inline Structures (IS) ☒ Lateral Structures (LS)

Import River: Import As: # RS = 50 # New = 50 # Import = 50
Import Reach: Import As: Check New Check Existing Reset

The imported RS can be edited here, change the import River and Reach names on the previous tab

Import File	Import File	Import File	Import As	Import	Import
River	Reach	RS	RS	Status	Data
1 RIO PIURA	RIO PIURA	5000	5000	new	☒
2 RIO PIURA	RIO PIURA	4900	4900	new	☒
3 RIO PIURA	RIO PIURA	4800	4800	new	☒
4 RIO PIURA	RIO PIURA	4700	4700	new	☒
5 RIO PIURA	RIO PIURA	4600	4600	new	☒
6 RIO PIURA	RIO PIURA	4500	4500	new	☒
7 RIO PIURA	RIO PIURA	4400	4400	new	☒
8 RIO PIURA	RIO PIURA	4300	4300	new	☒
9 RIO PIURA	RIO PIURA	4200	4200	new	☒
10 RIO PIURA	RIO PIURA	4100	4100	new	☒
11 RIO PIURA	RIO PIURA	4000	4000	new	☒
12 RIO PIURA	RIO PIURA	3900	3900	new	☒

Select Cross Section Properties to Import

☒ Node Names ☐ Ineffective Areas
☐ Descriptions ☐ Blocked Obstructions
☐ Picture References ☐ XS Lids
☒ GIS Cut Lines ☐ Ice Data
☒ Station Elevation Data ☐ Rating Curves
☒ Reach Lengths ☐ Skew Angle
☐ Manning's n Values ☐ Fixed Sediment Elevation
☒ Bank Stations ☐ HTab Parameters
☐ Contraction Expansion Coef ☐ Pilot Channel Parameters
☐ Levees

Match Import File RS to Existing Geometry RS
Matching Tolerance: Match to Existing

Round Selected RS
2 decimal places Round

Generate RS Based on main channel lengths
(only available when looking at a single reach)
Starting RS Value: 2 decimal place
Create RS in kilometers Create RS in meters

Previous Next Finished - Import Data Cancel

Figura 29. Figura de Import Geometric Data: Estaciones y propiedades importadas.

Una vez que se realizó la importación de la geometría, se puede observar en la ventana de Geometric Data el río con la dirección de aguas arriba hacia aguas abajo (flecha en color azul). Asimismo, se puede observar el eje del río (color azul), los Banks como puntos (color rojo), las secciones (color verde) y el número que le representa a cada sección (estación). (Figura 30)

Figura 30. Figura de Geometric Data: Geometría unidimensional del río Piura.

Fuente: Propia

La Figura 30 muestra el tramo que se mencionó, desde la Represa Los Ejidos hasta el Puente Bolognesi. Utilizando la herramienta Cross Section se realizó la edición de los Banks con ayuda del Google Earth para tener puntos de los límites del ancho del río con una mejor precisión, esto debido a las limitaciones que posee el DEM que se utilizó del CONIDA. Luego de haber calibrado la geometría del río de acuerdo con las imágenes proporcionadas del Google Earth se muestra la geometría del río en distintos puntos de la ciudad, elegidos por inicio y fin del tramo y lugares (con la estación aproximada al lugar) con riesgos económicos y humanos: Represa Los Ejidos (Figura31), Open Plaza Piura (Figura 32), Plaza de Armas de Piura (Figura 33) y Puente Bolognesi (Figura 34); asimismo, se proporciona la geometría aproximada de la estación hidrométrica Puente Sánchez Cerro, estación que se recolectó la data hidrológica (Figura 35).

Se puede observar que el río Piura, a partir del input del DEM, posee irregularidades en su base debido a que se lee el terreno natural del propio río. Asimismo, los puntos de los Banks (izquierda y derecha) no se encuentran en la misma altura debido a la topografía del terreno.

Figura 31. Estación 4900: Estación en la Represa Los Ejidos.

Figura 32. Estación 2300: Estación en el Open Plaza de Piura.

Figura 33. Estación 500: Estación en la Plaza de Armas de Piura.

Figura 34. Estación 100: Estación en el Puente Bolognesi.

Figura 35. Estación 2100: Estación en el Puente Sánchez Cerro.

5.3.2 Geometría en dos dimensiones (2D)

La geometría del terreno se genera a partir del DEM que se ingresa en el software HEC-RAS 5.0.7, en la ventana de RAS Mapper (Figura 36), la cuál es una herramienta que sirve para la lectura de toda superficie que servirá de input de la geometría para el procesamiento de los modelos numéricos que se realizarán posteriormente.

Figura 36. Figura de RAS Mapper.

Utilizando la opción Terrain se procedió a la inserción del DEM que como se ve en la Figura 37, esto procesará el tamaño de la celda del DEM y el programa adoptará la ubicación geográfica del mismo que corresponde al Sistema Geodesico Mundial de 1984 en el sistema de coordenadas universal transversal de Mercator en la zona 17 sur (WGS84 UTM Zona 17S). Luego de procesarse la inserción del DEM, HEC-RAS realizará automáticamente la creación de la superficie del terreno a partir del Modelo de Elevación Digital donde se puede notar las elevaciones del terreno (Figura 38).

Figura 37. Figura de inserción del DEM en formato tiff.

Figura 38. Figura del DEM de la ciudad de Piura procesado e insertado en el software HEC-RAS.

Para finalizar la generación de la geometría en 2D, en la Figura 39 se puede observar que la superficie del terreno del DEM de Piura se realizó correctamente. En ella se puede identificar claramente el río Piura desde la Represa Los Ejidos hacia aguas abajo, así como las viviendas y otros objetos que se encuentran alrededor del río. Además, es importante recalcar, que los resultados con elevaciones superiores se pueden leer como obstrucciones. Por lo cual, se tuvo en cuenta esta limitación para el análisis de los resultados que se obtuvieron en este proyecto.

Figura 39. Figura de Geometric Data: Geometría de la ciudad de Piura.

5.4 Generación de la malla de cálculo

La malla de cálculo es el área donde se realizó la simulación hidrodinámica, es decir, el área de inundación ocasionada por el desborde del río que se analizó en la zona de estudio. Esta área de inundación de cálculo es definida en Geometric Data de la geometría en dos dimensiones con la herramienta 2D Flow Area (Figura 40).

Figura 40. Figura de Geometric Data: 2D Flow Area.

Para delimitar el área de inundación se identificaron los puntos antes descritos y los límites del río; asimismo, los lugares con mayor riesgo a sufrir pérdidas económicas y humanas

serán los puntos de análisis luego de la modelación, estos lugares son Plaza de Armas de Piura y el Open Plaza de Piura. El área de inundación que se realizó abarca parte de la ciudad de Piura y los alrededores del tramo de los 5 km del río Piura.

Luego de haber delimitado el área de inundación se generó la malla de cálculo dentro del área de inundación. La malla se calcula en Edit 2D Flow Area, en la opción de Generate Computation Point on Regular Interval with All Breaklines donde se coloca el tamaño de la celda en dirección x y y . El tamaño en ambas direcciones es de 10 metros, por lo que se obtuvo un tamaño de celda de 10x10 metros en la malla (Figura 41). Estas celdas son homogéneas, excepto en los bordes por su irregularidad. Al procesar el tamaño de celda dentro del área delimitada se obtuvo un total de 166344 celdas entre otros resultados (Figura 42). Asimismo, en la Figura 42 se observa que se colocó el coeficiente de rugosidad de Manning perteneciente a un canal natural de corriente mayor, con sección irregular y rugosa, igual a 0.035, ya que es importante definir en este paso la rugosidad para poder realizar la malla de cálculo para el modelamiento.

Luego de haber colocado todos los parámetros necesarios para la creación de la malla de cálculo se procede forzar el cálculo de la malla (Force Mesh Computation). Finalmente, se obtiene la malla dentro del área de estudio donde se realizaron los modelos hidrodinámicos (Figura 43).

Figura 41. Figura de 2D Flow Area Generate Points. Espaciamiento en las direcciones X y Y para generar las celdas.

Figura 42. Figura de 2D Flow Areas. Contenido de los resultados de la generación del tamaño celda y la colocación del valor n de Manning.

Figura 43. Resultado de la generación de la malla de cálculo en la geometría de la ciudad de Piura.

5.5 Interpolación de los datos de batimetría a la malla de cálculo.

Para la interpolación de los datos de batimetría en la malla del modelo hidrodinámico de la geometría es necesario especificar las condiciones de borde de la malla para luego colocar el hidrograma que se tenga que colocar para la simulación.

5.5.1 Trazo de los bordes de la malla de inundación

Para generar las condiciones bordes primero hay que trazar los bordes de la malla de la geometría. Ello se genera en la ventana Geometric Data de la geometría en 2D con la herramienta SA/2D Area BC Lines (Figura 44). Con ella se trazaron líneas alrededor del perímetro de la malla y se definen distintos bordes separados de acuerdo con las siguientes cuatro características: río aguas arriba (arr), lado derecho de la malla (der), lado izquierdo de la malla (izq) y el río aguas abajo (aba) (Figura 45).

Figura 44. Figura de Geometric Data: SA/2D Area BC Lines.

Figura 45. Figura de trazado de los bordes arriba (arr), abajo (aba), (izquierda (izq) y derecha (der).

Los bordes de arriba y abajo tienen el ancho del río, ya que en ellas se realiza el ingreso del hidrograma de entrada y la salida de los caudales luego de la simulación. Asimismo, los

bordes de la izquierda y derecha se han trazado con el propósito de que no exista una acumulación de agua y se generen falsas acumulaciones de agua. En la Tabla N°7 se pueden observar las longitudes de los bordes que se han trazado.

Tabla 7. Longitudes de los bordes de la malla del área de inundación.

Bordes	Abreviatura	Longitud (m)
Arriba	Arr	133.21
Abajo	Aba	175.16
Izquierda	Izq	8296.47
Derecha	Der	7769.93

5.5.2 Condiciones de borde para flujo inestable (Unsteady Flow Data)

Las condiciones de borde para un flujo inestable son especificadas por cada borde trazado en la geometría del modelo a realizar. En cada borde se puede ingresar distintas condiciones como el hidrograma de etapa (Stage Hydrograph), el hidrograma de flujo (Flow Hydrograph), curva de calificación (Rating Curve) y pendiente normal (Normal Depth) (Figura 46).

Figura 46. Figura de Unsteady Flow Data. Se encuentran las distintas condiciones de borde.

A continuación, se mostrará las condiciones de borde que se especificaron para realizar la modelación para los diversos caudales.

5.5.2.1 Condición de borde arriba

El bode de arriba de la malla de inundación representa al ingreso del hidrograma de entrada, es decir, es el borde por el cual se ingresarán los caudales del río. Estos caudales se encuentran en una condición de flujo inestable, es decir, que el flujo varía o no durante un cambio de tiempo.

Con la opción del hidrograma de flujo (Flow Hydrograph) se ingresaron los hidrogramas que se simularon. Estos hidrogramas son las del 27 de marzo del 2017 y los caudales para los distintos periodos de retorno. En la Figura 47 se puede ver que para realizar el hidrograma de flujo o hidrograma de entrada se definen de acuerdo con el intervalo de tiempo (a), la fecha que ocurrió el evento (b) y la pendiente de energía (c).

Flow Hydrograph

SA: area BCLine: arr

☐ Read from DSS before simulation Select DSS file and Path

File:

Path:

☒ Enter Table Data time interval: 1 Hour

☒ Use Simulation Time: Date: 22SEP2008 Time: 00:00 b)

☐ Fixed Start Time: Date: Time:

No. Ordinates Interpolate Missing Values Del Row Ins Row

	Date	Simulation Time (hours)	Flow (m3/s)
1	21Sep2008 2400	00:00	
2	22Sep2008 0100	01:00	
3	22Sep2008 0200	02:00	
4	22Sep2008 0300	03:00	
5	22Sep2008 0400	04:00	
6	22Sep2008 0500	05:00	
7	22Sep2008 0600	06:00	
8	22Sep2008 0700	07:00	
9	22Sep2008 0800	08:00	
10	22Sep2008 0900	09:00	
11	22Sep2008 1000	10:00	
12	22Sep2008 1100	11:00	
13	22Sep2008 1200	12:00	
14	22Sep2008 1300	13:00	
15	22Sep2008 1400	14:00	
16	22Sep2008 1500	15:00	
17	22Sep2008 1600	16:00	
18	22Sep2008 1700	17:00	
19	22Sep2008 1800	18:00	

Time Step Adjustment Options ("Critical" boundary conditions)

☐ Monitor this hydrograph for adjustments to computational time step

Max Change in Flow (without changing time step):

Min Flow: Multiplier: EG Slope for distributing flow along BC Line: TW

Plot Data OK Cancel

Figura 47. Figura de Flow Hydrograph Se coloca el hidrograma de entrada que pasará por la simulación.

5.5.2.2 Condición de borde abajo

La condición de borde de abajo corresponde al borde de abajo que se ha trazado. Esta condición pertenece a la pendiente del cauce principal debido a que es la salida del flujo de agua (Figura 48).

Figura 48. Figura de Normal Depht Downstream Boundary. Especifica la pendiente como condición aguas abajo.

Debido a que el río Piura tiene una gran cantidad de irregularidades en su base a lo largo del tramo de estudio se tomó como pendiente el promedio de pendientes a lo largo del río. En la Figura 49 se puede observar el perfil longitudinal del cauce del río Piura obtenida del satélite de Google Earth. A partir del perfil longitudinal a lo largo de su tramo se obtuvo una pendiente promedio de 1.2%, está pendiente será la condición de borde aguas abajo.

Figura 49. Perfil Longitudinal del tramo de río Piura a partir de la Represa Los Ejidos hasta el Puente Bolognesi.

Fuente: Google Earth

5.5.2.3 Condición de borde izquierda y derecho

La condición de borde del lado izquierdo y derecho se realizaron con el propósito de que el caudal siga su curso sin que se acumule el agua por el borde. Por ello, se propuso una condición mínima de 0.2% con el fin de que al llegar a los bordes laterales el caudal siga su curso de acuerdo con lo simulado.

5.6 Validación del modelo con datos históricos.

Para validar el Modelo de Elevación Digital conseguido del CONIDA se simuló la inundación del 27 de marzo del 2017 debido al FEN 2017 que inundó la ciudad de Piura. Esta simulación se realizará en 2D, leerá la geometría en 2D, las condiciones de borde especificadas y se utilizará el hidrograma de entrada del día de la inundación desde las 00:00 hrs hasta las 23:00hrs conseguido del Proyecto Especial Chira-Piura (PECHP) de la estación Puente Sánchez Cerro (Anexo 8).

Para ingresar el hidrograma de entrada se colocará en la condición de borde arriba con un intervalo de tiempo horario empezando en el cambio del día del 26/03/2017 al 27/03/2017 y una pendiente de energía igual al del terreno de 1.2% (Figura 50).

Flow Hydrograph

SA: area BCLine: arr

☐ Read from DSS before simulation Select DSS file and Path

File:

Path:

☒ Enter Table Data time interval: 1 Hour

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

☒ Use Simulation Time: Date: 27SEP2017 Time: 00:00

☐ Fixed Start Time: Date: Time:

No. Ordinates Interpolate Missing Values Del Row Ins Row

Hydrograph Data			
	Date	Simulation Time	Flow
		(hours)	(m3/s)
1	26Sep2017 2400	00:00	2270
2	27Sep2017 0100	01:00	2325
3	27Sep2017 0200	02:00	2396
4	27Sep2017 0300	03:00	2501
5	27Sep2017 0400	04:00	2574
6	27Sep2017 0500	05:00	2864
7	27Sep2017 0600	06:00	2895
8	27Sep2017 0700	07:00	3016
9	27Sep2017 0800	08:00	3095
10	27Sep2017 0900	09:00	3095
11	27Sep2017 1000	10:00	3264
12	27Sep2017 1100	11:00	3378
13	27Sep2017 1200	12:00	3468
14	27Sep2017 1300	13:00	3264
15	27Sep2017 1400	14:00	3216
16	27Sep2017 1500	15:00	3174
17	27Sep2017 1600	16:00	3133
18	27Sep2017 1700	17:00	3076
19	27Sep2017 1800	18:00	3035

Time Step Adjustment Options ("Critical" boundary conditions)

☐ Monitor this hydrograph for adjustments to computational time step

Max Change in Flow (without changing time step):

Min Flow: Multiplier: EG Slope for distributing flow along BC Line: 0.012 ☐ TW c

Plot Data OK Cancel

Figura 50. Figura de Flow Hydrograph: Hidrograma de entrada del 27/03/2017 de la estación Puente Sánchez Cerro.

Para realizar la simulación del análisis de flujo inestable (Unsteady Flow Analysis) se realiza el plan de análisis para que el programa corra la geometría (Geometry Preprocessor), la simulación del flujo inestable (Unsteady Flow Simulation) sin considerar el flujo de sedimentos (Sediment), el post procesador (Post Processor) y el mapeo de llanura de inundación (Floodplain Mapping) (Figura 49). Además, para realizar la modelación hay que establecer el paso del tiempo de la simulación. Este paso de tiempo se calcula con las ecuaciones del Coeficiente de Courant obtenido del manual para usuario para modelos en 2D de HEC-RAS (Brunner, 2016b).

Para realizar los cálculos del paso de tiempo se tuvo que considerar los parámetros de tamaño de celda y velocidad del flujo en movimiento. Esta ecuación está definida como ΔT y define al coeficiente de Courant igual a 1.

$$\Delta T = \frac{\Delta X}{V} \leq 1.0 \quad (\text{para } C = 1.0)$$

Donde:

ΔT = Etapa de tiempo computacional

ΔX = Tamaño medio de la celda

V = Velocidad del flujo

C = Número de Courant

De la formula anterior, se obtuvo la siguiente tabla para diferentes tamaños de celda para la generación de la malla y diferentes niveles de agua del río (H).

Tabla 8. *Tiempo de simulación de modelo según espaciamiento de celda*

ΔX (m)	NP	H = 1	H = 2
		ΔT (s)	ΔT (s)
6	20	1.92	1.35
10	13	3.19	2.26
15	8	4.79	3.39

De la Tabla 8, que considera un nivel de agua del río de 2m, se utilizó un tiempo menor o igual a 2.26 segundos para la simulación con un tamaño de celda de 10x10m. Por ello, el paso de tiempo que utilizó para la simulación hidrodinámica será de 2 segundos (Figura 51).

Figura 51. Figura de Unsteady Flow Data. Plan para la simulación de la inundación del 27 de marzo del 2017.

Una vez definido los parámetros para la simulación en 2D, se procedió a computar los resultados de inundación para el modelo obtenido del CONIDA para la fecha del 27 de marzo del 2017 desde las 00:00hrs hasta las 23:00hrs con un paso de tiempo de 2 segundos con resultado cada hora.

En la Figura 52 se observa el resultado de la simulación para la fecha establecida. Como se puede observar, lugares como el Open Plaza de Piura y la Plaza de Armas de Piura se inundaron y se consideran lugares vulnerables por su riesgo económico y humano. Sin embargo, para validar el modelo es necesario comparar los resultados de la simulación con lo que sucedió en la realidad. Por ello, el resultado obtenido se comparó con la imagen del satélite Sentinel-2 del 4 de abril del 2017(COPERNICUS, s.f). La imagen satelital del Sentinel-2 se procesó, ya que no muestra la inundación como área de inundación sino el

índice diferencial de agua normalizado o NWDI (Normalized Difference Water Index), es decir, que muestra el contenido de humedad en las plantas y suelos (EOS, 2019). Por lo tanto, se comparó el área del índice de agua con las áreas inundadas obtenidas del modelo del 27 de marzo del 2017 en los lugares del Open Plaza de Piura y la Plaza de Armas de Piura (Figura 53).

Figura 52. Mapa de la inundación del 27/03/2017 en la Ciudad de Piura.

Fuente: Propia

La Figura 52 muestra los resultados de la modelación para el 27 de marzo del 2017 que contiene un área inundada de 3.18 km², donde se observan las zonas afectadas de la Plaza de Armas y el Open Plaza.

En la Figura 53 se muestra la diferencia entre (a) el NDWI, conseguido del satélite Sentinel-2, imagen del 4 de abril 2017, fecha posterior al 27 de marzo 2017, y (b) la inundación modelada del DEM conseguido del CONIDA. Para la Plaza de Armas, el evento observado y el modelado poseen un área de 0.98 km² y 0.74 km², respectivamente, ello representa una

aproximación del 75.51%. Asimismo, para el Open Plaza, el evento observado y el modelado poseen un área de 0.3 km² y 0.23 km², respectivamente, ello representa una aproximación del 76.67%.

Figura 53. a) Inundación obtenida de la simulación del 27 de marzo del 2017. Fuente Propia. b) NDWI del 4 de abril del 2017. Fuente: COPENICUS (s.f)

Después de haber validado el modelo del CONIDA se obtuvieron resultados de las profundidades (Water Surface Elevation) y velocidades promedio en zonas como el Open Plaza Piura (Figura 54 y Figura 55), Puente Sánchez Cerro (Figura 56 y Figura 57), Plaza de Armas (Figura 58 y Figura 59) y Puente Bolognesi (Figura 60 y Figura 61), los cuales son acorde con la información histórica del Fenómeno del Niño Costero del año 2017 (FEN Costero 2017). En la Tabla 13 muestra el resumen de profundidades y velocidades, siendo la ultima el percentil 95 para una mayor precisión de velocidades por cada lugar de interés.

Figura 54. Elevación de la superficie del agua en Open Plaza Piura.

Figura 55. Velocidad en la sección en Open Plaza Piura.

Tabla 9. *Velocidad por estación en la sección del Open Plaza de Piura.*

STATION (m)	Velocidad (m/s)	STATION (m)	Velocidad (m/s)	STATION (m)	Velocidad (m/s)
0	1.476	16.942	0	31.995	0.001
1.725	1.347	18.232	0	32.188	0.001
3.449	1.209	18.525	0	33.822	0.001
4.862	1.089	19.617	0	35.326	0.001
6.171	0.965	20.886	0	36.83	0.001
7.48	0.837	22.155	0	37.719	0
9.416	0.672	23.312	0	39.521	0
10.437	0	24.468	0	40.953	0
11.533	0	26.027	0	42.384	0
12.934	0	27.701	0	43.816	0
14.334	0	29.132	0		
15.638	0	30.563	0

Figura 56. Elevación de la superficie del agua a la altura del Puente Sánchez Cerro.

Figura 57. Velocidad en la sección cercana al Puente Sánchez Cerro.

Tabla 10. *Velocidad por estación en la sección del Puente Sánchez Cerro.*

STATION (m)	Velocidad (m/s)	STATION (m)	Velocidad (m/s)	STATION (m)	Velocidad (m/s)
0	0	45.913	4.011	107.466	4.067
1.919	0	46.063	4.01	109.466	3.952
3.755	1.115	47.462	3.996	111.466	3.884
5.592	1.384	48.807	3.95	113.466	3.869
7.428	1.684	50.153	3.911	115.466	3.883
7.459	1.689	51.498	3.878	117.466	3.923
7.953	1.75	52.327	3.862	117.603	3.906
9.457	1.948	54.039	3.837	118.385	3.803
10.961	2.153	55.751	3.825	120.334	3.553
12.465	2.359	57.462	3.822	122.284	3.309
12.937	2.419	59.462	3.816	123.112	3.173
14.444	2.608	61.463	3.824	123.959	3.029
15.952	2.789	63.463	3.856	125.713	2.745
17.46	2.961	65.463	3.911	127.467	2.483
18.445	3.069	67.463	3.98	127.728	2.435
20.282	3.255	69.463	4.022	128.621	2.271
22.118	3.421	71.463	4.063	130.457	1.95
23.954	3.548	73.463	4.105	132.293	1.657
24.286	3.568	75.464	4.148	134.129	1.497
25.873	3.653	77.464	4.192	135.109	1.457
27.46	3.725	79.464	4.199	136.288	1.445
29.189	3.789	81.464	4.207	137.468	1.467
29.463	3.8	83.464	4.218	138.617	1.581
29.73	3.809	85.464	4.231	139.638	1.677
31.408	3.87	87.464	4.246	141.596	1.838
33.086	3.927	89.465	4.239	143.553	1.916
34.764	3.977	91.465	4.239	145.511	1.918
34.972	3.983	93.465	4.249	147.469	1.903
36.216	4.021	95.465	4.266	149.469	1.95
37.461	4.06	97.465	4.289	151.469	2.001
38.971	4.056	99.271	4.288	153.469	2.031
40.48	4.052	101.077	4.279	155.469	2.036
40.619	4.052	102.913	4.251	157.469	2.059
42.384	4.048	104.749	4.186	159.187	1.979
44.149	4.03	106.586	4.108	160.906	1.91

Figura 58. Elevación de la superficie del agua a la altura de la Plaza de Armas de Piura.

Figura 59. Velocidad en la sección a la altura de la Plaza de Armas de Piura.

Tabla 11. *Velocidad por estación en la sección de la Plaza de Armas de Piura.*

STATION (m)	Velocidad (m/s)	STATION (m)	Velocidad (m/s)	STATION (m)	Velocidad (m/s)
0	0	38.522	0.091	84.144	0.077
1.991	0	40.217	0.09	85.805	0.073
2.818	0	41.912	0.089	86.84	0.071
4.569	0	43.607	0.088	87.672	0.069
6.321	0	45.302	0.087	88.501	0.067
8.116	0	46.997	0.086	89.899	0.063
8.42	0	48.691	0.085	91.297	0.059
8.861	0	50.386	0.085	92.442	0.055
10.853	0.071	52.081	0.084	93.229	0.052
12.845	0.076	53.776	0.084	94.651	0.046
14.021	0.079	55.471	0.083	96.073	0.039
15.731	0.084	57.166	0.083	97.495	0.033
16.49	0.086	58.86	0.082	97.841	0.031
17.573	0.09	60.555	0.082	98.043	0.03
18.598	0.093	62.25	0.082	98.167	0.03
19.623	0.096	63.945	0.082	99.674	0
21.382	0.101	65.64	0.081	101.18	0
23.141	0.101	67.334	0.081	102.686	0
24.9	0.101	69.029	0.081	103.645	0
26.659	0.1	70.724	0.081	105.037	0
28.013	0.099	72.419	0.081	106.226	0
29.368	0.098	74.114	0.081	107.415	0
30.722	0.097	75.809	0.081	108.01	0
32.249	0.095	77.503	0.081	109.246	0
33.775	0.094	79.164	0.081	110.326	0
35.301	0.093	80.824	0.081	111.405	0
36.828	0.092	82.484	0.08

Figura 60. Elevación de la superficie del agua cercana al Puente Bolognesi.

Figura 61. Velocidad en la sección cercana al Puente Bolognesi.

Tabla 12. *Velocidad por estación en la sección del Puente Sánchez Cerro.*

STATION (m)	Velocidad (m/s)	STATION (m)	Velocidad (m/s)	STATION (m)	Velocidad (m/s)
0	4.987	42.803	7.307	90.139	9.506
0.725	5.417	44.553	7.324	91.893	9.516
1.154	5.653	46.303	7.366	93.646	9.476
2.802	6.581	48.053	7.449	95.399	9.408
4.45	7.563	49.803	7.577	96.819	9.08
6.149	8.434	51.554	7.739	98.239	8.754
7.847	8.808	53.304	7.933	99.659	8.427
9.546	9.206	53.322	7.934	100.083	8.328
11.245	9.602	54.567	7.93	101.127	8.027
12.743	9.822	55.812	7.927	101.382	7.934
14.675	10.033	56.399	7.927	102.917	7.34
16.606	10.134	57.749	7.929	104.452	6.726
18.537	10.095	59.098	7.923	105.454	6.329
19.97	10.025	60.767	7.901	105.918	6.148
21.402	9.905	62.304	7.889	107.695	5.487
21.451	9.9	63.841	7.884	109.471	4.85
21.764	9.869	64.415	7.901	111.248	4.236
23.048	9.749	64.893	7.915	112.978	3.714
24.332	9.605	66.229	7.956	114.708	3.175
25.82	9.418	67.565	7.999	116.438	0
27.215	9.22	68.901	8.044	118.037	0
28.61	8.968	70.721	8.128	119.637	0
30.005	8.695	72.541	8.227	121.237	0
30.126	8.67	74.36	8.34	122.837	0
31.205	8.448	76.114	8.453	124.632	0
32.283	8.22	77.867	8.573	126.294	0
34.102	7.943	79.62	8.697	126.957	0
35.921	7.662	81.373	8.826	128.631	0
36.676	7.54	83.126	8.975	130.6	0
38.207	7.405	84.88	9.148	132.568	0
39.739	7.371	86.633	9.276		
41.271	7.335	88.386	9.388		

Tabla 13. Resultados de profundidad y velocidad del modelamiento en HEC-RAS para el 27 de marzo del 2017.

Lugar	Profundidad (m)	Velocidad (m/s)
Open Plaza Piura	2.57	1.26
Plaza de Armas	1.80	0.099
Puente Sánchez Cerro	3.10	4.25
Puente Bolognesi	2.18	9.90

Asimismo, se corroboró los resultados de la Tabla 13 con lo observado el día de la inundación del 27 de marzo del 2017 en las Figuras 62 y 63 que pertenecen al interior del Open Plaza de Piura y la Plaza de Armas de Piura, respectivamente. Se pudo notar visualmente la similitud de los resultados del modelo con lo sucedido en dicha fecha. Además, en la Figura 64 se observó la inundación con una fotografía aérea del desborde del río Piura, la cual tiene una forma similar al resultado del modelo que se obtuvo.

Figura 62. Centro Comercial Open Plaza inundado.

Fuente: López, 2017.

Figura 63. Plaza de Armas de Piura inundada.

Fuente: López, 2017.

Figura 64. Vista panorámica de la inundación del 2017 de la ciudad de Piura de Piura

Fuente: López, 2017.

5.7 Calibración

Para la calibración de nuestro modelo se realizó ajustes tanto al modelo de elevación digital como en los coeficientes de rugosidad, para que los resultados de la inundación sean más acordes a la realidad. Para ello, se realiza varias simulaciones del escenario del 27 de marzo de 2017 (FEN Costero 2017), verificando que la información de niveles de agua tenga coherencia con lo sucedido históricamente.

5.8 Mapas de inundación para distintos periodos de retorno sin obras de protección

Para tener un claro entendimiento de los caudales que sucederán para distintos periodos de retorno se simuló dichos eventos en el modelo ya válido y calibrado. Los caudales que se simularon son aquellos que son propensas a generar un desborde en el río Piura. El tiempo que se modeló cada caudal fue de 1 hora para tener una representación significativa de la inundación. A continuación, se presentarán los caudales simulados.

Mapa para T = 10 años ($Q = 2335.25 \text{ m}^3/\text{s}$)

Figura 65. Inundación por el caudal para T = 10 años.

Mapa para T = 20 años ($Q = 2950.08 \text{ m}^3/\text{s}$)

Figura 66. Inundación por el caudal para T = 20 años.

Mapa para T = 50 años ($Q = 3745.92 \text{ m}^3/\text{s}$)

Figura 67. Inundación por el caudal para T = 50 años.

Mapa para $T = 100$ años ($Q = 4342.29 \text{ m}^3/\text{s}$)

Figura 68. Inundación por el caudal para $T = 100$ años.

Mapa para $T = 500$ años ($Q = 5720.41 \text{ m}^3/\text{s}$)

Figura 69. Inundación por el caudal para $T = 500$ años.

6 CAPITULO V: APLICAR EL MODELO A EVENTOS DE MÁXIMOS CAUDALES INCLUYENDO LAS OBRAS HIDRÁULICAS DE MITIGACIÓN

Para realizar las propuestas de mitigación a las inundaciones para distintos periodos de retorno se identificaron las obras de protección ribereñas hidráulicas con la altura suficiente en puntos claves donde ocurrió el desborde para que los caudales no se desborden y, así, reducir el área de inundación o el tiempo en que suceda la inundación.

6.1 Identificar obras de protección ribereñas.

Para mitigar el área de inundación o reducir el tiempo de ocurrencia de la inundación se pensó en distintas estructuras como muros de contención, en los límites laterales del cauce del río, como protección hacia zonas más vulnerables; muros de contención de concreto con un empotramiento en el terreno y un canal de derivación que conduzca un porcentaje del caudal.

Además, para realizar las obras de contención que estén ligadas a la geotecnia y estudio de suelos se tiene que considerar las características del suelo como su peso específico, porcentaje de humedad, asentamiento, entre otras, por ello, es necesario realizar un estudio geotécnico y de suelos.

El alcance de esta investigación abarca únicamente el dimensionamiento de las obras de protección ribereñas en las zonas iniciales a la inundación, mas no se contempló el análisis geotécnico que garantiza la estabilidad de las estructuras. Por lo que solo se propuso la altura necesaria respecto al terreno que se necesitó para la obra para evitar el ingreso del caudal o caudales del hidrograma de entrada.

El objetivo de proponer una canal de derivación, es que logre disminuir el volumen de agua que pasa por el río, disminuyendo la altura de su tirante; sin embargo, debido a que el evento de periodo de retorno de 500 años nos da un caudal de 5720 m³/s, podríamos considerar derivar al canal un aproximado del 20% del mismo, el cual sería de 1150 m³/s y su dimensionamiento tendría medidas de gran magnitud, que no son aplicables al área de estudio.

Por ello, al evaluar las 2 alternativas de obras para la mitigación del área de inundación, se halló la más factible el uso de muros de contención, dado a que brindará los mejores resultados en comparación con las demás

6.2 Dimensionamiento de obras de defensa ribereñas.

Para la dimensión de obras de defensas ribereñas se consideraron los elementos de defensas ribereñas como lineales entre los puntos de los Banks del río. Para ello se combinaron las geometrías unidimensionales y bidimensionales para la simulación de los eventos de inundación más los elementos laterales.

Se propone los tipos de muros de contención: los muros de contención por gravedad (Figura 70a) y los muros de contención en voladizo (Figura 70b). La diferencia entre ambos muros de contención se debe a su forma y cómo soportan las cargas laterales, es decir, para los muros de contención por gravedad soporta las cargas por el gran peso que posee debido a su forma y los muros de contención voladizos, a su longitud de la losa que se empotra en el suelo para evitar el volteo, deslizamiento y falla por carga.

Figura 700. Dimensiones aproximadas de los componentes de los muros de contención: a) muro de contención por gravedad y b) muro de contención en voladizo.

Fuente: Das, 2015.

Según Das (2015) la parte superior del espalón de cualquier muro de contención no debe ser menor a 0.3 metros de ancho por el vaciado de concreto. La profundidad de cimentación, D , debe ser un mínimo de 0.6 metros. Además, para los muros de contención por gravedad la proporción general del espalón y la losa de la base es el mismo para que los muros en voladizo.

Para conocer la altura del muro de contención se realizaron cortes de los eventos simulados donde el caudal desbordó el río e ingresó por los accesos en la zona urbana de la ciudad de Piura. Los lugares donde se realizaron los cortes fueron a la altura del Open Plaza y la Plaza de Armas de Piura, y se utilizó los resultados de estos cortes a lo largo de todo el tramo de estudio desde la presa Los Ejidos hasta el Puente Bolognesi. Asimismo, el muro que se observa en el modelo es de la altura de pantalla del muro de contención, ya que no se contempla la cimentación de los muros en este proyecto. Además, para determinar la altura del muro se consideró la elevación del agua de la simulación para un caudal de periodo de retorno de 500 años ($Q = 5720.41 \text{ m}^3/\text{s}$), ya que es el caudal mayor a lo ocurrido en la inundación del año de 1998 donde se detectó el caudal máximo de $4424 \text{ m}^3/\text{s}$ que pertenece a un periodo de retorno de 110 años y los caudales que se han presentado desde esa fecha hasta la actualidad son menores al del año de 1998.

A continuación, se mostrará las dimensiones de los muros de contención para el Open Plaza y la Plaza de Armas de Piura. Además, dichas alturas para cada lugar serán obtenidos de cortes realizados en el río para mostrar la profundidad que sirvió para realizar la dimensión de los muros. Dicha altura fue la mayor profundidad del agua que se calculó, ya que pertenece al peor de los casos.

6.2.1 Dimensionamiento de muros de contención para Open Plaza Piura.

Para dimensionar los muros de contención para que soporte la inundación y proteja el Open Plaza, tanto el margen izquierdo como el derecho, se simuló los primeros 15 minutos de la inundación donde se obtuvo el resultado de la Figura 71. Como se observa, la inundación comenzó desde aguas arriba del río desde la Represa Los Ejidos hasta el Puente Andrés Avelino Cáceres. Posteriormente, a los 30 minutos, se observa en la Figura 72 que el área de inundación se acopla entre los distintos accesos que ingresaron los caudales y se contempló un incremento del área inundada.

Figura 71. Inundación desde la Represa Los Ejidos hasta Puente Andrés Avelino Cáceres 15 minutos simulados.

Figura 72. Inundación desde la Represa Los Ejidos hasta Puente Andrés Avelino Cáceres 30 minutos simulados.

Estos resultados indican que es necesario la construcción muro de contención de una longitud aproximada de 3 kilómetros a lo largo de los puntos de los Banks del río. Además, para determinar la altura del muro se realizaron diversos cortes a lo largo del tramo para conocer la profundidad del agua para un tiempo de 3 horas de inundación, ya que así se consiguieron datos más significativos (Figura 73).

A partir de los cortes realizados, se seleccionaron los más representativos para calcular la altura de la profundidad del agua. Estos cortes se muestran en las Figuras 74, 75, 76, 77 y 78. Las profundidades de cada corte se contemplan en la Tabla 14. Luego de haber seleccionado la profundidad que representó la altura de la obra, se le añadió un 15% adicional debido al borde libre que debe presentar.

Figura 73. Cortes a lo largo del tramo desde la Represa Los Ejidos hasta el Puente San Andrés Avelino Cáceres.

Figura 74. Cortes de Open Plaza 1.

Figura 75. Cortes de Open Plaza 2.

Figura 76. Cortes de Open Plaza 3.

Figura 77. Cortes de Open Plaza 4.

Figura 78. Cortes de Open Plaza 5.

En la Tabla 14, las profundidades del río se toman a partir de los puntos Bank del río que muestra el DEM, ya que es el archivo input que se ha implementado del terreno del área de estudio. La ubicación de los Banks en para determinar la profundidad de inundación se encuentran en recuadros celestes de cada corte.

Tabla 14. Profundidades a lo largo del tramo del río Piura en el margen derecho desde la Represa Los Ejidos hasta el Puente Andrés Avelino Cáceres.

Lugar	Profundidad (m)
Open Plaza Piura 1	2.86
Open Plaza Piura 2	4.92
Open Plaza Piura 3	5.25
Open Plaza Piura 4	2.63
Open Plaza Piura 5	3.98

Como se puede observar, las profundidades no son las mismas debido al terreno del DEM. Por ello, se propuso un muro de contención desde el punto de vista ingenieril de altura constante, altura que se consiguió del promedio de las profundidades del río en los límites de los mismos siendo de 3.93 metros más un 30% de borde libre de la estructura siendo de 1.20. metros, lo que determinó una altura de 5.10 metros.

En la Figura 79, se puede observar el dimensionamiento de los muros de contención de acuerdo con lo que propone el autor Das en la Figura 70b con la altura de la pantalla de muro de 5.10 metros. Asimismo, el D equivaldrá el mínimo propuesto de 0.6 metros, así como el mínimo para el espaciamiento en el ancho de arriba del muro de 0.3 metros, el espesor de la cimentación, el ancho del muro y la distancia del talón hacia la base del muro en la cimentación son del 10 % de la altura del muro lo que equivaldría a un 0.50 m y el largo de la cimentación se considera la más extensa, es decir, el 70% de la altura del muro lo que equivale a 3.25 metros. Estas distancias fueron dimensionadas para su facilidad en la construcción.

Figura 79. Muro de contención en voladizo para mitigar inundación en Open Plaza.

6.2.2 Dimensionamiento de muros de contención para la Plaza de Armas de Piura.

Para dimensionar los muros de contención que soporten la inundación para un periodo de retorno de 500 años, se realizó la simulación de los primeros 30 minutos de la inundación (Figura 80), donde se observa como el agua llega desde aguas arriba e ingresa a la plaza de armas parcialmente. Luego, se observa que para el minuto 45, el agua ha invadido la plaza de armas en su totalidad, llegando a una altura de 1.80 m aproximadamente, y continúa su recorrido aguas abajo, aumentando el área total inundada (Figura 81).

Figura 80. Inundación desde el Puente Sánchez Cerro hasta el Puente Bolognesi 30 minutos simulados.

Figura 81. Inundación desde el Puente Sánchez Cerro hasta el Puente Bolognesi 45 minutos simulados.

En base a los resultados, y a la distribución de los cortes en la zona, es necesario la construcción de un muro de contención de una longitud aproximada de 0.86 km a lo largo de los puntos de los Banks del río. Para determinar la altura del muro, se utilizarán los cortes de la zona más significativos, donde se evidencia la profundidad del agua para un tiempo de 3 horas de inundación (Figura 82).

Figura 82. Cortes en el tramo desde el Puente Sánchez Cerro hasta el Puente Bolognesi del río Piura.

Los cortes nos muestran la sección transversal del río, y en los mismos se presentan recuadros con la ubicación tanto del Bank a lo largo del río y su altura, así como también el nivel de agua alcanzado por la inundación (Figura 83, Figura 84, Figura 85, Figura 86 y Figura 87). La diferencia de ambos niveles equivaldrá a la altura de la obra a considerar, añadiéndole un 15% adicional debido al borde libre que debe presentar. El resumen de las profundidades se muestra en la Tabla 15.

Figura 83. Cortes de la Plaza de Armas 1.

Figura 84. Cortes de la Plaza de Armas 2.

Figura 85. Cortes de la Plaza de Armas 3.

Figura 86. Cortes de la Plaza de Armas 4.

Figura 87. Cortes de la Plaza de Armas 5.

Tabla 15. Profundidades a lo largo del tramo del río Piura en el margen izquierdo desde el Puente Sánchez Cerro hasta el Puente Bolognesi.

Lugar	Profundidad (m)
Plaza de Armas 1	4.37
Plaza de Armas 2	2.07
Plaza de Armas 3	1.57
Plaza de Armas 4	3.53
Plaza de Armas 5	3.15

Las profundidades no son las mismas debido a que son cortes a lo largo del río en diferentes posiciones, y el DEM genera diferentes secciones transversales para cada una de ellas independientemente. Sin embargo, para la propuesta de la altura del muro de contención, se optó por conseguir el promedio de las profundidades del río en los límites de estos, de donde se obtiene una altura de 3.70 m más un 20% de borde libre de la estructura equivalente a 0.8 m, lo que determinó una altura final del muro de 4.5 m.

[illegible]

108

6.3 Ejecución de los escenarios definidos con las obras propuestas.

Para la ejecución de las obras de protección en el modelo se precedió a generar la geometría de los dos muros a lo largo del río entre la Presa Los Ejidos y el Puente Bolognesi, donde se utilizará los cortes del Open Plaza para el dimensionamiento del muro de contención del margen derecho, y los cortes de la Plaza de Armas para el dimensionamiento del muro del margen izquierdo del río.

Para poder generar los muros hay que crear líneas de corte (2D Areas BreakLines) (Figura 89) por donde haya ingresado el caudal. Estas líneas de corte permiten controlar el área de flujo del modelo, a partir de ellas se pueden crear distintas estructuras como puentes, muros, entre otras. El trazo de estas líneas de corte se realizó a los lados del cauce del río, lo serían los Banks, según el DEM, ya que el proyecto se trata en dos dimensiones, estos trazos fueron alineados al borde del río (Figura 90). Sin embargo, estos trazos no son continuos debido a la ubicación de los puentes a lo largo del trayecto del río hacia aguas abajo.

Figura 89. Geometric Data: 2D Area Break Lines.

Figura 90. Geometric Data: 2D Area BreakLines.

Luego, se tiene que forzar la línea de corte en el área de flujo (Enforce BreakLine in 2D Flow Area) (Figura 91) para que tenga la dirección del trazo que se ha realizado (Figura 92). Una vez forzado la línea de corte con el área de flujo se procedió a convertir la línea a una interna dentro del área trazada y conectarla con ella (Convert this Break Line into a new internal SA/2D Area Connection) (Figura 93), lo cual nos otorgó la estructura que se puede editar de acuerdo con lo requerido en la investigación para generar los muros de contención (Figura 94).

Figura 91. Break Line: Enforce Breakline in 2D Flow Area 'area'.

Figura 92. Break line en dirección de las celdas de la malla de cálculo.

Figura 93. Break Line: Convert this Break Line into a new internal SA/2D Area Connection.

Figura 94. Muro previo a la edición.

Posteriormente, se realizó la edición del muro de acuerdo con los resultados, para ello, la altura calculada debe representarse como cota del muro, esta se obtuvo del promedio de las cotas del terreno (dato observado en los cortes de la sección transversal), y se encontró un valor de 58.9 msnm para el terreno en el Open Plaza, a ello se le agrega el valor obtenido de la altura del muro ya calculado de 5.1 m, y se tuvo como valor final una cota de 64 msnm para el muro de contención (Figura 95). Esta cota servirá para la creación de muros a lo largo del margen derecho e izquierdo del río, desde la Presa Los Ejidos hasta el Puente Eguiguren.

Por otra parte, en la Plaza de armas se encontró un valor promedio de 57.5 msnm para el terreno, se le agregó la altura calculada de 4.5 m y se obtuvo un valor final de cota para el muro de contención de 62 msnm (Figura 96), que, del mismo modo, será la cota para la generación de muros del margen derecho e izquierdo del río, desde el Puente Eguiguren hasta el Puente Bolognesi. Es importante mencionar que la cota del muro siempre debe ser superior a la cota de la celda de la malla de inundación. Si la cota es mayor a la cota del muro, solo se procedió a redondear aquella cota con el propósito exclusivo de cerrar el muro.

Figura 95. Muro para el margen derecho de cota 64 msnm

Figura 96. Muro para el margen izquierdo de cota 62 msnm

Se simuló de nuevo el evento para los caudales para distintos periodos de retorno y se añadieron las obras dimensionadas. En la Figura 97, se puede observar cómo se terminó la geometría para la simulación con la inclusión de los muros de contención (color celeste) en los tramos que se desborda el río desde la Represa Los Ejidos hasta el Puente Bolognesi.

Figura 97. Muros de contención en el río Piura desde la Represa Los Ejidos hasta el Puente Bolognesi.

En el modelo se simuló 1 hora de flujo inestable para cada evento, ya que los mapas del objetivo 2 fueron simulados para 1 hora del caudal del evento y, así, se realizaron comparaciones para un mismo tiempo de duración. En las Figuras 98, 99, 100, 101 y 102 se muestran los resultados de la simulación para sus distintos hidrogramas de entrada.

Mapa para T = 10 años ($Q = 2335.25 \text{ m}^3/\text{s}$)

Figura 98. Simulación de inundación para un caudal de T = 10 años.

Mapa para T = 20 años ($Q = 2950.08 \text{ m}^3/\text{s}$)

Figura 99. Simulación de inundación para un caudal de T = 20 años.

Mapa para T = 50 años ($Q = 3745.92 \text{ m}^3/\text{s}$)

Figura 100. Simulación de inundación para un caudal de T = 50 años.

Mapa para T = 100 años ($Q = 4342.29 \text{ m}^3/\text{s}$)

Figura 101. Simulación de inundación para un caudal de T = 100 años.

Mapa para T = 500 años ($Q = 5720.41 \text{ m}^3/\text{s}$)

Figura 102. Simulación de inundación para un caudal de T = 500 años.

6.4 Análisis de resultados.

Finalmente, luego de simular los eventos para los periodos de retorno de 10, 20, 50, 100 y 500 años, se realizó el comparativo correspondiente para hallar el porcentaje de reducción del área de inundación para una condición del estado actual del río, como se observa en el acápite 5.2, y otra con la implementación de los muros de contención dimensionados en el acápite 6.2. Los resultados del área de inundación obtenida para cada uno de los eventos se muestran en la Tabla 16.

Tabla 16. Cuadro comparativo del área de inundación con y sin estructuras

Periodo de retorno (T)	Área sin estructuras (km ²)	Área con estructuras (km ²)	% Área de inundación reducida
10 años	2.071	0.452	78%
20 años	2.304	0.893	61%
50 años	3.120	1.404	55%
100 años	3.370	1.651	51%
500 años	3.718	2.898	22%

Para el control y prevención de inundaciones, en la Figura N°103, se hace referencia al mapa de peligro obtenido del Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres (SIGRID, s.f), el cual muestra las principales áreas vulnerables a la inundación, así como se vio reflejado en los modelos numéricos presentados para los distintos periodos de retorno. Con ello, se afirma que la zona urbana de Piura tiene un alto nivel de peligro de inundación; además, se observa que la zona no tiene una faja marginal que soporte las grandes inundaciones existentes, ya que la población habita incluso a lado del río mismo. Por lo que, ante esta situación, es necesario la implementación de defensas que puedan reducir las áreas de inundación, dado que los caudales que se han presentado históricamente en presencia del FEN, lograron duplicar el caudal que el río puede soportar. Por ello, se modeló un evento extremo de 500 años, evento que no ha ocurrido a la fecha, pero para el cual la ciudad debe estar preparada, a modo de evitar los grandes impactos socio-económicos que conlleva.

Como se puede observar en la tabla N° 16, existe una reducción del área de inundación para distintos periodos de retorno que son mayores a 2000 m³/s, caudal de aforo máximo del río Piura. En la Figura N°65, se puede observar como la llanura de inundación se origina desde aguas arriba, partiendo como inicio del tramo de estudio la Represa Los Ejidos; mientras que

en la Figura N° 98, con las obras de defensa ribereñas ya implementadas, pese a que se observan aun áreas inundadas, estas son a causa de las filtraciones de agua en las zonas de los puentes, mas no por un desborde de los muros. Por lo cual existirá una reducción en la velocidad en la que ocurra la inundación, lo cual puede servir como criterio para crear planes de prevención y evacuación para cuando este próximo a suceder estos hechos.

Figura 103. Mapa de niveles de susceptibilidad en la ciudad de Piura.

Fuente: SIGRID, s.f.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- El aporte de la tesis es presentar una alternativa de solución, mediante el uso de estructuras verticales, que logren reducir el área de inundación y de este modo reducir el impacto económico, humano, materiales, entre otros. Esta se ve representada en que existe una reducción en el área de inundación por la implementación de muros de contención a lo largo del tramo del río de hasta un 78% para un caudal con periodo de retorno de 10 años, lográndose proteger la zona entre la represa Los Ejidos hasta el Open Plaza (Fig. 65 y Fig. 98). Sin embargo, aún se sigue presentando zonas de inundación entre el Open Plaza y el puente Sánchez Cerro.
- Además, se observó que, para un mayor periodo de retorno, el porcentaje de mitigación disminuye debido a que es un caudal para un evento extremo, y tiene un mayor alcance pese a ser limitado por los muros de contención. A pesar de esta limitación, se logra reducir el área de inundación en un 22%. Asimismo, se ha identificado que, a pesar de la protección de los muros, los puentes siguen siendo aun las zonas más sensibles ya que por ahí escapa el flujo de su cauce principal.
- La simulación realizada con HEC-RAS muestra una representación de aproximadamente 75% acorde a lo acontecido históricamente, evidenciado en los reportes periodísticos, así como durante la visita de inspección de campo en la zona de estudio. Este porcentaje fue calculado tomando en consideración las áreas inundadas identificadas con la imagen de satélite de la ocurrencia del evento.
- El cálculo de los caudales para distintos periodos de retorno brinda un enfoque sobre la magnitud de las obras de contención que deben realizarse, las cuales serán proporcional al incremento del caudal de acuerdo con cada escenario definido, obteniendo la altura necesaria de diseño para las obras de defensa ribereñas.
- A pesar de haber propuesto obras de protección para mitigar la inundación, no se ha logrado evitar que esto ocurra, por lo que es necesario optar por realizar obras en zonas aguas arriba de la represa de los Ejidos, de tal manera que el caudal para los periodos de retorno de más de 100 años se vea reducidos de manera significativa.

7.2 RECOMENDACIONES

- Para una mejor aproximación a la topografía del terreno, se recomienda el uso de un DEM con una mayor resolución, de modo que pueda identificar las viviendas, árboles, calles, etc. para dar una mayor precisión al momento de realizar la simulación, y ajustar los datos obtenidos con los datos de campo. Asimismo, de tener facilidad económica, puede realizarse un levantamiento topográfico de la zona con dron o con los equipos convencionales, esto daría los datos del terreno con un mayor ajuste a la realidad y tendría menor margen de error en los cálculos.
- Para evitar el desborde del agua por los puentes, puede optarse por realizar un dragado, y de este modo aumentar la profundidad del río para incrementar su capacidad, así se podría evitar el desborde en estos puntos en futuros eventos extremos.
- A partir de los resultados obtenidos, se podría crear mapas de peligro para los diferentes casos (con o sin estructuras), para conocer las zonas más vulnerables en ambos escenarios.
- Como se evidencia en los modelos presentados para caudales mayores a un periodo de retorno de 10 años, pese a la implementación de obras de defensa ribereñas (muros de contención), vemos que en la zona de estudio no se puede solucionar en su totalidad, ya que se concluyó que siempre existirá el riesgo a inundación. Por ello, se recomienda la posibilidad de la construcción de represas o embalses aguas arriba de modo que esto logre disminuir el caudal que pasará por el área de estudio.

8 REFERENCIAS

- Aguilera, M. (2007). *Estimacion de funciones de distribución de probabilidad, para caudales máximos, en la región de Maule*. Obtenido de http://ctha.utalca.cl/Docs/pdf/Publicaciones/tesis_de_grado/aguilera_a.pdf
- Alabyan, A. M., & Lebedeva, S. V. (2018). Flow dynamics in large tidal delta of the Northern Dvina River: 2D simulation. *Journal of Hydroinformatics*, 20(4), 798-814. doi:10.2166/hydro.2018.051
- Ahmed, K. (2008) *Aplicaciones para modelo HEC-RAS para el análisis del flujo no permanente con superficie libre*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Arquitectura en acero (s.f) Tablestacas. Una colaboración efectiva del acero en obras civiles y de edificación. Recuperado de <http://www.arquitecturaenacero.org/uso-y-aplicaciones-del-acero/soluciones-constructivas/tablestacas-una-colaboracion-efectiva-del> [Consulta: 19 de Noviembre de 2019]
- Autoridad Nacional del Agua. (2008). *Inundaciones en el Peru*. Autoridad Nacional del Agua. Recuperado de <http://www.rimd.org/advf/documentos/4962879bcbe32.pdf> [Consulta: 6 de Septiembre de 2018]
- Autoridad Nacional del Agua. (s.f.). *Observatorio del Agua*. Autoridad Nacional del Agua. Recuperado de <http://snirh.ana.gob.pe/observatorioSNIRH/> [Consulta: 15 de Septiembre de 2018]
- Brunner, G.W. (2016). *User's Manual*. HEC-RAS River Analysis System. Recuperado de <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/documentation/HEC-RAS%205.0%20Reference%20Manual.pdf> [Consulta: 6 de Setiembre 2018]
- Brunner, G.W. (2016). *2D Modeling User's System*. HEC-RAS River Analysis System. Recuperado de <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/documentation/HEC-RAS%205.0%202D%20Modeling%20Users%20Manual.pdf> [Consulta: 6 de Setiembre 2018]

- Cconislla, J. (2017) *Protección contra inundaciones en el sector del centro poblado de Gorgor, distrito de Gorgor, provincia de Cajatambo, Lima*". (Trabajo de titulación, Universidad Agraria La Molina. Lima, Perú)
- Centro de Operaciones de Emergencia Nacional. (2017). Perú: estas son las terribles cifras que deja hasta el momento El Niño Costero. Recuperado de Mongabay Latam: <https://es.mongabay.com/2017/03/peru-ninocostero-rios/> [Consulta: 8 de septiembre de 2018]
- Chereque, W. (s.f) *Hidrología: para estudiantes de ingeniería civil*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Chow, V., Maidment, D. & Mays, L. (s.f) *Hidrología aplicada* (Juan Saldarriaga, trad). Colombia: McGraw-Hill INTERAMERICANA, S.A. (Obra original publicada en 1994)
- COPERNICUS (s.f). Copernicus Open Access Hub. Copernicus, Europe's eyes on Earth. Recuperado de: <https://scihub.copernicus.eu/dhus/#/home> [Consulta: 10 de Octubre de 2019]
- Das, Braja M. (2015) *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Mexico: Cengage Learning.
- Desenvolupament Sostenible (2020) *Riesgo de inundaciones*. Resuperado de: <http://www.desenvolupamentsostenible.org/es/los-riesgos-naturales/3-concepto-y-tipo-de-riesgo/3-7-riesgo-de-inundaciones> [Consulta: 06 de Noviembre de 2020]
- EOS (2019) *NDWI*. Earth Observing System: Listening to The Pulse of the Planet. Recuperado de: <https://eos.com/ndwi/es/> [Consutla: 11 de Noviembre de 2019]
- ESRI (2016) *¿Qué es una superficie TIN?*. Environmental Systems Research Institute, Inc. Recuperado de <http://desktop.arcgis.com/es/arcmap/10.3/manage-data/tin/fundamentals-of-tin-surfaces.htm> [Consulta: 18 de Agosto de 2019]
- ESRI (2016) *¿Qué son los datos ráster?* Environmental Systems Research Institute, Inc. Recuperado de <http://desktop.arcgis.com/es/arcmap/10.3/manage-data/raster-and-images/what-is-raster-data.htm> [Consulta: 13 de Noviembre de 2019]
- Food and Agriculture Organization (FAO). (s.f.). *Información básica*. Roma: FAO. Recuperado de http://www.fao.org/tempref/FI/CDrom/FAO_Training/FAO_Training/General/x6708s/x6708s01.htm#top [Consulta: 20 de Noviembre de 2019]

- García, L. (17 de Marzo de 2018). *Niño costero: a un año de las lluvias que asolaron el país*. El Comercio. Recuperado de <https://elcomercio.pe/peru/nino-costero-ano-lluvias-devastaron-pais-noticia-505265?foto=14> [Consulta: 6 de Septiembre de 2018]
- López T., M. (28 de Marzo de 2017) *Niño costero: río se desborda e inunda ciudad de Piura y alrededores*. Mongabay Latam. Recuperado de <https://es.mongabay.com/2017/03/peru-rios-inundacion-nino-costero-piura/> [Consulta: 5 de Septiembre de 2019]
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones (s.f) *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima. Perú
- OAS (2020) *Capítulo 8. Definición de llanura de inundación y evaluación del peligro de inundaciones*. Manual Sobre el Manejo de Peligros Naturales en la Planificación para el Desarrollo Regional Integrado. Organización de estados Americanos. Recuperado de: [https://www.oas.org/usde/publications/Unit/oea65s/ch13.htm#c.%20t%C3%A9cnicas%20de%20cartograf%C3%ADa%20del%20peligro%20de%20inundaciones%20y%20aplicaci](https://www.oas.org/usde/publications/Unit/oea65s/ch13.htm#c.%20t%C3%A9cnicas%20de%20cartograf%C3%ADa%20del%20peligro%20de%20inundaciones%20y%20aplicaci%C3%B3n%20de%20los%20datos%20obtenidos%20de%20los%20servicios%20de%20terceros%20y%20de%20la%20propia%20organizaci%C3%B3n) & [Consulta: 6 de Noviembre de 2020]
- Pasquier, U., He, Hooton, Goulden, & Hiscock. (s.f.). An Integrated 1D-2D Hydraulic Modeling Approach to Assess the Sensitivity of a Coastal Region to Compound Flooding Hazard under Climate Change. *Natural Hazards*, 1-23.
- Perez, G. (2018). *Diseño hidráulico de canales*. Recuperado de http://biblioteca.uns.edu.pe/saladocentes/archivoz/publicacionez/sexta_sesion_dise%F1o_hidraulico_de_canales.pdf [Consulta: 20 de Noviembre de 2019]
- Perú21. (27 de Enero de 2017). *¿Qué le impide a Sedapal restablecer el servicio de agua potable?* Peru21. Recuperado de <https://peru21.pe/lima/le-impide-sedapal-restablecer-servicio-agua-potable-65459> [Consulta: 15 de Septiembre de 2018]
- Piqueras, V.Y. (2016) *Procedimiento de construcción de cimentaciones y estructuras de contención*. España. Valencia: Editorial Univesitat Politècnica de València.
- Practical Action. (2014). *Infografía: Inundaciones en la cuenca del Río Piura*. Practical Action. Recuperado de <https://www.solucionespracticas.org.pe/Infografia-sobre-inundaciones-en-la-cuenca-del-Rio-Piura> [Consulta: 1 de Abril de 2019]
- Rocha, A. (1998) *Introducción a la hidráulica fluvial*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.

- Samantaray, D., Chatterjee, C., Singh, R., Gupta, P. K., & Panigrahy, S. (2015). Flood risk modeling for optimal rice planning for delta region of Mahanadi river basin in India. *Natural Hazards*, 76(1), 347 - 372. doi:<https://doi.org/10.1007/s11069-014-1493-9>
- SIGRID (s.f). *Susceptibilidad a inundaciones fluviales en la región Piura*. Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres. Recuperado de <https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/3978> [Consulta: 10 de Julio de 2021]
- Yazdi, J., Sabbaghian, M., & Saghafian, B. (2018). Optimal Design of Check Dams in Mountainous Watersheds. *Water Resources Management*. doi:<https://doi.org/10.1007/s11269-018-2084-4>
- Yihdego, Y. (2016). Evaluation of Flow Reduction due to Hydraulic Barrier Engineering Structure: Case of Urban Area Flood, Contamination and Pollution Risk Assessment. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(5), 1643-1654. doi:10.1007/s10706-016-0071-1

9 ANEXOS

ANEXO 1

Valores de K_T para la distribución Pearson Tipo III

Coeficiente de asimetría Cs	Periodo de retorno en años						
	2	5	10	25	50	100	200
	Probabilidad de excedencia						
	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.390	0.440	1.950	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.330	0.574	1.840	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-0.132	0.800	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949

0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
-0.1	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.630	1.806	1.926
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	0.317	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3.0	0.960	0.636	0.666	0.666	0.666	0.667	0.667

ANEXO 2

Tabla de coeficientes de reducción de Manning (n).

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
A. Conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos			
A-1. Metal			
<i>a.</i> Latón, liso	0.009	0.010	0.013
<i>b.</i> Acero			
1. Estriado y soldado	0.010	0.012	0.014
2. Riveteado y en espiral	0.013	0.016	0.017
<i>c.</i> Hierro fundido			
1. Recubierto	0.010	0.013	0.014
2. No recubierto	0.011	0.014	0.016
<i>d.</i> Hierro forjado			
1. Negro	0.012	0.014	0.015
2. Galvanizado	0.013	0.016	0.017
<i>e.</i> Metal corrugado			
1. Subdrenaje	0.017	0.019	0.021
2. Drenaje de aguas lluvias	0.021	0.024	0.030
A-2. No metal			
<i>a.</i> Lucita	0.008	0.009	0.010
<i>b.</i> Vidrio	0.009	0.010	0.013
<i>c.</i> Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
<i>d.</i> Concreto			
1. Alcantarilla, recta y libre de basuras	0.010	0.011	0.013
2. Alcantarilla con curvas, conexiones y algo de basuras	0.011	0.013	0.014
3. Bien terminado	0.011	0.012	0.014
4. Alcantarillado de aguas residuales, con pozos de inspección, entradas, etc., recto	0.013	0.015	0.017
5. Sin pulir, formaleta o encofrado metálico	0.012	0.013	0.014
6. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera lisa	0.012	0.014	0.016
7. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera rugosa	0.015	0.017	0.020
<i>e.</i> Madera			
1. Machihembrada	0.010	0.012	0.014
2. Laminada, tratada	0.015	0.017	0.020
<i>f.</i> Arcilla			
1. Canaleta común de baldosas	0.011	0.013	0.017
2. Alcantarilla vitrificada	0.011	0.014	0.017
3. Alcantarilla vitrificada con pozos de inspección, entradas, etc.	0.013	0.015	0.017
4. Subdrenaje vitrificado con juntas abiertas	0.014	0.016	0.018
<i>g.</i> Mampostería en ladrillo			
1. Barnizada o lacada	0.011	0.013	0.015
2. Revestida con mortero de cemento	0.012	0.015	0.017
<i>h.</i> Alcantarillados sanitarios recubiertos con limos y babas de aguas residuales, con curvas y conexiones	0.012	0.013	0.016
<i>i.</i> Alcantarillado con bates pavimentada, fondo liso	0.016	0.019	0.020
<i>j.</i> Mampostería de piedra, cementada	0.018	0.025	0.030

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

C. Excavado o dragado			
a. En tierra, recto y uniforme			
1. Limpio, recientemente terminado	0.016	0.018	0.020
2. Limpio, después de exposición a la intemperie	0.018	0.022	0.025
3. Con gravas, sección uniforme, limpio	0.022	0.025	0.030
4. Con pastos cortos, algunas malezas	0.022	0.027	0.033
b. En tierra, serpenteante y lento			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Pastos, algunas malezas	0.025	0.030	0.033
3. Malezas densas o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
4. Fondo en tierra con lados en piedra	0.028	0.030	0.035
5. Fondo pedregoso y bancas con malezas	0.025	0.035	0.040
6. Fondo en cantos rodados y lados limpios	0.030	0.040	0.050
c. Excavado con pala o dragado			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Matorrales ligeros en las bancas	0.035	0.050	0.060
d. Cortes en roca			
1. Lisos y uniformes	0.025	0.035	0.040
2. Afilados e irregulares	0.035	0.040	0.050
e. Canales sin mantenimiento, malezas y matorrales sin cortar			
1. Malezas densas, tan altas como la profundidad de flujo	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, matorrales en los lados	0.040	0.050	0.080
3. Igual, nivel máximo de flujo	0.045	0.070	0.110
4. Matorrales densos, nivel alto	0.080	0.100	0.140
D. Corrientes naturales			
D-1. Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente < 100 pies)			
a. Corrientes en planicies			
1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0.033	0.040	0.045
4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0.035	0.045	0.050
5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes	0.040	0.048	0.055
6. Igual al 4, pero con más piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos	0.075	0.100	0.150

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
b. Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos			
1. Fondo: gravas, cantos rodados y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
2. Fondo: cantos rodados con rocas grandes	0.040	0.050	0.070
D-2. Planicies de inundación			
a. Pastizales, sin matorrales			
1. Pasto corto	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos en línea maduros	0.025	0.035	0.045
3. Campos de cultivo maduros	0.030	0.040	0.050
c. Matorrales			
1. Matorrales dispersos, mucha maleza	0.035	0.050	0.070
2. Pocos matorrales y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pocos matorrales y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Matorrales medios a densos, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Matorrales medios a densos, en verano	0.070	0.100	0.160
d. Árboles			
1. Sauces densos, rectos y en verano	0.110	0.150	0.200
2. Terreno limpio, con troncos sin retoños	0.030	0.040	0.050
3. Igual que el anterior, pero con una gran cantidad de retoños	0.050	0.060	0.080
4. Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel del agua por debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
5. Igual al anterior, pero con nivel de creciente por encima de las ramas	0.100	0.120	0.160
D-3. Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciente > 100 pies). El valor de <i>n</i> es menor que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva.			
a. Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales	0.025		0.060
b. Sección irregular y rugosa	0.035		0.100

ANEXO 3

Descargas Medias Mensuales en m3/s de la Estación Puente Sánchez Cerro recopilado del proyecto Chira-Piura

DESCARGAS MEDIAS MENSUALES EN M3/S													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1971	0.0	14.5	73.2	96.0	21.4	12.1	13.5	7.1	0.3	0.0	0.0	0.0	19.8
1972	6.6	30.9	438.0	107.3	22.6	16.6	8.0	4.2	2.2	2.5	2.0	1.1	53.5
1973	20.8	230.8	177.8	149.4	33.6	15.9	11.6	1.7	1.3	0.9	0.8	0.9	53.8
1974	1.3	13.4	26.0	19.9	18.1	11.2	8.5	8.3	3.0	2.5	2.6	0.7	9.6
1975	9.8	23.5	85.9	61.6	17.0	9.7	7.8	7.2	6.5	7.3	4.5	2.8	20.3
1976	19.0	74.8	116.3	83.1	32.9	16.4	7.1	7.6	6.4	7.1	9.4	30.5	34.2
1977	14.7	69.9	124.4	78.7	32.6	18.3	29.0	21.8	10.4	11.3	4.5	5.5	35.1
1978	24.5	17.1	18.7	25.1	19.8	12.8	6.4	5.0	4.3	8.3	9.0	3.2	12.9
1979	26.8	23.7	34.2	32.0	23.0	16.0	8.4	5.3	8.6	7.8	6.3	8.1	16.7
1980	30.3	30.5	30.7	26.6	24.2	13.6	7.6	10.4	12.2	12.2	8.3	6.5	17.8
1981	34.0	36.3	137.0	35.1	22.1	14.8	9.8	9.0	6.6	5.7	2.5	7.5	26.7
1982	19.6	30.4	23.6	23.0	21.8	10.5	9.1	2.9	2.4	2.3	1.4	30.6	14.8
1983	324.4	486.3	838.0	1,162.9	858.6	521.7	118.8	24.3	10.2	7.7	7.2	5.1	363.8
1984	8.8	145.3	234.2	122.1	71.2	27.0	26.6	16.1	16.0	12.2	4.0	4.0	57.3
1985	26.6	26.7	51.6	22.6	16.1	10.7	11.9	4.9	3.0	3.3	3.2	2.8	15.3
1986	8.7	7.8	8.0	6.2	7.7	5.3	3.9	3.6	2.7	2.3	2.9	2.8	5.2
1987	4.8	44.6	207.8	86.6	83.1	27.7	5.6	2.5	1.4	0.9	1.6	2.7	39.1
1988	2.0	3.2	3.0	1.2	1.4	1.8	1.1	0.5	0.5	0.7	1.1	1.4	1.5
1989	1.1	106.5	227.1	109.3	14.3	8.4	3.8	2.8	1.9	7.2	6.0	0.8	40.8
1990	0.0	0.9	0.0	0.3	0.8	0.3	0.5	0.5	0.2	0.0	0.0	0.1	0.3

1991	0.0	0.2	2.8	0.7	0.5	0.9	0.0	0.3	0.1	1.5	0.6	0.1	0.6
1992	0.0	0.4	186.3	462.7	83.2	13.8	3.3	0.5	0.0	0.0	0.0	0.1	62.5
1993	0.0	17.3	243.6	158.7	26.8	27.1	9.5	1.1	0.2	0.3	1.2	1.0	40.6
1994	4.8	78.8	110.3	155.1	35.0	49.1	6.5	3.0	2.3	1.8	0.2	0.0	37.2
1995	0.0	11.9	8.0	5.7	1.5	0.8	0.1	0.0	0.5	0.0	0.1	0.0	2.4
1996	0.2	0.4	18.2	0.4	0.1	0.3	0.7	0.6	0.2	0.0	0.2	0.7	1.8
1997	0.1	0.0	0.3	1.3	0.4	1.1	2.1	0.0	0.1	0.0	0.0	107.7	9.4
1998	706.8	1,225.9	1,659.1	1,207.2	322.3	106.6	38.0	32.7	3.1	1.4	2.0	0.1	442.1
1999	1.7	348.4	314.4	130.7	96.9	50.2	30.0	13.4	10.0	3.4	3.1	2.5	83.7
2000	0.0	46.5	345.4	180.6	85.8	51.8	36.2	18.3	1.9	1.1	0.0	7.0	64.6
2001	19.9	48.6	658.8	308.9	82.1	82.9	62.3	39.3	2.4	0.0	0.0	0.0	108.8
2002	0.0	40.2	366.0	547.4	63.5	41.8	39.6	15.9	0.8	0.9	3.3	7.0	93.9
2003	13.7	10.2	10.8	1.6	3.9	14.2	5.1	0.9	0.4	0.1	0.1	0.1	5.1
2004	3.1	0.4	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3
2005	1.1	0.0	37.2	18.6	0.2	0.8	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.9
2006	0.0	44.9	158.9	89.1	11.0	0.8	0.8	0.2	0.0	0.0	0.0	0.2	25.5
2007	0.1	0.0	3.6	10.9	3.7	20.4	2.2	0.3	0.7	0.4	0.3	0.3	3.6
2008	1.2	303.3	442.4	416.7	101.1	59.9	45.8	5.2	0.3	0.5	3.7	1.1	115.1
2009	73.8	208.0	216.1	113.2	58.3	64.1	38.2	17.6	2.2	0.7	1.0	0.9	66.2
2010	6.7	95.1	118.3	106.2	53.0	33.9	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	34.5
2011	0.0	38.8	1.8	45.1	14.3	4.3	15.6	1.0	0.0	0.1	0.0	11.8	11.1
2012	39.0	391.7	321.9	218.1	95.3	65.2	43.4	2.7	0.1	0.1	0.1	1.5	98.3
2013	17.6	3.8	63.3	1.3	0.0	0.0	0.4	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	7.2
2014	0.0	0.1	7.8	6.1	7.0	0.7	0.6	0.5	0.5	0.4	0.5	0.5	2.1
2015	0.7	0.1	155.5	116.3	18.8	32.7	371.6	1.7	0.9	0.0	0.3	0.0	58.2
2016	0.4	17.6	125.5	63.9	15.7	13.8	5.3	0.1	0.2	0.0	0.0	0.0	20.2
2017	1.9	374.6	1,318.2	404.1	155.0	104.0	66.4	25.1	3.5	0.0	0.0	0.6	204.4

ANEXO 4

Descargas Máximas Instantáneas en m3/s de la Estación Puente Sánchez Cerro recopilado del proyecto Chira-Piura

DESCARGAS MAXIMAS INSTANTANEAS EN M3/S													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1971	0.00	27.00	384.00	1000.00	24.40	19.40	18.00	16.80	2.20	0.00	0.00	0.00	1000.00
1972	30.40	150.00	1616.60	400.00	45.00	27.00	11.70	10.60	7.00	7.40	10.00	1.80	1616.60
1973	98.00	845.00	667.00	550.00	67.00	24.10	19.10	4.40	3.50	1.10	1.00	1.60	845.00
1974	3.60	40.40	58.00	30.00	27.60	19.80	13.30	15.10	6.90	3.00	2.80	9.10	58.00
1975	29.50	31.90	272.50	133.00	22.80	19.60	13.60	9.90	9.00	9.60	8.80	5.30	272.50
1976	69.00	190.00	388.00	290.00	81.00	34.00	11.40	9.90	10.20	38.00	42.50	45.20	388.00
1977	26.40	310.00	646.00	281.50	70.80	24.60	77.50	40.80	35.80	17.00	10.60	29.60	646.00
1978	30.00	30.00	42.00	167.00	34.00	17.50	12.60	8.80	18.50	19.50	20.50	6.00	167.00
1979	44.00	38.60	63.50	74.00	41.00	21.00	14.70	7.80	12.30	16.50	14.70	15.10	74.00
1980	40.20	41.10	41.10	45.30	38.30	23.50	21.00	19.00	16.60	15.80	17.40	12.60	45.30
1981	46.90	49.00	568.00	67.80	34.00	24.40	16.00	16.80	10.40	20.80	9.20	13.60	568.00
1982	32.50	38.00	33.40	34.20	32.60	22.00	18.60	9.20	6.00	7.60	2.60	390.00	390.00
1983	1670.00	1635.00	2865.00	2475.00	3200.00	1750.00	260.00	79.00	18.00	16.00	14.00	10.00	3200.00
1984	18.20	480.00	980.00	370.00	102.00	44.00	44.00	22.00	23.00	19.00	7.80	7.80	980.00
1985	46.00	60.00	112.00	42.00	60.00	22.00	26.00	17.90	12.00	6.70	7.30	8.60	112.00
1986	23.00	25.00	9.60	12.00	20.50	9.30	14.40	4.90	4.80	5.00	18.00	4.00	25.00
1987	10.60	170.00	790.00	200.00	250.00	75.00	37.50	12.50	2.50	2.30	4.30	6.00	790.00
1988	2.70	5.70	6.50	4.00	3.50	6.00	3.90	1.30	2.20	3.10	10.00	10.00	10.00
1989	5.00	466.00	845.00	390.00	46.10	24.80	13.50	10.50	8.00	25.70	25.50	7.00	845.00
1990	1.00	5.50	0.50	2.00	7.60	2.00	9.00	8.00	1.00	7.00	0.00	5.00	9.00

1991	0.00	16.50	14.20	14.20	5.70	24.50	0.00	5.70	5.70	13.00	6.00	5.70	24.50
1992	0.00	5.70	1674.20	1793.00	247.00	25.00	14.30	5.70	0.00	0.00	7.00	5.70	1793.00
1993	0.00	118.50	1042.00	616.70	84.30	56.80	57.00	11.40	5.70	5.70	8.50	7.50	1042.00
1994	27.00	251.00	1000.00	1062.00	85.60	91.60	14.30	11.40	17.00	11.40	5.70	5.70	1062.00
1995	0.00	87.00	78.50	48.50	14.40	10.00	17.30	0.00	1.00	0.50	3.00	0.00	87.00
1996	1.00	4.00	100.90	5.70	6.20	10.40	10.00	10.00	10.00	0.00	8.50	40.00	100.90
1997	10.00	0.50	10.00	21.60	7.30	10.00	20.00	5.70	5.70	0.00	0.00	638.10	638.10
1998	1485.20	3344.00	4424.00	3816.00	1936.00	185.00	84.00	74.00	14.20	11.50	23.30	6.70	4424.00
1999	6.70	3107.00	1192.00	268.00	211.00	75.00	47.00	38.00	26.00	26.00	11.00	14.00	3107.00
2000	0.00	199.50	1516.00	330.00	132.00	82.00	75.00	69.00	23.00	10.50	0.00	41.00	1516.00
2001	135.00	344.00	2096.00	2124.00	107.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2124.00
2002	0.00	256.20	1901.00	3642.00	134.00	68.00	71.00	62.60	32.50	14.30	14.40	18.30	3642.00
2003	42.70	55.10	199.60	11.50	16.10	156.00	35.80	11.50	5.70	5.70	0.00	0.00	199.60
2004	14.00	5.00	0.00	4.00	0.00	0.00	4.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.00
2005	125.00	0.00	128.00	76.00	5.00	5.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	128.00
2006	0.00	105.50	370.00	239.00	30.00	10.00	5.00	10.00	5.00	0.50	5.00	5.00	370.00
2007	5.00	5.00	50.00	66.00	35.00	80.00	33.00	5.00	5.00	8.00	10.00	10.00	80.00
2008	23.00	1495.00	1447.00	2010.00	132.80	120.00	67.00	42.50	5.00	10.60	16.40	18.50	2010.00
2009	664.00	701.00	963.00	224.00	98.00	87.00	65.00	33.00	9.00	7.00	96.00	5.00	963.00
2010	27.00	425.00	428.00	311.00	66.00	66.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	428.00
2011	0.00	100.00	27.00	171.00	66.00	16.00	155.00	15.00	0.00	12.00	5.00	34.00	171.00
2012	106.00	1348.00	1503.00	646.00	125.00	232.00	80.00	16.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1503.00
2013	48.00	13.00	296.00	36.00	0.00	0.00	4.00	0.50	2.00	0.00	0.00	0.70	296.00
2014	0.30	5.00	51.00	42.00	15.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	51.00
2015	15.00	5.00	662.20	449.90	34.00	46.00	32.10	8.00	7.00	5.00	5.00	0.00	662.20
2016	5.00	184.90	644.00	205.00	192.00	44.00	44.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	644.00
2017	27.00	1610.00	3468.00	2005.00	256.00	216.00	90.00	66.00	18.00	0.50	0.60	10.00	3468.00

ANEXO 5

Test de Kolmogotov-Smirnov sobre Bondad de Ajuste

n	Nivel de significación							
	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.005	0.002	0.001
1	0.90000	0.95000	0.97500	0.99000	0.99500	0.99750	0.99900	0.99500
2	0.68337	0.77639	0.84189	0.90000	0.92929	0.95000	0.96838	0.97764
3	0.56481	0.63604	0.70760	0.78456	0.82900	0.86428	0.90000	0.92065
4	0.49265	0.56522	0.62394	0.68887	0.73424	0.77639	0.82217	0.84047
5	0.44698	0.50945	0.56328	0.62718	0.66853	0.70543	0.75000	0.78137
6	0.41037	0.46799	0.51926	0.57741	0.61661	0.65287	0.69571	0.72479
7	0.38148	0.43607	0.48342	0.53844	0.57581	0.60975	0.65071	0.67930
8	0.35831	0.40962	0.45427	0.50654	0.54179	0.57429	0.61368	0.64098
9	0.33910	0.38746	0.43001	0.47960	0.51332	0.54443	0.58210	0.60846
10	0.32260	0.36866	0.40925	0.45562	0.48893	0.51872	0.55500	0.58042
11	0.30829	0.35242	0.39122	0.43670	0.46770	0.49539	0.53135	0.55588
12	0.29577	0.33815	0.37543	0.41918	0.44905	0.47672	0.51047	0.53422
13	0.28470	0.32549	0.36143	0.40362	0.43247	0.45921	0.49189	0.51490
14	0.27481	0.31417	0.34890	0.38970	0.41762	0.44352	0.47520	0.49753
15	0.26589	0.30397	0.33750	0.37713	0.40420	0.42934	0.45611	0.48182
16	0.25778	0.29472	0.32733	0.36571	0.39201	0.41644	0.44637	0.46750
17	0.25039	0.28627	0.31796	0.35528	0.38086	0.40464	0.43380	0.45540
18	0.24360	0.27851	0.30936	0.34569	0.37062	0.39380	0.42224	0.44234
19	0.23735	0.27136	0.30143	0.33685	0.36117	0.38379	0.41156	0.43119
20	0.23156	0.26473	0.29408	0.32866	0.35241	0.37451	0.40165	0.42085
21	0.22517	0.25858	0.28724	0.32104	0.34426	0.36588	0.39243	0.41122
22	0.22115	0.25283	0.28087	0.31394	0.33666	0.35782	0.38382	0.40223
23	0.21646	0.24746	0.27491	0.30728	0.32954	0.35027	0.37575	0.39380
24	0.21205	0.24242	0.26931	0.30104	0.32286	0.34318	0.36787	0.38588
25	0.20790	0.23768	0.26404	0.29518	0.31657	0.33651	0.36104	0.37743
26	0.20399	0.23320	0.25908	0.28962	0.30963	0.33022	0.35431	0.37139
27	0.20030	0.22898	0.25438	0.28438	0.30502	0.32425	0.34794	0.36473
28	0.19680	0.22497	0.24993	0.27942	0.29971	0.31862	0.34190	0.35842
29	0.19348	0.22117	0.24571	0.27471	0.29466	0.31327	0.33617	0.35242
30	0.19032	0.21756	0.24170	0.27023	0.28986	0.30818	0.33072	0.34672
31	0.18732	0.21412	0.23788	0.26596	0.28529	0.30333	0.32553	0.34129
32	0.18445	0.21085	0.23424	0.26189	0.28094	0.29870	0.32058	0.33611
33	0.18171	0.20771	0.23076	0.25801	0.27577	0.29428	0.32584	0.33115
34	0.17909	0.21472	0.22743	0.25429	0.27271	0.29005	0.31131	0.32641
35	0.17659	0.20185	0.22425	0.25073	0.26897	0.28600	0.30597	0.32187
36	0.17418	0.19910	0.22119	0.24732	0.26532	0.28211	0.30281	0.31751
37	0.17188	0.19646	0.21826	0.24404	0.26180	0.27838	0.29882	0.31333
38	0.16966	0.19392	0.21544	0.24089	0.25843	0.27483	0.29498	0.30931
39	0.16753	0.19148	0.21273	0.23785	0.25518	0.27135	0.29125	0.30544

40	0.16547	0.18913	0.21012	0.23494	0.25205	0.26803	0.29772	0.30171
41	0.16349	0.18687	0.20760	0.23213	0.24904	0.26482	0.28429	0.29811
42	0.16158	0.18468	0.20517	0.22941	0.24613	0.26173	0.28097	0.29465
43	0.15974	0.18257	0.20283	0.22679	0.24332	0.25875	0.27778	0.29130
44	0.15795	0.18051	0.20056	0.22426	0.24060	0.25587	0.27468	0.28806
45	0.15623	0.17856	0.19837	0.22181	0.23798	0.25308	0.27169	0.28493
46	0.15457	0.17665	0.19625	0.21944	0.23544	0.25038	0.26880	0.28190
47	0.15295	0.17481	0.19420	0.21715	0.23298	0.24776	0.26600	0.27896
48	0.15139	0.17301	0.19221	0.21493	0.23059	0.24523	0.26328	0.27611
49	0.14987	0.17128	0.19028	0.21281	0.22832	0.24281	0.26069	0.27339
50	0.14840	0.16959	0.18841	0.21068	0.22604	0.24039	0.25809	0.27067
n>50	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.52}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.73}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.85}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.95}{\sqrt{n}}$

ANEXO 6

Acta de Entrega de Productos de Imágenes Satelitales del CONIDA

"Año de la lucha contra la corrupción e impunidad"

FOR-DIGEO-04
Versión 00

"AGENCIA ESPACIAL DEL PERÚ - CONIDA"

ACTA DE ENTREGA DE PRODUCTOS DE IMÁGENES SATELITALES N° 123-2019

Lima, 08 de agosto de 2019

Por medio de la presente, la Dirección de Geomática (DIGEO), hace entrega de las siguientes Imágenes / Productos, solicitados por:

Entidad: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas

Representante: Carlos Alvarado Moreno Cueva

DNI: 73203442

Área: Ingeniería Civil

Cargo: Estudiante tesista

e-mail: camvcvgg@gmail.com

Teléfono: 996311513

Los productos imagen solicitados, que se describen a continuación no serán utilizados nunca en contra de los intereses del Estado o en intereses que pongan en peligro la seguridad y/o los intereses nacionales. Así mismo, de corresponderme me comprometo a administrar y controlar el adecuado uso, el destino y la custodia de las imágenes recibidas.

Cant.	Producto	Fecha Elaboración	Zona	Área (Km2)	Satélite / Sensor	Producto	Formato	Costo
1	DEM de Piura de abril del 2016	08/08/2019	Piura		SPOT	Digital	TIF	Costo Referencial

Las imágenes satelitales, han sido solicitadas para los siguientes fines:

Modelamiento numérico de obras hidráulicas para el control y prevención de inundaciones mediante el uso del software HEC-RAS 2D en el río Piura

- a.- El costo referencial está basado al costo promedio por kilómetro cuadrado en el mercado internacional de imágenes satelitales.
- b.- Las imágenes satelitales entregadas no generaron un gasto para la institución solicitante, representando un ahorro para el estado peruano.
- c.- Todo tipo de información cartográfica y temática que se desarrolle con las imágenes procedentes del satélite PeruSAT-1 e imágenes obtenidas de la constelación Pleiades 1A/B, SPOT 6/7, TerraSAR-X, TanDEM-X a través del Offset 3, deben ser declarados como datos fuente.
- d.- Las imágenes satelitales entregadas serán empleadas para los fines que fueron solicitadas.

Encuesta de Satisfacción del Cliente
Ingresar Aquí

CONIDA
José Jesús Pasapera Gonzales
Director De Geomática

Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas
Carlos Alvarado Moreno Cueva
Estudiante tesista

ANEXO 7

Correo de entrega de datos hidrométricos de la estación Puente Sánchez Cerro del 27 de marzo del 2017.

ANEXO 8

Caudales (m3/s) del Puente Sánchez Cerro del 27 de marzo del 2017.

PROYECTO CHIRA-PIURA DIVISION DE HIDROMETEOROLOGIA

**ESTACION: PUENTE SANCHEZ CERRO RIO: PIURA CUENCA:
PIURA**

LAT.: 05°11'55" LONG.: 80°37'20" ALT.: 23.32 MSNM

Día	Hora	Río Piura en Puente Sanchez Cerro Caudales en m3/s
27	0	2270
	1	2325
	2	2396
	3	2501
	4	2574
	5	2867
	6	2895
	7	3016
	8	3095
	9	3095
	10	3264
	11	3378
	12	3468
	13	3264
	14	3216
	15	3174
	16	3133
	17	3076
	18	3035
	19	3005
	20	2923
	21	2850
	22	2763
	23	2649