

Trabajo Fin de Máster

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO - SEDIMENTOLÓGICO DEL RÍO PIURA, TRAMO PRESA LOS EJIDOS- SECTOR CORDILLERA, PERÚ. PROBLEMÁTICA ACTUAL Y PROPUESTAS DE SOLUCIÓN.

Intensificación: *ANÁLISIS DE SISTEMAS DE RECURSOS
HÍDRICOS.*

Autor:

YOEL ESLEITER CÓRDOVA ELERA

Tutor:

DR. FRANCISCO JOSÉ VALLÉS MORÁN

Septiembre, 2020



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

Resumen del Trabajo de Fin de Máster

Datos del proyecto

Título del TFM en español: Análisis del comportamiento hidráulico - sedimentológico del río Piura, tramo presa Los Ejidos- Sector Cordillera, Perú. Problemática actual y propuestas de solución.

Título del TFM en inglés: Analysis of the hydraulic-sedimentological behavior of the Piura river, dam section Los Ejidos - Cordillera sector, Perú. Current problem and proposed solutions.

Título del TFM en Valenciano: Anàlisi del comportament hidràulic - sedimentològic del riu Piura, tram presa Los Ejidos – sector Cordillera, Perú. Problemàtica actual i propostes de solució.

Alumno: Yoel Esleiter Córdova Elera.

Tutor: Dr. Francisco José Vallés Morán.

Fecha de Lectura: Septiembre, 2020

Resumen

En español

El presente Trabajo de Fin de Máster (TFM), analiza el comportamiento hidráulico y sedimentológico del río Piura, ubicado en el departamento de Piura, Perú, tramo presa Los Ejidos a Sector Cordillera, con el objetivo de plantear propuestas de mejoramiento de la capacidad hidráulica del tramo encauzado y la reducción de la vulnerabilidad física ante inundaciones producidas en el Bajo Piura.

El tramo estudiado corresponde aproximadamente a 43 kilómetros del río Piura, aguas abajo de la presa Los Ejidos, el cual posee una pendiente promedio de 0.03% y cuyo material de lecho está compuesto principalmente por arenas finas. En la actualidad este tramo se encuentra encauzado mediante diques en ambas márgenes con un ancho promedio de 650 metros en una longitud de 38.7 kilómetros.

Debido al Fenómeno El Niño Costero ocurrido en marzo del 2017, el río Piura alcanzó un caudal máximo instantáneo de $3468 \text{ m}^3/\text{s}$, valor inferior al de diseño del sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura, que no obstante provocó el desborde e inundación de la ciudad de Piura y las localidades del Bajo Piura, ocasionado la pérdida de vidas humanas y daños a la infraestructura social y económica. Es por ello que en la actualidad se puede indicar que el sistema de defensa contra inundaciones no brinda la seguridad ante eventos de tal magnitud, además de que no existen estudios recientes que evalúen la capacidad hidráulica del río Piura en el tramo encauzado.

Se ha recolectado información topográfica, hidrológica, hidrométrica, sedimentológica, imágenes satelitales y estudios de mecánica de suelos, para su posterior análisis y construcción de un modelo matemático con el software HECRAS 5.0.6. (USACE, 2018), para representar el comportamiento hidráulico del río Piura con el caudal máximo instantáneo ocurrido en el evento El Niño Costero 2017. Con este primer objetivo, el modelo inicial se concibió como un modelo unidimensional en régimen permanente, sin embargo para esto, fue necesaria también la aplicación del módulo bidimensional de HECRAS en régimen transitorio, con el cual se representó el mismo evento y se determinaron los caudales desbordados en el tramo urbano de la ciudad de Piura y el Bajo Piura. La calibración del modelo bidimensional se realizó mediante una comparación entre el área de inundación simulada y la real obtenida a través de imágenes satelitales en fechas posteriores al evento (PeruSat-1 y Copernicus), además de los valores del nivel de lámina de agua alcanzados en las estructuras transversales al río Piura durante la avenida.

Con el modelo hidráulico calibrado considerando la topografía realizada el 2015, se simuló el módulo de transporte de sedimentos con lecho móvil para el evento observado (hidrograma de la avenida 2017), se estableció tanto las condiciones iniciales como de contorno obteniendo la morfología del río Piura (topografía simulada), la cual se calibró a través de comparación con los datos topográficos post eventos observados (topografía 2017).

De los resultados obtenidos se tiene que la capacidad hidráulica de diseño del río Piura en el tramo encauzado se ha reducido, esto a causa del acelerado proceso de sedimentación y la falta de mantenimiento del cauce, además que para el caudal máximo de $4190 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondiente

a periodo de retorno de 100 años, se generaría el colapso total del sistema de protección contra inundaciones de la ciudad de Piura y el Bajo Piura.

Es por ello que como propuestas para mejorar la capacidad hidráulica se plantean alternativas aplicando medidas no estructurales (mantenimiento del cauce y llanuras de inundación), además de medidas estructurales (sobreelevación de la corona de los diques en ambos márgenes y la renaturalización de la salida al mar del río Piura por Sechura), ambas medidas buscan minimizar la vulnerabilidad física ante inundaciones, además de solucionar el problema de sedimentación en el tramo encauzado y el Complejo Lagunar Ramón - Ñapique.

La solución propuesta consiste en la renaturalización de la salida al mar del río Piura por Sechura a través de una derivación con capacidad de 1800 m³/s, además del mantenimiento de cauce y sobreelevación de la corona de los diques en la parte superior del encauzamiento del Bajo Piura. Se puede señalar que la combinación de estas medidas representa una propuesta integral la cual mejora la capacidad hidráulica del río desde la presa Los Ejidos hasta el final del tramo encauzado (sector Cordillera) para un caudal de 4190 m³/s (periodo de retorno de 100 años). Esto permitirá garantizar la seguridad y la reducción de la vulnerabilidad física ante inundaciones, además de permitir el transporte y descarga de sedimentos hacia el mar, reduciendo así el fenómeno de agradación del río en su tramo inferior.

La modelación y el análisis realizado supone un acercamiento al comportamiento hidráulico y sedimentológico del río Piura. No obstante, son necesarios todavía estudios de detalle y que los responsables de la gestión de los recursos hídricos de la cuenca del río Piura, incorporen los mismos a la solución planteada para así mejorar el modelo numérico. A través de éste, se representará mejor el comportamiento hidráulico de todo el sistema, el cual servirá para la toma de decisiones y gestión de los recursos hídricos en la cuenca del río Piura.

En valenciano (máximo 5000 caracteres)

El present Treball de Fi de Màster (TFM), analitza el comportament hidràulic i sedimentològic del riu Piura, situat en el departament de Piura, el Perú, tram presa Los Ejidos a Sector Cordillera, amb l'objectiu de plantejar propostes de millorament de la capacitat hidràulica del tram canalitzat i la reducció de la vulnerabilitat física front a inundacions produïdes en el Bajo Piura.

El tram estudiat correspon aproximadament a 43 quilòmetres del riu Piura, aigües avall de la presa Los Ejidos, el qual posseeix una pendent mitjana de 0.03% i el material de llit del qual està compost, principalment per arenes fines. En l'actualitat aquest tram es troba canalitzat mitjançant dies en tots dos marges amb una ampla mitjana de 650 metres en una longitud de fins a 38.7 quilòmetres.

A causa del fenomen El Niño Costaner ocorregut al març del 2017, el riu Piura va arribar a tindre un cabal màxim instantani de 3468 m³/s, valor inferior al de disseny del sistema de protecció contra inundacions del Bajo Piura, que no obstant això va provocar el desbordement e inundació de la ciutat de Piura i les localitats del Bajo Piura, ocasionat la pèrdua de vides humanes i danys a la infraestructura social i econòmica. És per això que en l'actualitat es pot indicar que el sistema de defensa contra inundacions no brinda la seguretat davant esdeveniments de tal magnitud, a més de que no existeixen estudis recents que avaluen la capacitat hidràulica del riu Piura en el tram canalitzat.

S'ha recollit informació topogràfica, hidrològica, hidromètrica, sedimentològica, imatges satel·litàries i estudis de mecànica de sòls, per a la seua posterior anàlisi i construcció d'un model matemàtic amb el programari HECRAS 5.0.6. (USACE, 2018), per a representar el comportament hidràulic del riu Piura amb el cabal màxim instantani ocorregut en l'esdeveniment El Niño Costaner 2017. Amb aquest primer objectiu, el model inicial es va concebre com un model unidimensional en règim permanent, tanmateix per a això, va ser necessària també l'aplicació del mòdul bidimensional de HECRAS en règim transitori, amb el qual es va representar el mateix esdeveniment i es van determinar els cabals desbordats en el tram urbà de la ciutat de Piura i el Bajo Piura. El calibratge del model bidimensional es va realitzar mitjançant una comparació entre l'àrea d'inundació simulada i la real obtinguda a través d'imatges satel·litàries en dates posteriors a l'esdeveniment (PeruSat-1 i Copernicus), a més dels valors del nivell de làmina d'aigua aconseguits en les estructures transversals al riu Piura durant l'avinguda.

Amb el model hidràulic calibrat, considerant la topografia realitzada el 2015, es va simular el mòdul de transport de sediments amb llit mòbil per a l'esdeveniment observat (hidrograma de l'avinguda 2017), es va establir tant les condicions inicials com de contorn obtenint la morfologia del riu Piura (topografia simulada), la qual es va calibrar a través de comparació amb les dades topogràfiques post esdeveniments observats (topografia 2017).

Dels resultats obtinguts es té que la capacitat hidràulica de disseny del riu Piura en el tram canalitzat s'ha reduït, això a causa de l'accelerat procés de sedimentació i la falta de manteniment del llit, a més que per al cabal màxim de 4190 m³/s corresponent a període de retorn de 100 anys, es generaria el col·lapse total del sistema de protecció contra inundacions de la ciutat de Piura i el Bajo Piura.

És per això que com a propostes per a millorar la capacitat hidràulica es plantegen alternatives aplicant mesures no estructurals (manteniment del llit i planes d'inundació en el tram canalitzat), a més de mesures estructurals (sobrelevació de la corona dels dics en tots dos marges i la renaturalització de l'eixida a la mar del riu Piura per Sechura), totes dues mesures busquen minimitzar la vulnerabilitat física davant inundacions, a més de solucionar el problema de sedimentació en el tram canalitzat i el Complex Cassetó Ramón - Ñapique.

La solució proposada consisteix en la renaturalització de l'eixida a la mar del riu Piura per Sechura a través d'una derivació amb capacitat de 1800 m³/s, a més del manteniment de llit i sobrelevació de la corona dels dics en la part superior de la canalització del Bajo Piura. Es pot assenyalar que la combinació d'aquestes mesures representa una proposta integral la qual millora la capacitat hidràulica del riu des de la presa Los Ejidos fins al final del tram canalitzat (sector Cordillera) per a un cabal de 4190 m³/s (període de retorn de 100 anys). Això permetrà garantir la seguretat i la reducció de la vulnerabilitat física davant inundacions, a més de permetre el transport i descàrrega de sediments cap a la mar, reduint així el fenomen de agradació del riu en el seu tram inferior.

El modelatge i l'anàlisi realitzada suposa un acostament al comportament hidràulic i sedimentològic del riu Piura. No obstant això, són necessaris encara estudis de detall i que els responsables de la gestió dels recursos hídrics de la conca del riu Piura, incorporen els mateixos a la solució plantejada per a així millorar el model numèric. A través d'aquest, es representarà millor el comportament hidràulic de tot el sistema, el qual servirà per a la presa de decisions i gestió dels recursos hídrics en la conca del riu Piura.

En inglés (máximo 5000 caracteres)

This project analyzes the hydraulic and sedimentological behavior of Piura river which is in the department of Piura, Peru, from the Los Ejidos dam section to the Cordillera Sector. The

aim of this work is to propose improvements for hydraulic capacity of the canalized section and the reduction of vulnerability to floods in Bajo Piura.

The studied section is 43 kilometers of the Piura River, downstream from the Los Ejidos Dam, which has an average slope of 0.03% and whose bed material is mainly composed of fine sand. At present, this section is channeled through levees on both banks with an average width of 650 meters in a length of up to 38.7 kilometers.

Due to El Niño – Southern Oscillation in March 2017, Piura river reached a maximum instantaneous flow of 3468 m³/s, which was lower than the design of the flood protection system of Bajo Piura. Nevertheless, it caused overflow and flooding of the city of Piura and the towns of Bajo Piura, loss of human lives and damaged social and economic infrastructure. That is why it can be indicated that the flood defense system does not provide security against events of such magnitude. In addition to, the fact that, there are no recent studies that evaluate the hydraulic capacity of Piura River in the channeled section.

Topographic, hydrological, hydrometric, sedimentological information, satellite images and soil mechanics studies have been collected to analyze and build a mathematical model with the HECRAS 5.0.6 software. (USACE, 2018). It represented the hydraulic behavior of the Piura River with the maximum instantaneous flow that occurred in the El Niño – Southern Oscillation 2017 event. At first, the model was designed as a one-dimensional model in permanent regime. However, it was also necessary to apply the two-dimensional HECRAS module in a transitory regime with the same event. The overflowing flows were determined in the urban section of the city of Piura and Bajo Piura. The calibration of the two-dimensional model was carried out by contrasting the simulated flood area and the real one shown in satellite images after the event (PeruSat-1 and Copernicus) and the values of the water level reached in the transversal structures to the Piura river during the avenue.

After the hydraulic model was calibrated, considering the topography of 2015, the sediment transport module with moving bed was simulated for the event (hydrograph of avenue 2017). The initial and contour conditions were established, and the results were the morphology of the Piura river (simulated topography) that was calibrated by comparison with the topographic data after observed events (topography 2017).

The results showed that the design hydraulic capacity of Piura River in the channeled section has been reduced due to the accelerated sedimentation process and the lack of maintenance of

the riverbed. In addition, the maximum flow of 4190 m³/s of 100 years return period will collapse the flood protection system in the city of Piura and Bajo Piura.

As proposals to improve hydraulic capacity, it is consider the alternatives of applying non-structural measures (maintenance of the riverbed and flood plains in the canalized section), and structural measures like overlifting of the crown of the levees on both banks and renaturalization from the outlet to the sea of the Piura River through Sechura. Both of them seek to minimize physical vulnerability to floods, in addition to solving the sedimentation problem in the canalized section and the Ramón - Ñapique Lagoon Complex.

The proposed solution is renaturation Piura river outlet to the sea by Sechura through a diversion with a capacity of 1800 m³/s, in addition to maintaining the channel and raising the crown of the levees in the upper part of the channel of Bajo Piura. The combination of these measures represents a comprehensive proposal which improves the hydraulic capacity of the river from the Los Ejidos dam to the end of the canalized section (Cordillera sector) for a flow of 4190 m³/s (return period of 100 years). This will ensure safety and reduce physical vulnerability to floods, as well as allowing the transport and discharge of sediments to the sea, thus reducing the phenomenon of aggradation of the river in its lower section.

The modeling and analysis carried out an approach to the hydraulic and sedimentological behavior of Piura river. However, detailed studies are still needed and those responsible for managing the water resources of Piura river basin incorporate them into the proposed solution in order to improve the numerical model. Through, the hydraulic behavior of the entire system will be better represented, and it will be required to make a well considered decision about the management of water resources in the Piura river basin.

Palabras clave español (máximo 5): Modelo numérico, inundación, capacidad hidráulica, sedimentación, transporte de sedimentos.

Palabras clave valenciano (máximo 5): Model numèric, inundació, capacitat hidràulica, sedimentació, transport de sediments.

Palabras clave inglés (máximo 5): Numerical model, flooding, hydraulic capacity, sedimentation, sediment transport.



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES	2
1.1. ANTECEDENTES	2
1.2. MORFOLOGÍA DEL RÍO PIURA	9
1.2.1. Descripción del cauce principal y llanuras de inundación.	9
1.3. SISTEMA DE DEFENSAS CONTRA INUNDACIONES.....	13
1.4. PROBLEMÁTICA ACTUAL.....	15
1.5. OBJETIVOS	20
1.5.1. Objetivo general:	20
1.5.2. Objetivos específicos:.....	20
CAPITULO II: MARCO TEORICO	21
2.1. MORFOLOGÍA FLUVIAL.....	21
2.1.1. Clasificación genética de los ríos.	21
2.1.2. Clasificación por condiciones de estabilidad.	22
2.1.3. Clasificación según su forma en planta.	23
2.1.4. Análisis cualitativo de condición de equilibrio fluvial.....	24
2.2. PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS.....	26
2.3. FORMAS DE LECHO.....	29
2.4. INICIO DEL MOVIMIENTO.....	31
2.5. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	34
2.5.1. Modalidades de transporte de sedimentos.....	34
2.5.2. Transporte de fondo.....	35
2.6. MODELOS MATEMÁTICOS PARA EL ESTUDIO SISTEMAS FLUVIALES.....	37
2.6.1. Tipos de modelos matemáticos.	37
2.6.2. Conceptos y bases de cálculo de modelos unidimensionales.....	39



2.6.3. Conceptos y bases de cálculo de modelos bidimensionales – Caso HECRAS.....	43
2.6.4. HECRAS una herramienta para la simulación de sistemas fluviales.....	44
CAPITULO III: METODOLOGÍA.....	45
3.1. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	45
3.1.1. Ubicación:	45
3.1.2. Características morfológicas.	45
3.2. MODELACIÓN HIDRÁULICA.....	51
3.2.1. Modelación hidráulica bidimensional.	52
3.2.2. Modelación hidráulica unidimensional.	61
3.3. MODELO SEDIMENTOLÓGICO.....	69
3.3.1. Construcción de modelo sedimentológico.	70
3.3.2. Condiciones de contorno.....	74
3.3.3. Datos y parámetros de transporte de sedimentos.	75
3.3.4. Simulación y calibración de modelo sedimentológico.....	77
CAPITULO IV: RESULTADOS DE CÁLCULOS Y SU ANÁLISIS.	82
4.1. COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DEL RÍO PIURA - EVENTO DEL 2017.....	82
4.1.1. Tramo del río entre presa Los Ejidos y puente Bolognesi. Condiciones hidráulicas generales.....	83
4.1.2. Tramo del río entre puente Bolognesi y puente Independencia. Condiciones hidráulicas generales.	85
4.1.3. Tramo entre puente Independencia y fin de encauzamiento. Condiciones hidráulicas generales.....	89
4.2. ANÁLISIS DEL COLAPSO DEL SISTEMA DE PROTECCIÓN CONTRA INUNDACIONES DEL BAJO PIURA EN EL EVENTO DEL 2017.....	93
4.3. COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DEL RÍO PIURA ESCENARIO ACTUAL, CON CAUDALES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO.....	95
4.3.1. Tramo entre presa Los Ejidos a puente Bolognesi. Condiciones hidráulicas generales.....	95



4.3.2. Tramo del río entre puente Bolognesi y puente Independencia. Condiciones hidráulicas generales.	99
4.3.3. Tramo del río entre puente Independencia y fin de encauzamiento. Condiciones hidráulicas generales.	101
4.4. EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD HIDRÁULICA DEL RÍO PIURA EN EL TRAMO ENCAUZADO.....	107
4.5. COMPORTAMIENTO SEDIMENTOLÓGICO DEL RÍO PIURA.	109
4.5.1. Descarga de Sedimentos.....	109
4.5.2. Determinación de los tramos con erosión y sedimentación.	112
4.5.3. Análisis de la evolución morfológica del río Piura.	120
4.6. DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL DEL RÍO PIURA, TRAMO PRESA LOS EJIDOS A SECTOR CORDILLERA.....	135
CAPITULO V: ALTERNATIVAS VIABLES.....	137
5.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE ALTERNATIVAS:	137
5.1.1. Medidas no estructurales.	137
5.1.2. Medidas estructurales.	138
5.2. DESARROLLO Y RESULTADOS DE PROPUESTAS DE SOLUCIÓN.....	141
5.2.1. Alternativa A: Considerando sobreelevación de corona de los diques y adicionando mantenimiento de cauce.	141
5.2.2. Alternativa B: Renaturalización de la salida al mar por Sechura, adicionando sobreelevación de corona de diques y mantenimiento de cauce.	143
CAPITULO VI: PROPUESTA DE SOLUCIÓN.	152
6.1. SOLUCIÓN PROPUESTA.....	152
6.2. ESTIMACIÓN DE PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN DE LA PROPUESTA.....	154
CAPITULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	155
7.1. CONCLUSIONES.....	155
7.2. RECOMENDACIONES	159
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	160

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Ubicación cuenca del río Piura.	2
Figura 2 Mapa de elevaciones de la cuenca del río Piura.	3
Figura 3 Mapa del río Piura a finales del siglo XIX (1984).....	9
Figura 4 Vista Satelital del río Piura desde su cuenca alto-andina hacia su desembocadura al mar.....	10
Figura 5. Río Piura en diferentes horizontes temporales.	11
Figura 6 Río Piura tramo Presa Los Ejidos- Complejo lagunar	12
Figura 7 Sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura.	13
Figura 8 Puente Cáceres día 27 de marzo del 2017	15
Figura 9 Inundación en el Bajo Piura.....	16
Figura 10 Rotura en el dique izquierdo Sector Las Ánimas Pedregal – Bajo Piura	16
Figura 11 Rotura en el dique izquierdo Sector Pedregal – Bajo Piura.....	16
Figura 12 Vista en perfil del thalweg del río Piura tramo presa Los Ejidos hasta Pampa Las Salinas – Laguna La Niña (1979 – 2019).....	19
Figura 13 Configuración de ríos.....	24
Figura 14 Esquemmatización de la balanza de Lane para condiciones de equilibrio.	25
Figura 15 Coeficiente de empuje, C_d , para esferas	28
Figura 16: Velocidad de caída de partículas naturales, según Rubey (para 20°C).....	29
Figura 17 Descripción de formas de fondo en ríos aluviales	30
Figura 18 Diagrama para clasificación de formas de fondo.....	31
Figura 19 Diagrama de Shields	33
Figura 20 Modos de transporte.....	35
Figura 21 Volumen de control diferencial	40
Figura 22 Volumen de control de sedimentos.....	42
Figura 23 . Ubicación del río Piura tramo Presa Los Ejidos a Sector Cordillera.....	45
Figura 24 . Mapa de ubicación de los diferentes tramos de estudio a lo largo del río Piura...	46
Figura 25 Ubicación del río Piura puente Grau a puente Independencia.....	49
Figura 26 Ubicación del río Piura puente Independencia a fin de tramo encauzado.	51
Figura 27 Modelo digital del Terreno (MDT).....	53
Figura 28 Hidrograma registrado del río Piura en la estación hidrométrica presa Los Ejidos.	54
Figura 29 Representación espacial de la rugosidad de Manning- río Piura	55
Figura 30 Discretización del tamaño de la malla computacional.....	57

Figura 31 Calibración de modelo 2D con áreas de inundación.....	59
Figura 32 Caudales máximos en diferentes puntos estimados a partir de modelo 2D.....	65
Figura 33 Caudales máximos instantáneos - Estación presa Los Ejidos- puente Sánchez Cerro.	66
Figura 34 Esquema de distribución de caudales modelo cuasi-transitorio.	70
Figura 35 Hidrograma estación hidrométrica Presa Los Ejidos.....	71
Figura 36 Hidrograma obtenido de modelo hidráulico bidimensional HECRAS – Puente Independencia.....	71
Figura 37 Análisis de granulometría de muestras de sedimentos – río Piura	72
Figura 38 Distribución espacial de calicatas a lo largo del río Piura.	73
Figura 39 MDT tramo puente Independencia – Sector Cordillera, topografía post evento (L=23 km).....	74
Figura 40 Perfil longitudinal modelo simulado vs topografía observada post evento.	78
Figura 41 Perfil longitudinal modelo simulado vs topografía post evento- tramo de calibración.	80
Figura 42 Perfil de flujo del río Piura tramo presa Los Ejidos a puente Bolognesi.....	84
Figura 43 Mapa de tirantes máximos generados en el evento de marzo del 2017-río Piura...	86
Figura 44 Mapa de velocidades máximas generadas en el evento de marzo del 2017-río Piura.	87
Figura 45 Perfil de flujo del río Piura tramo presa puente Bolognesi a puente Independencia.	88
Figura 46 Perfil de flujo del río Piura tramo puente Independencia a fin de encauzamiento.	90
Figura 47 Perfil de Flujo del río Piura – evento marzo del 2017.	91
Figura 48 Velocidades del río Piura – evento de marzo del 2017.....	92
Figura 49 Puente Independencia – septiembre 2017.....	94
Figura 50 Perfil de flujo del río Piura tramo presa Los Ejidos a puente Bolognesi para caudales con diferentes TRs.....	98
Figura 51 Perfil de flujo del río Piura tramo puente Bolognesi a puente Independencia para caudales con diferentes TRs.....	100
Figura 52 Perfil de flujo del río Piura tramo puente Independencia a fin de encauzamiento para caudales con diferentes TRs	103
Figura 53 Perfil de Flujo del río Piura – Caudales para diferentes periodos de retorno.	104
Figura 54 Velocidades del río Piura para caudal de 2775 m ³ /s (TR 25 años).....	105
Figura 55 Velocidades del río Piura para caudal de 4190 m ³ /s (TR 100 años).....	106

Figura 56 Capacidad hidráulica del río Piura tramo puente Cáceres a Final del tramo encauzado.....	107
Figura 57 Función de distribución uniforme del tamaño característico de la partícula de sedimento.....	109
Figura 58 Tasa de sedimentos en suspensión y caudales en el río Piura para eventos (1973, 1983, 1998 y 2017).....	110
Figura 59 Cono eyector de sedimentos del río Piura hacia el mar a través de estuario Virrila (marzo, 2017)	111
Figura 60 Diagrama de Shields – Van Rijn – río Piura (Cauce principal, $Q=1870 \text{ m}^3/\text{s}$). ...	113
Figura 61 Diagrama de Shields – Van Rijn – río Piura (margen izquierda, $Q=1870 \text{ m}^3/\text{s}$)..	114
Figura 62 Diagrama de Shields – Van Rijn – río Piura (margen derecha, $Q=1870 \text{ m}^3/\text{s}$). ...	114
Figura 63 Diagrama de Hjulström, velocidad promedio critica para muestras de sedimento, estimado para caudal de $4190 \text{ m}^3/\text{s}$	115
Figura 64 Fuerzas tractivas a lo largo del río Piura, estimado para caudal de $4190 \text{ m}^3/\text{s}$	116
Figura 65 Velocidades a lo largo del río Piura, estimado para caudal de $4190 \text{ m}^3/\text{s}$	117
Figura 66 Fuerzas tractivas a lo largo del río Piura, estimado para caudal de $1870 \text{ m}^3/\text{s}$	118
Figura 67 Velocidades a lo largo del río Piura, estimado para caudal de $1870 \text{ m}^3/\text{s}$	119
Figura 68 Realineamiento del cauce principal inferior según Class- Sazlgitter (2001) – ejecutado en el año 2003.	120
Figura 69 Vista en planta del thalweg del río Piura tramo presa Los Ejidos hasta la salida al mar por el estuario Virrila (2000 – 2019).....	122
Figura 70 Vista en perfil del thalweg del río Piura tramo presa Los Ejidos hasta Pampa Las Salinas – Laguna La Niña (1979 – 2019).....	123
Figura 71 Ancho y relación B/H del río Piura tramo presa Los Ejidos hasta Pampa Las Salinas - Laguna La Niña.....	124
Figura 72 Distribución espacial de secciones transversales.....	125
Figura 73 MDT Zona puente Independencia (A-2017) y Alcantarilla del dren 1308 (B-2017) - (2015, 2017, 2019).	126
Figura 74 Topografía de secciones transversales del río Piura (km 3+550 y 4+550). (Orientación en sentido del flujo).....	127
Figura 75 Topografía de secciones transversales del río Piura (km 10+160 y 18+350). (Orientación en sentido del flujo).....	128
Figura 76 Topografía de secciones transversales del río Piura, (km 23+450 y 28+600). (Orientación en sentido del flujo).....	129

Figura 77 Topografía de secciones transversales del río Piura, (km 23+450 y 28+600). (Orientación en sentido del flujo).....	130
Figura 78 Sedimentación en las llanuras de inundación con respecto al año 2000.	131
Figura 79 Tramos con erosión, estado de equilibrio y no movimiento para $3475 \text{ m}^3/\text{s}$	134
Figura 80 Renaturalización de la salida al mar del río Piura por Sechura - Batimetría y circulación marina de la Bahía de Sechura (1).....	140
Figura 81 Alternativa A (sobrelevación corona de diques adicionando mantenimiento de cauce).....	142
Figura 82 Geometría del modelo para alternativa B. (Salida al mar por Sechura).	144
Figura 83 Vista en planta del cauce proyectado hacia bahía Sechura – Alternativa B.	145
Figura 84 Valores promedio de velocidad y área hidráulica para diferentes anchos de encauzamiento.	146
Figura 85 Valores promedio de fuerzas tractivas y tirantes hidráulicos en el cauce principal para diferentes anchos de encauzamiento.	146
Figura 86 Valores promedio de fuerzas tractivas y tirantes hidráulicos en las llanuras de inundación para diferentes anchos de encauzamiento.....	147
Figura 87 Perfil de flujo del río Piura y sobreelevación de diques– Alternativa B.....	149
Figura 88 Perfil de velocidades del río Piura – Alternativa B (Caudal derivado $1800 \text{ m}^3/\text{s}$).	150
Figura 89 Perfil de fuerzas tractivas del río Piura – Alternativa B (Caudal derivado $1800 \text{ m}^3/\text{s}$).	151
Figura 90 Esquema de solución propuesta.....	153



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Características granulométricas de sedimentos depositados en el cauce.	5
Tabla 2 Evaluación del fenómeno de agradación – degradación del río Piura.	6
Tabla 3 Decantación de sedimentos en diferentes tramos del río Piura.	7
Tabla 4 Registro de daños ocasionados por el Niño costero en el departamento de Piura- 2017.	17
Tabla 5 Coeficientes de rugosidad de Manning del río Piura- Modelo 2D.	56
Tabla 6 Calibración de Modelo numérico bidimensional.	60
Tabla 7 Coeficientes por contracción y expansión del flujo.	63
Tabla 8 Coeficientes de forma y arrastre del flujo en pilares.	64
Tabla 9 Coeficientes de rugosidad de Manning para modelo unidimensional.	64
Tabla 10 Caudales máximos en diferentes secciones a partir de modelo 2D.	66
Tabla 11 Estadística descriptiva serie caudales máximos instantáneos (1925-2017)	67
Tabla 12 Prueba de bondad de Ajuste.	67
Tabla 13 Caudales para diferentes periodos de retorno.	67
Tabla 14 Condiciones de contorno modelo unidimensional.	68
Tabla 15 Datos para la simulación en 1D.	68
Tabla 16 Calibración de modelo numérico unidimensional.	69
Tabla 17 Diámetros característicos de sedimento depositado en el cauce	72
Tabla 18 Condiciones de contorno del modelo sedimentológico.	75
Tabla 19 Valores referenciales del criterio de Nash-Sutcliffe.	80
Tabla 20 Niveles de lámina de agua calculados y observados en el evento del 2017.	82
Tabla 21 Principales resultados hidráulicos tramo presa Los Ejidos a puente Bolognesi.	83
Tabla 22 Caudales máximos entre puente Bolognesi y puente Independencia evento 2017. .	85
Tabla 23 Principales resultados hidráulicos tramo puente Bolognesi a puente Independencia.	86
Tabla 24 Principales resultados hidráulicos tramo puente Independencia a Fin de encauzamiento.	89
Tabla 25 Principales resultados hidráulicos tramo presa Los Ejidos a puente Cáceres- caudales para diferentes TR.	96
Tabla 26 Principales resultados hidráulicos tramo puente Cáceres a puente Bolognesi- caudales para diferentes TR.	96
Tabla 27 Principales resultados hidráulicos tramo puente Bolognesi a puente Independencia- diferentes periodos de retorno.	99



Tabla 28 Principales resultados hidráulicos tramo puente Independencia a fin de encauzamiento- diferentes periodos de retorno.....	101
Tabla 29 Capacidad hidráulica del río Piura – condiciones actuales 2020.	108
Tabla 30 volúmenes de sólidos transportados en los eventos máximos de El Niño.	110
Tabla 31 Volumen de sólidos transportados en el evento de marzo del 2017.	111
Tabla 32 Análisis de situación crítica para el inicio del movimiento.....	112
Tabla 33 Sedimentación del cauce del río Piura periodo 2000 -2019.....	131
Tabla 34 Volúmenes de material dragado a lo largo del río Piura durante actividades de descolmatación - 2017.....	132
Tabla 35 Tramos con erosión, estado de equilibrio y no movimiento en el río Piura.....	133
Tabla 36 Capacidad hidráulica del río Piura.	135
Tabla 37 Coeficientes de rugosidad de Manning considerando mantenimiento de cauce....	141
Tabla 38 Estimación de presupuesto de ejecución.	154

INTRODUCCIÓN

El río Piura es uno de los ríos más importantes del norte del Perú, cuyas aguas son empleadas fundamentalmente por los sectores agrario, poblacional e industrial. Debido a la acción humana y recurrencia de avenidas extraordinarias, su morfología se ha visto fuertemente alterada de tal manera que en la actualidad ha traído como consecuencia el fenómeno de agradación-degradación a lo largo en su tramo inferior.

A fin de evitar daños sustanciales provocados en las grandes avenidas, el Bajo Piura cuenta con un sistema de protección contra inundaciones conformado por un conjunto de diques longitudinales ubicados en ambas márgenes del río Piura. Sin embargo, debido a los diferentes eventos extraordinarios del fenómeno El Niño ocurridos en los años 1973, 1983, 1998 y fenómeno del Niño costero en 2017, se ha generado el colapso de estas obras de encauzamiento, ocasionando la pérdida de vidas humanas, así como daños en la infraestructura social y económica, además de poner en riesgo a los distritos de Piura, Castilla, Catacaos, Pedregal, Cura Mori, El Tallan, Bernal y Cristo Nos Valga.

Debido al cambio de uso de suelo en la parte alta de la cuenca y al desequilibrio morfológico del río Piura, ha surgido una alteración en el régimen de transporte de sedimentos, que ha traído consigo la acreción vertical y lateral del cauce y llanuras de inundación del tramo encauzado, además de provocar la desaparición y sedimentación de gran parte del complejo Lagunar Ramón – Ñapique, al punto de reducir la capacidad hidráulica del sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura y no garantizar la seguridad del buen funcionamiento del mismo.

Es por ello que se requiere de un análisis completo del río Piura como una unidad hidráulica, social y ambiental, por lo que con este trabajo se busca sistematizar la información existente, analizar los diferentes estudios realizados hasta la fecha y conceptualizar un modelo matemático que reproduzca el comportamiento hidráulico y sedimentológico del río Piura en el tramo presa Los Ejidos a Sector Cordillera, así como también analizar la problemática del sistema de protección contra inundaciones de la ciudad de Piura y del Bajo Piura, además de plantear medidas que permitan reducir la vulnerabilidad física ante inundaciones durante eventos extraordinarios como el Fenómeno El Niño.

CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1.ANTECEDENTES

La cuenca del río Piura se ubica geográficamente en la costa norte del Perú, en el departamento de Piura entre los meridianos 79°30' y 81° de longitud Oeste y los paralelos 4°42' y 5°45' de latitud Sur, con una superficie aproximada de 12 216 km², ver **Figura 1**. La cuenca posee un clima que varía desde muy seco en la parte baja, semicálido en la parte media y húmedo en la parte alta, con valores de precipitación promedio anual que van desde los 50 a 800 mm a lo largo de la misma. La cuenca tiene sus orígenes en la parte alta de Huarmaca a más de 3600 m.s.n.m. hasta su desembocadura a 5 m.s.n.m. en las lagunas Ramon, Ñapique y La Niña. **Figura 2**.

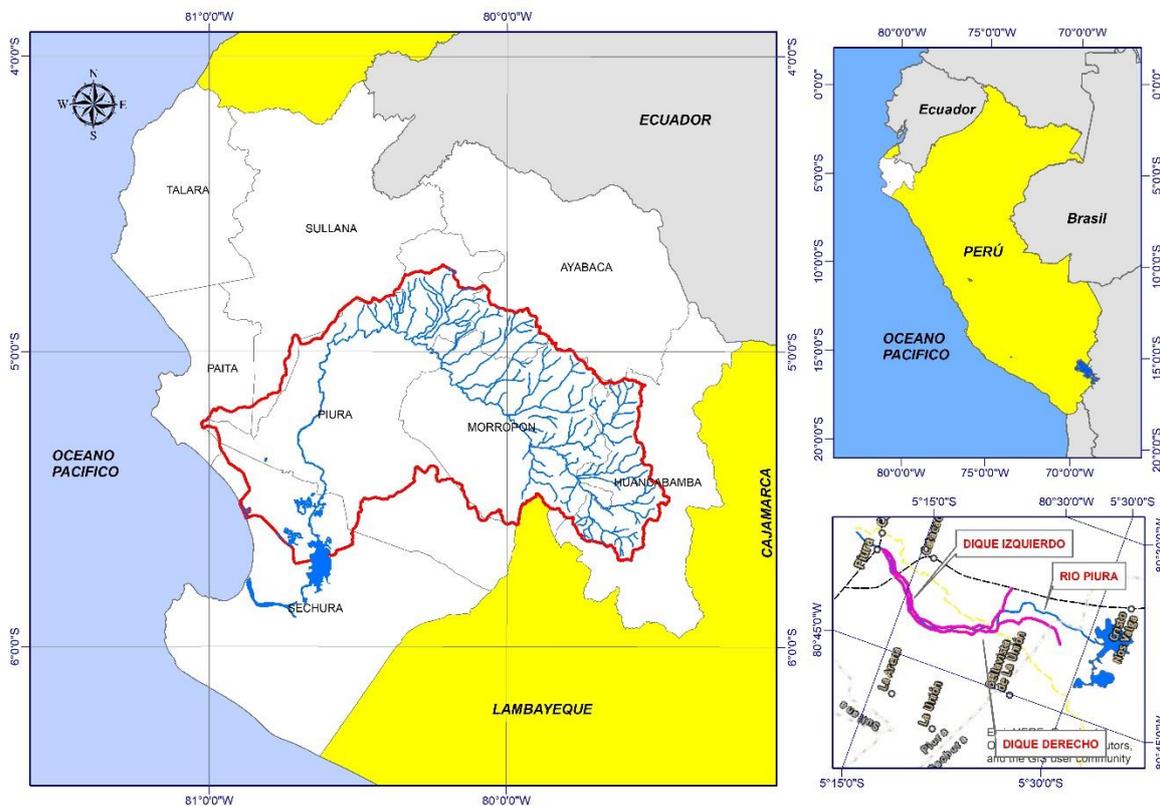


Figura 1 Ubicación cuenca del río Piura.

El río Piura se puede clasificar como intermitente e irregular, con caudales medios mensuales que varían entre 2.05 y 134.61 m³/s entre los meses de noviembre y marzo respectivamente, sin embargo en eventos lluviosos extraordinarios relacionados con la corriente cálida de El Niño/Southern Oscillation (ENSO) puede llegar a transportar caudales máximos instantáneos de hasta 4 424 m³/s, como el registrado en el año de 1998 (PNUD, 2001).

Es necesario indicar que el valor del caudal máximo instantáneo antes mencionado fue verificado dos años después, en el Estudio definitivo para la reconstrucción y rehabilitación del sistema de defensas contra inundaciones en el Bajo Piura elaborado por el consorcio Class- Salzgitter (2001). El estudio indicó que la descarga máxima instantánea anual generada en el año 1998 estuvo entre 3200 m³/s y 3500 m³/s; valores significativamente inferiores a la considerada hasta la fecha durante el fenómeno de El Niño.

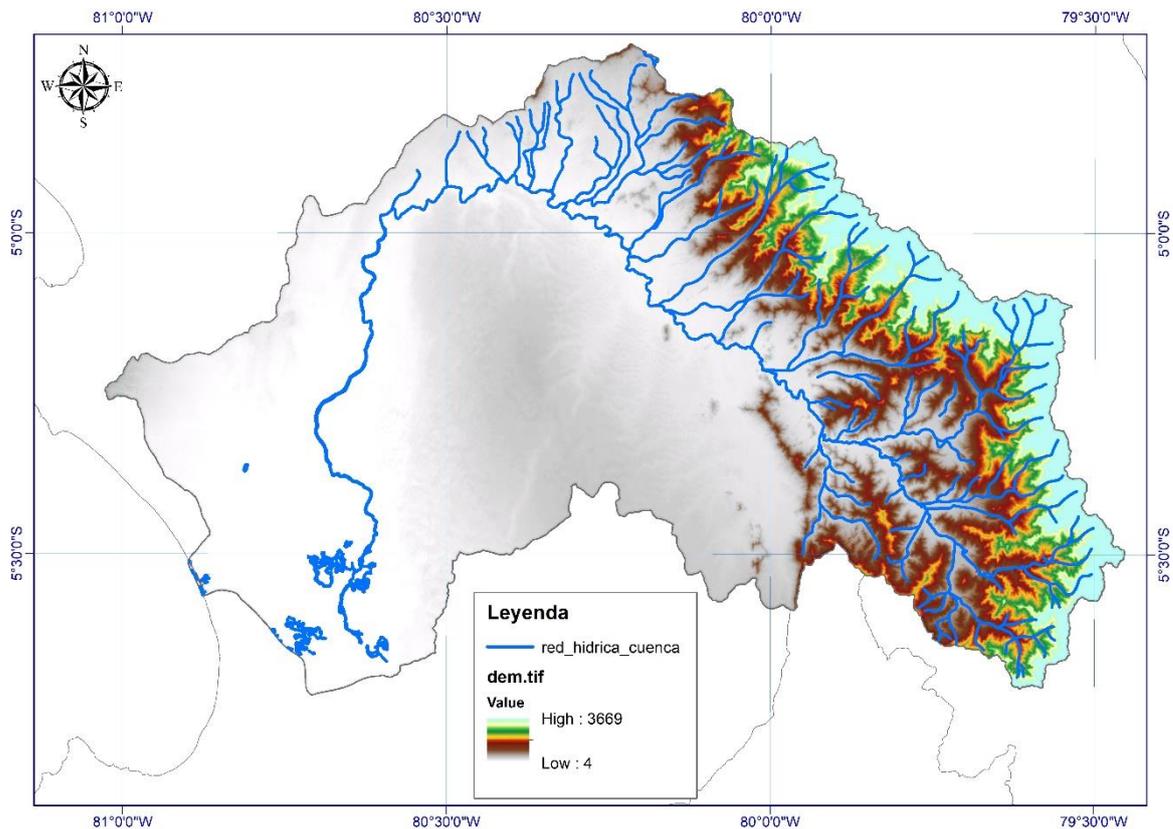


Figura 2 Mapa de elevaciones de la cuenca del río Piura.

El primer acercamiento hacia la representación del comportamiento hidráulico y sedimentológico del río Piura, fue realizado en el año 2001 como parte del: “Estudio definitivo para la reconstrucción y rehabilitación del sistema de defensas contra inundaciones en el Bajo Piura y modelo matemático para prognosis de avenidas en tiempo real en la cuenca del río Piura. Piura, Perú.”, elaborado por el Consorcio Class-Salzgitter.

Adicionalmente, también en el 2001, fue presentado el proyecto “Estudio para el Plan Integral del río Piura”, elaborado por la Universidad Nacional de Piura y Universidad de Piura, orientado a la protección integral de la zona urbana, en donde se realizaron estudios de hidrología, sedimentología, topografía, investigaciones geológicas y geotécnicas con el fin de construir un modelo hidráulico físico y numérico del río Piura, que permitieran

determinar la capacidad hidráulica, valores y distribución de velocidades y niveles de erosión y sedimentación.

Posteriormente, en el año 2010 se publicó el estudio “Evaluación de las condiciones geomorfológicas e hidrogeológicas de las Cuencas bajas del río Piura y río Chira para mitigar factores ambientales que restringen el desarrollo social y económico de las regiones”, en donde a través del análisis multitemporal con fotografías aéreas, muestran el desarrollo del río Piura, y como los episodios de migración lateral y movimiento del lecho están relacionados con las inundaciones extremas. Además, presentan algunas medidas de prevención contra inundaciones y analizan el proceso de sedimentación en el complejo Lagunar.

Estudio definitivo para la reconstrucción y rehabilitación del sistema de defensas contra inundaciones en el Bajo Piura y modelo matemático para prognosis de avenidas en tiempo real en la cuenca del río Piura. Piura, Perú. (Class-Salzgitter., 2001).

El estudio estuvo orientado fundamentalmente en sustentar adecuadamente la reconstrucción y rehabilitación del sistema de defensas ribereñas del Bajo Piura.

Se desarrollaron algunos aspectos de morfología y dinámica fluvial, además de la evaluación hidráulica del río Piura desde la Presa Los Ejidos hasta la desembocadura a la Laguna La Niña.

Para el diseño del sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura se establecieron diferentes niveles de seguridad; los que variaban según la importancia de la zona. Para el tramo entre el puente Bolognesi hasta Catacaos la capacidad hidráulica del río Piura es de $3750 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal con periodo de retorno de 100 años), luego de Catacaos hasta la zona del dique fusible de Narihualá esta capacidad se reduce a $3100 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal con periodo de retorno de 50 años), y desde Puente Independencia hasta la desembocadura a la laguna Ramón la capacidad hidráulica es de $1700 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal con periodo de retorno de 10 años) (Class-Salzgitter 2001).

Los valores de la capacidad hidráulica del río Piura a lo largo del tramo encauzado se obtuvieron sin considerar erosión en el cauce principal durante el tránsito de la avenida. Ya que según Class-Salzgitter (2001), esta suposición es conservadora y, por lo tanto, es recomendada para la verificación y determinación de la altura requerida de los diques.

Del estudio se muestran los diámetros característicos del material de acarreo a lo largo del cauce, conformado principalmente por arenas finas y limos arcillosos, como se puede ver en la **Tabla 1**.

Tabla 1 Características granulométricas de sedimentos depositados en el cauce.

Fuente: (Class-Salzgitter, 2001).

Muestra	Ubicación	Diámetro (mm)		
		d ₁₀	d ₅₀	d ₉₀
1	Inmediatamente aguas arriba Los Ejidos	0.1	0.2	0.3
2	Zona del Puente Cáceres	0.03	0.09	0.2
3	Zona del Puente Independencia	0.006	0.05	0.15
4	Zona alcantarilla dren 13.08	< 0.001	0.015	0.06
5	Cauce frente a Piedral.	0.0015	0.018	0.06
6	Cauce cerca carretera Panamericana km 951	<< 0.001	0.005	0.04
7	Antigua Laguna Mala Vida	0.0015	0.008	0.03
8	Laguna Ramón	<< 0.001	0.0018	0.02

Con respecto al transporte de sedimentos el estudio indica que desde la salida del tramo urbano de la Ciudad de Piura hasta aproximadamente la alcantarilla del dren 1308 predomina el proceso de erosión, sin embargo, en algunas zonas se genera sedimentación, específicamente en las llanuras de inundación. El proceso de agradación se ha acelerado en el tramo aguas abajo de la zona de protección, en donde el cauce tiene una configuración entre meándrica a entrelazada y las pendientes son muy bajas, dando como resultado la acreción vertical del fondo del cauce y llanuras. (Class-Salzgitter., 2001).

De la modelación hidráulica unidimensional elaborada en el estudio con diferentes caudales y tomando como referencia el diámetro determinante del material del lecho ($d = 0.045$ mm) junto con el criterio de Lange / Lecher y Hjulstroem para el inicio del movimiento de los materiales del fondo (Class-Salzgitter., 2001), se obtuvieron los resultados que se detallan en la **Tabla 2**.

Tabla 2 Evaluación del fenómeno de agradación – degradación del río Piura.

Fuente: (Class-Salzgitter, 2001)

Tramo del río	Caudal														
	360 m ³ /s			1100 m ³ /s			1700 m ³ /s			2500 m ³ /s			3100 m ³ /s		
	MI	CP	MD	MI	CP	MD	MI	CP	MD	MI	CP	MD	MI	CP	MD
Los Ejidos - Puente Cáceres	s/d	0	s/d	+	-	+	+	-	+	+	-	+	+	-	+
Ciudad Piura	s/d	0	s/d	s/d	-	s/d									
Puente Bolognesi - Grau	s/d	0	s/d	+	0	-	+	-	+	+	-	+	0	-	0
Puentes Grau - Independencia	s/d	0	s/d	+	0	-	+	0	-	+	-	-	0	-	-
Puente Independencia- Fin de Encauzamiento	s/d	0	s/d	+	0	-	+	0	-	+	0	-	+	-	-
Fin de Encauzamiento- Entrada Laguna Ramón	+			+			+			+			+		
Lagunas	+			+			+			+			+		

Leyenda:

- MI : Margen izquierda
- CP : Cauce principal
- MD : Margen derecha
- : Erosión
- 0 : Estado equilibrio
- +
- s/d : Sin datos / no aplicable

El estudio señala que el río Piura posee llanuras de inundación muy amplias, irregulares e inestables, estas a lo largo de su recorrido varían con anchos de 250 a 1500 metros las cuales se encuentran vegetadas por cultivos y arbustos en ambas márgenes. Se puede decir que desde la construcción de los diques de encauzamiento el nivel de las terrazas de inundación ha aumentado como resultado de la sedimentación, esto se muestra en la **Tabla 3**, así como también la resistencia al flujo, dando como resultado la reducción de la capacidad hidráulica del sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura.

Tabla 3 Decantación de sedimentos en diferentes tramos del río Piura.

Fuente: (Class-Salzgitter, 2001)

Tramo	Decantación de Sedimentos		
	%	10 ⁶ t	10 ⁶ m ³
-			
Los Ejidos - Fin Encauzamiento	~10	7	3.8*
Fin Encauzamiento - Entrada Laguna Ramón	75	55.5	30.8*
Lagunas Ramón / Ñapique	15	11.1	6.2*
Abajo de las lagunas	~1	0.4	0.2*

*En base del peso específico de 1.8 t/m³

Además de los resultados obtenidos de la modelación hidráulica y evaluación de agradación y degradación del río Piura, se indica que estos pueden ser tomados como valores de referencia. Sin embargo, debido a los procesos de erosión y sedimentación en los diferentes tramos del río, se ha generado una disminución en la capacidad de descarga y el nivel de protección del sistema de defensas del Bajo Piura, por lo que es necesario construir un modelo numérico que represente las características morfológicas, hidráulicas y sedimentológicas actuales del río Piura.

Estudio para el Plan Integral del río Piura (PNUD, 2001).

Este estudio está enfocado a desarrollar un conjunto de obras de encauzamiento en la zona urbana de la ciudad de Piura, por lo que para el análisis se consideraron dos tramos:

- Tramo A: Entre la presa Los Ejidos y el puente Cáceres, con una longitud aproximada de 3 km y una pendiente longitudinal de 0.35 ‰.
- Tramo B: Entre puente Cáceres y futuro puente Integración, con una longitud aproximada de 2.5 km y una pendiente longitudinal de 0.3 ‰.

El tramo A presenta una baja pendiente, con una configuración morfológica de un cauce poco sinuoso, mientras que el tramo B debido a la influencia antropogénica se encuentra canalizado y estrangulado en ambas márgenes alcanzando anchos de hasta 100 metros (tramo urbano), lo que genera que el proceso de erosión sea más pronunciado. (PNUD, 2001).

De acuerdo con las características del material de acarreo, este está conformado por limos y arenas, material que es fácilmente transportado con valores mínimos de velocidad, además

el estudio señala con respecto al transporte de sedimentos aproximadamente el 90% lo representa el transporte en suspensión.

De los resultados de la modelación matemática y la evaluación de los niveles de agua en el puente Sánchez Cerro, se determinó que los niveles de agua son mayores al inicio de la avenida, debido a que el cauce aún no ha sido erosionado, sin embargo, la capacidad de descarga del río va aumentando a medida que los caudales previos erosionan el fondo. Es decir, que no existe una relación única nivel vs caudal para el río Piura, ya que ésta tiene una enorme dependencia de la erosión que se genere a lo largo de la avenida, alcanzando profundidades de erosión de hasta 4 metros, con velocidades cercanas a los 5 m/s.

Adicionalmente el estudio incluyó la construcción de un modelo físico en el tramo comprendido entre aproximadamente a 500 m aguas arriba del puente Cáceres hasta 500 m aguas abajo del futuro puente Integración. El objetivo de éste era lograr reproducir adecuadamente las características hidráulicas y sedimentológicas, mediante la comparación de los resultados medidos en el modelo con los registrados en el prototipo para el fenómeno El Niño de 1998. Para ello fue necesario representar la formación zapallal (estrato duro distribuido a lo largo del río Piura en el tramo urbano), con el fin de evaluar la influencia en el comportamiento hidráulico del cauce.

Como resultados se puede señalar que la capacidad hidráulica en el tramo urbano depende directamente del proceso de erosión y de sedimentación, por lo que la capacidad máxima solo se puede lograr a partir de la erosión máxima del fondo del cauce, bajo estas condiciones la capacidad máxima del río Piura en el tramo urbano llega cerca de 4050 m³/s. Además de que el estrato duro conformado por la formación zapallal influye considerablemente en el proceso de erosión en la zona urbana.

1.2. MORFOLOGÍA DEL RÍO PIURA

1.2.1. Descripción del cauce principal y llanuras de inundación.

El río Piura a lo largo del tiempo ha ido modificando su configuración en planta, por lo que tiempo atrás no solo tenía un cauce definido como se observa en la **figura 3**, en la que se aprecia que después de la ciudad de Catacaos éste se dividía en varios brazos, dando origen a los ríos San Clemente, Vice y río Loco para luego nuevamente juntarse aguas arriba de la ciudad de Sechura y desembocar en el Océano Pacífico.

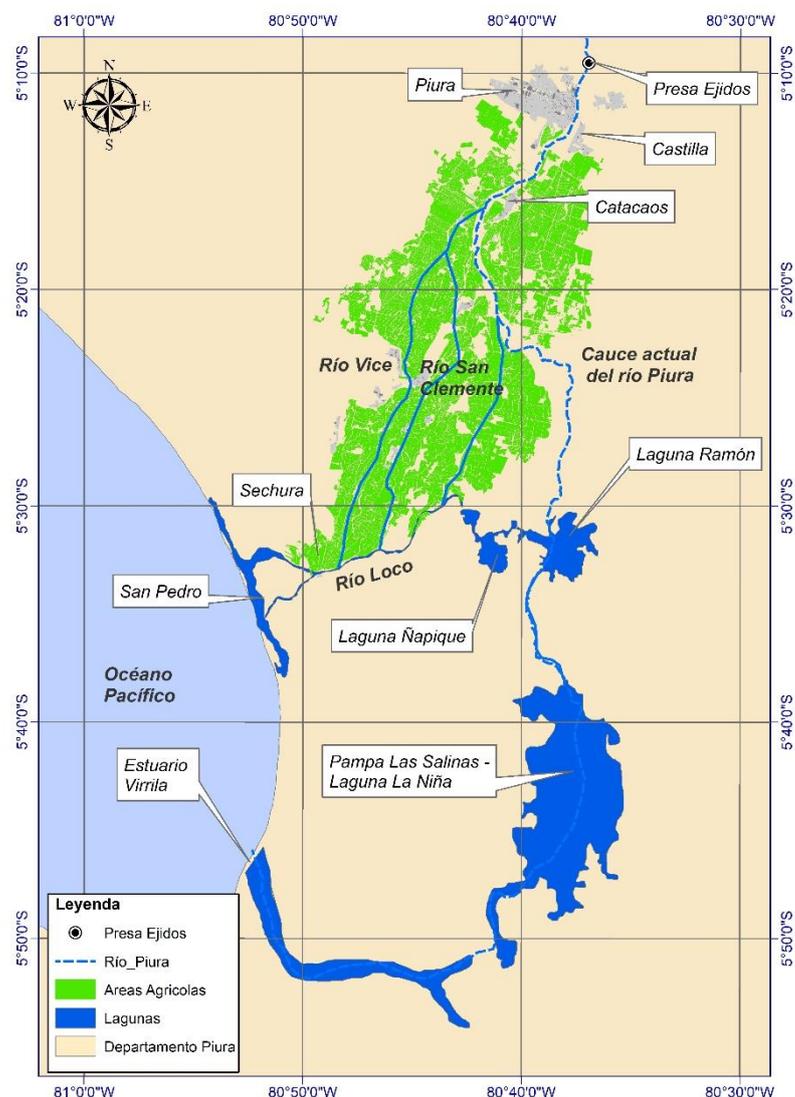


Figura 3 Mapa del río Piura a finales del siglo XIX (1984)

Fuente: Elaboración propia con datos de (Eguiguren, 1984)

Debido al desarrollo del Proyecto de Irrigación Chira-Piura, con las obras de derivación del río Quiroz hacia el río Chipillico y posterior derivación al río Piura

por medio de la quebrada San Francisco, surge la necesidad de proteger las áreas agrícolas de las inundaciones en el Bajo Piura, esto mediante la desviación del cauce principal hacia el complejo Lagunar Ramón-Ñapique, a través de diques de encauzamiento permanentes con una separación entre los 450 a 850 m (Alvarado & Ettmer, 2008).



Figura 4 Vista Satelital del río Piura desde su cuenca alto-andina hacia su desembocadura al mar.
Fuente: Google Earth 2019.

Después de la ejecución de los diques el río Piura a adoptado nuevas condiciones morfológicas, las cuales se han visto alteradas más aun a causa de los diferentes eventos extraordinarios generados por el Fenómeno del Niño del año 1973, 1983, 1998 y Niño costero del 2017, como se ve en la **figura 5**.

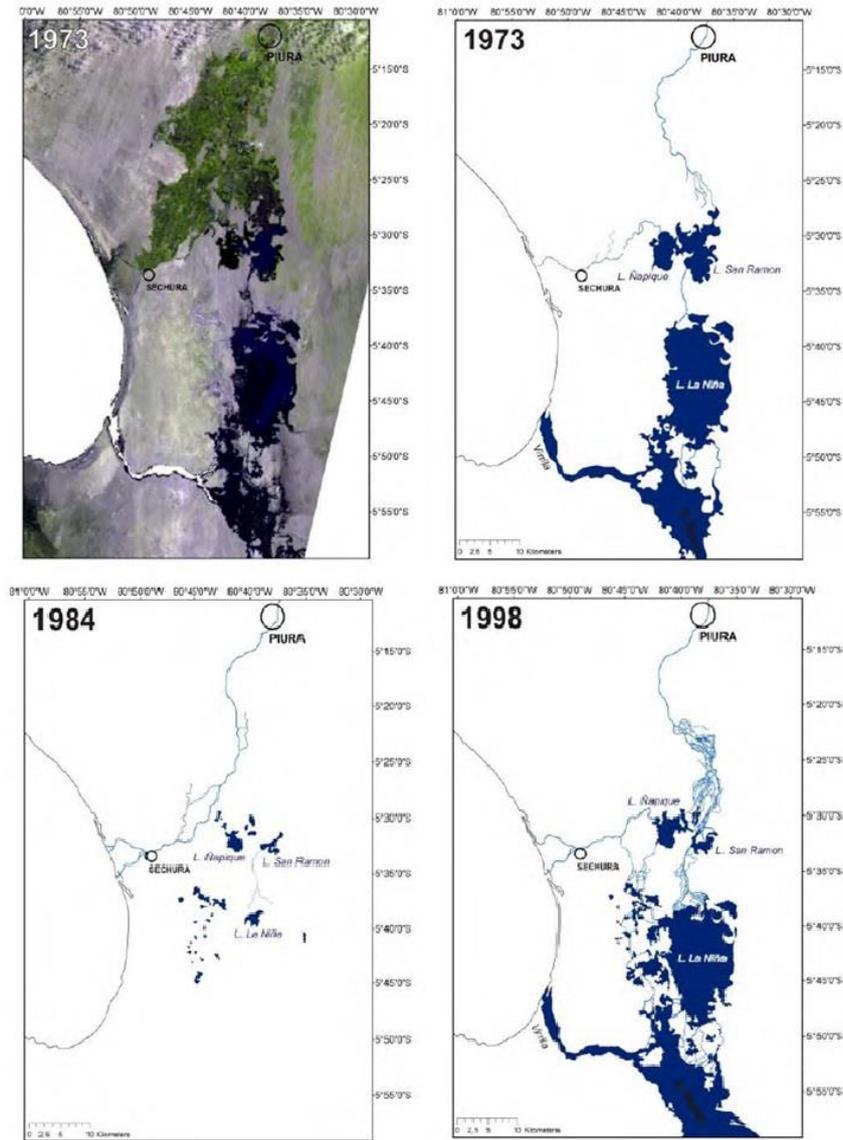


Figura 5. Río Piura en diferentes horizontes temporales.

Fuente: (Servicio Geológico Checo, 2010).

El río Piura en su tramo inferior se puede describir como un sistema de lechos anastomósicos, donde el sistema fluvial desagua por varios caminos: en el lago La Niña y a continuación a través del estuario Virrila en el océano, también por rebose del lago Ñapique al lecho antiguo cerca de la ciudad Sechura y por Reventazón, como se puede ver en la **figura 5**. (Servicio Geológico Checo, 2010).

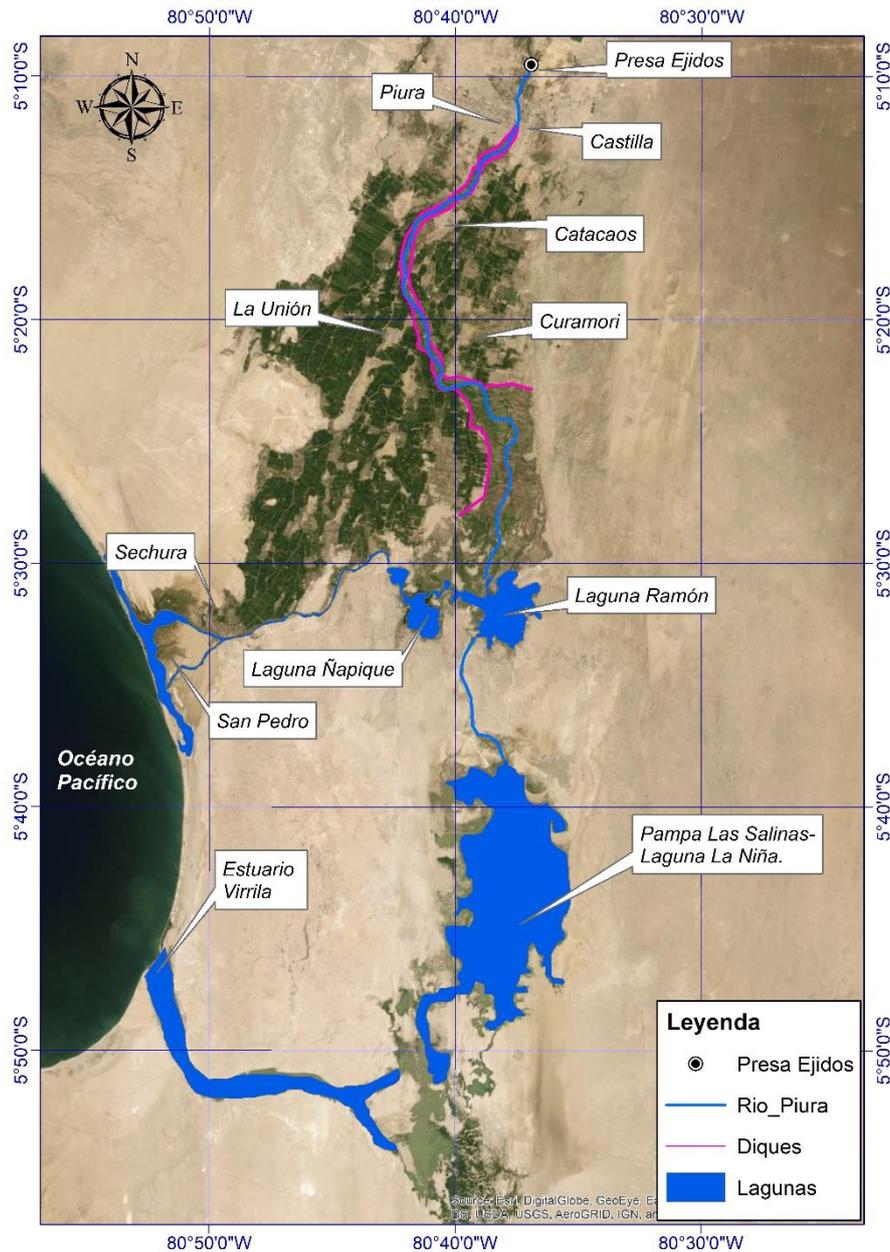


Figura 6 Río Piura tramo Presa Los Ejidos- Complejo lagunar
Fuente: Elaboración propia con datos (Class-Salzgitter, 2001).

En la actualidad el río Piura en el tramo encauzado puede clasificarse como sinuoso, con un comportamiento dinámico, el cual se modifica periódicamente en eventos de grandes avenidas. Las obras longitudinales existentes en ambas márgenes condicionan el movimiento serpenteante del cauce principal, limitando así su desarrollo natural en planta.

Al final del encauzamiento hacia el complejo lagunar, el río posee anchos de hasta 3 500 metros, se puede indicar que este tramo ha experimentado un proceso acelerado de sedimentación que ha provocado la acreción vertical del fondo y de

las llanuras de inundación, además es un tramo muy inestable el cual se puede clasificar entre meándrico a entrelazado.

1.3. SISTEMA DE DEFENSAS CONTRA INUNDACIONES.

El sistema de protección contra inundaciones del río Piura lo constituye un conjunto de obras, las cuales tiene el fin de proteger las áreas urbanas, agrícolas e infraestructura social y económica del Bajo Piura, como se puede ver en la **figura 7**.

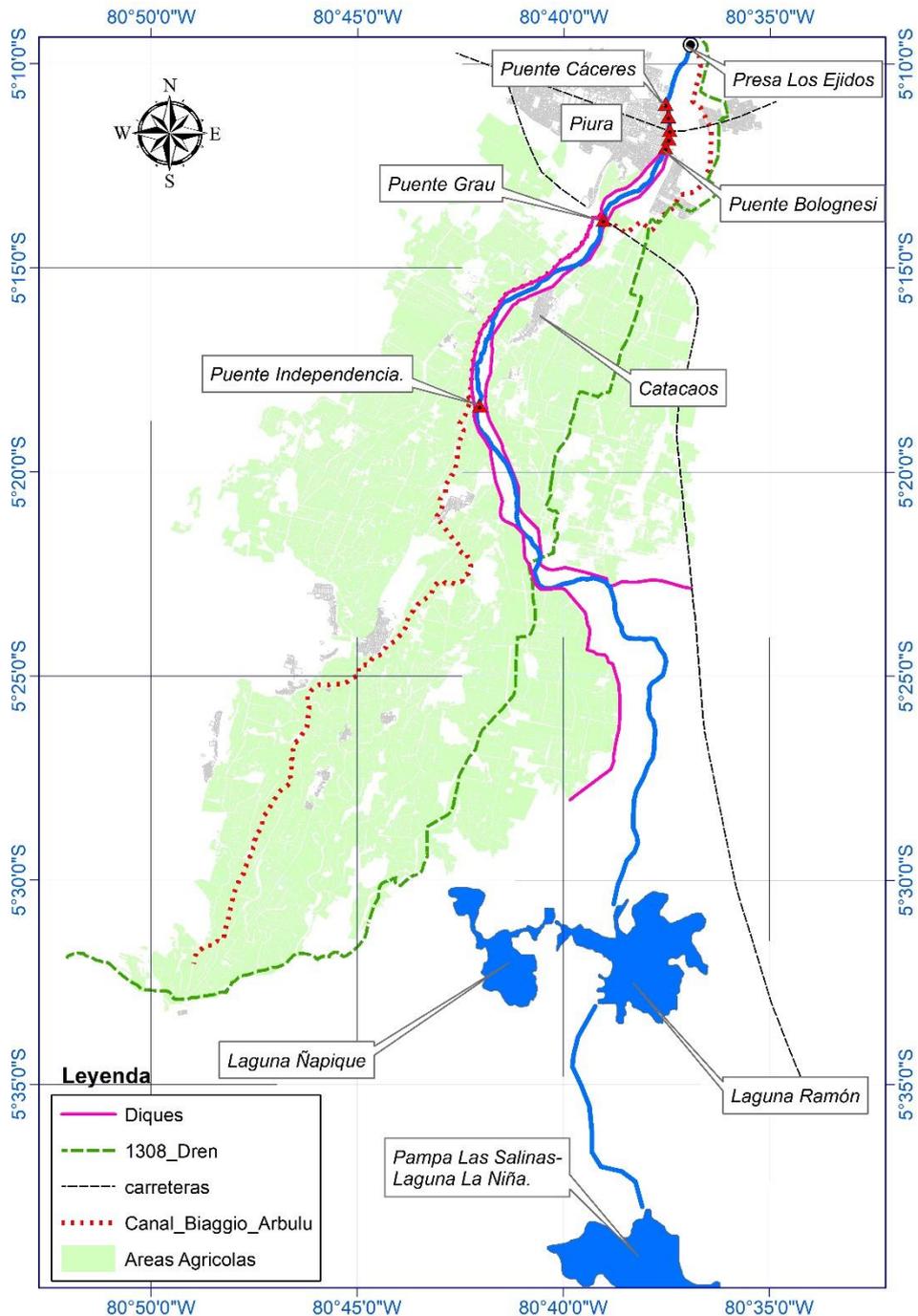


Figura 7 Sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura.

Las obras de defensa en el río Piura están dispuestas de la siguiente manera:

a) Sector Presa Los Ejidos hasta Puente Bolognesi.

El tramo comprendido entre Presa Los Ejidos hasta puente Cáceres carece de infraestructura de protección ribereña, debido a que el proyecto de reconstrucción elaborado en 1984, posterior al Fenómeno del Niño de 1983 no lo consideró. Sin embargo, el estudio definitivo planteaba una intervención en una longitud aproximada de 5 km (PNUD, 2001); desde la Presa Los Ejidos hasta puente Bolognesi con las siguientes acciones:

- Construcción de un sistema de diques y estructuras como muros de contención, para elevar el nivel de las orillas del cauce del río.
- Revestimiento de los taludes de la orilla del cauce y de los diques con losas de concreto, apoyadas en tablestacas a lo largo de las márgenes, con el fin de contrarrestar los efectos generados por la erosión.
- Instalación de parapetos de concreto en la parte superior de los taludes.

b) Sector comprendido entre Puente Bolognesi y desembocadura a la laguna Ramón.

El sistema de protección del Bajo Piura está constituido por obras longitudinales continuas en ambas márgenes del río Piura, el dique izquierdo posee una longitud de 30.5 km y el dique derecho 38.7 km. Estas estructuras son de rellenos compactados de material común (limo- arenoso), protegidos con una pantalla impermeable de 2.5 m de ancho (arcillas). Su corona posee un ancho de 4.50 m con una capa de rodadura afirmada de 0.25 m de altura, el talud de la cara húmeda es de 1: 2.5 (H: V) y el talud de la cara seca es de 1: 2 (H: V) (Class-Salzgitter., 2001).

A lo largo de los diques existen estructuras de protección, debido a que el río en eventos extremos se pega demasiado e impacta con el pie del talud, estas estructuras vienen dadas por espigones de protección de pie talud además de revestimiento de taludes con escollera.

Los niveles de seguridad de acuerdo con Class-Salzgitter (2001), están en función de la importancia de la zona y al periodo de retorno, por lo que en el tramo entre el puente Bolognesi hasta Catacaos la capacidad hidráulica del río Piura es de 3750

m^3/s (caudal con periodo de retorno de 100 años), luego de Catacaos hasta la zona del dique fusible de Narihualá esta capacidad se reduce a $3100 m^3/s$ (caudal con periodo de retorno de 50 años), y desde Puente Independencia hasta la desembocadura a la laguna Ramón la capacidad hidráulica es de $1700 m^3/s$ (caudal con periodo de retorno de 10 años) (Class-Salzgitter 2001).

1.4. PROBLEMÁTICA ACTUAL.

El problema principal que tiene el Bajo Piura es la alta vulnerabilidad física frente a inundaciones a causa del desborde del río Piura en eventos de avenidas extremas, las cuales se generan por alteraciones en las precipitaciones por presencia del ENSO, produciendo caudales no tradicionales que generan daños en la población, infraestructura social - económica y provocan la pérdida de grandes áreas agrícolas.

En la actualidad la ciudad de Piura y el Bajo Piura cuentan con un sistema de protección contra inundaciones el cual se ha detallado en el acápite anterior, sin embargo, este ha venido colapsando en varias ocasiones (1983, 1998, 2002, 2017), debido a la falta de mantenimiento y a la pérdida de la capacidad hidráulica del tramo encauzado.

El ultimo fenómeno del Niño costero ocurrido en marzo del 2017, inundó la ciudad de Piura y los distritos de distritos de Castilla, Catacaos, Pedregal, Cura Mori, El Tallan, Bernal y Cristo Nos Valga, (**figuras 8, 9, 10 y 11**), causando pérdidas de vidas humanas y económicas en la región Piura por un valor de S/ 355 millones de soles (Organización Panamericana de la Salud, 2018), algunos de los daños se detallan en la **Tabla 4**.



Figura 8 Puente Cáceres día 27 de marzo del 2017

Fuente: (Diario El comercio, 2017)



Figura 9 Inundación en el Bajo Piura.
Fuente: (Diario El comercio, 2017)



Figura 10 Rotura en el dique izquierdo Sector Las Ánimas Pedregal – Bajo Piura
Fuente: (Diario El comercio, 2017)



Figura 11 Rotura en el dique izquierdo Sector Pedregal – Bajo Piura
Fuente: Google Earth 2017.

Tabla 4 Registro de daños ocasionados por el Niño costero en el departamento de Piura- 2017.

Fuente: Elaboración propia con datos de (Organización Panamericana de la Salud, 2018)

DESCRIPCIÓN DEL DAÑO	CANTIDAD
Damnificados	97 708
Afectados	427 693
Fallecidos	20
Heridos	50
Desaparecidos	3
Viviendas afectadas	91 584
Viviendas destruidas e inhabitables	22 120
Centros educativos afectados	1 035
Centros de salud afectados	299
Puentes afectados	106
Puentes destruidos	32
Hectáreas de cultivos Perdidos	10 408
Canales de riego destruidos	6 469
km de carreteras afectadas	1 214
km de carreteras destruidos	416

El gran impacto de las inundaciones se debe principalmente a la falta de mantenimiento de la infraestructura de protección contra inundaciones del Bajo Piura, ya que no se realizan actuaciones oportunas en el reforzamiento y protección de diques en los puntos críticos, además de que no se tiene ninguna medida que permita controlar la expansión y sobrepoblación de especies riparias entre diques, que reducen el área hidráulica y causan el incremento de la rugosidad.

La vegetación mejora la estructura del suelo, ya que reduce la erosión del lecho y llanuras de inundación impidiendo que el río pueda aumentar su área hidráulica en eventos extremos. Ésta funciona como laminador de avenidas, debido a que reduce la velocidad del flujo y aumenta el valor de los calados, dando lugar a la retención de gran cantidad de sedimento.

Por otro lado, se considera que la pérdida de la capacidad hidráulica en el tramo encauzado es un problema que necesita de un análisis más detallado, ya que el origen de este fenómeno de agradación del lecho se remonta el año 1954, a partir de la construcción de los diques de mediano tamaño que desviaron la salida natural del río Piura para dirigirla al complejo Lagunar Ramón – Ñapique. A partir de la variación de la geometría en planta del río, éste

ha experimentado una modificación en su geomorfología, adaptándose a las nuevas condiciones impuestas por el alineamiento longitudinal de los diques en ambas márgenes y estructuras transversales al cauce.

La consecuencia de adoptar un nuevo alineamiento de trazado en planta del río Piura con mucho menos pendiente y mucha mayor longitud para desembocar al mar, ha inducido a acelerar la sedimentación del tramo encauzado y del complejo de Lagunar Ramón-Ñapique.

La gran cantidad de sedimentos transportados y depositados en el río Piura durante los eventos del fenómeno El Niño de 1973, 1983, 1998 y evento del Niño Costero en el 2017 ha generado la agradación del lecho del río y llanuras de inundación en su tramo inferior, incluso ha logrado desaparecer algunas lagunas como el caso de laguna Mala Vida. Este fenómeno que se ha acelerado a causa del cambio de uso de suelo en la parte alta de la cuenca, provocando el aumento de cantidad de sólidos suspendidos los cuales son depositados en la parte baja de la misma.

Después de la avenida ocurrida en marzo de 2017 en la región Piura, las autoridades plantearon como medida de solución la intervención a lo largo de gran parte del río Piura y río Chira, a través de actividades de descolmatación masivas, las cuales tuvieron un costo de S/ 283`718,146.00 nuevos soles (DS 193_2017EF).

Sin embargo, estas actividades poseen un corto tiempo de vida útil, debido a la elevada carga de sedimentos trasportados y depositados en la parte baja de la cuenca. Es por ello que es necesario realizar una buena planificación y gestión de la cuenca del río Piura con el fin de reducir la vulnerabilidad física frente a inundaciones.

Como se puede ver en la **figura 12**, donde se muestran la elevación del thalweg del río Piura en diferentes años, comparando la topografía del año 1979 con respecto a la del 2000 el fondo se ha profundizado debido a la instalación de la presa Los Ejidos modificando su pendiente, sin embargo, aguas abajo el ancho del cauce es mucho mayor generándose aquí el proceso de sedimentación o acreción del fondo.

En la figura se puede apreciar que la longitud del cauce actual es mucho menor a la del cauce en el año 2000, además del efecto basculante del perfil del río Piura (cambio de pendiente), junto con el efecto retroactivo de la pendiente de fondo.

Análisis del comportamiento hidráulico - sedimentológico del río Piura, tramo presa Los Ejidos- Sector Cordillera, Perú. Problemática actual y propuestas de solución.

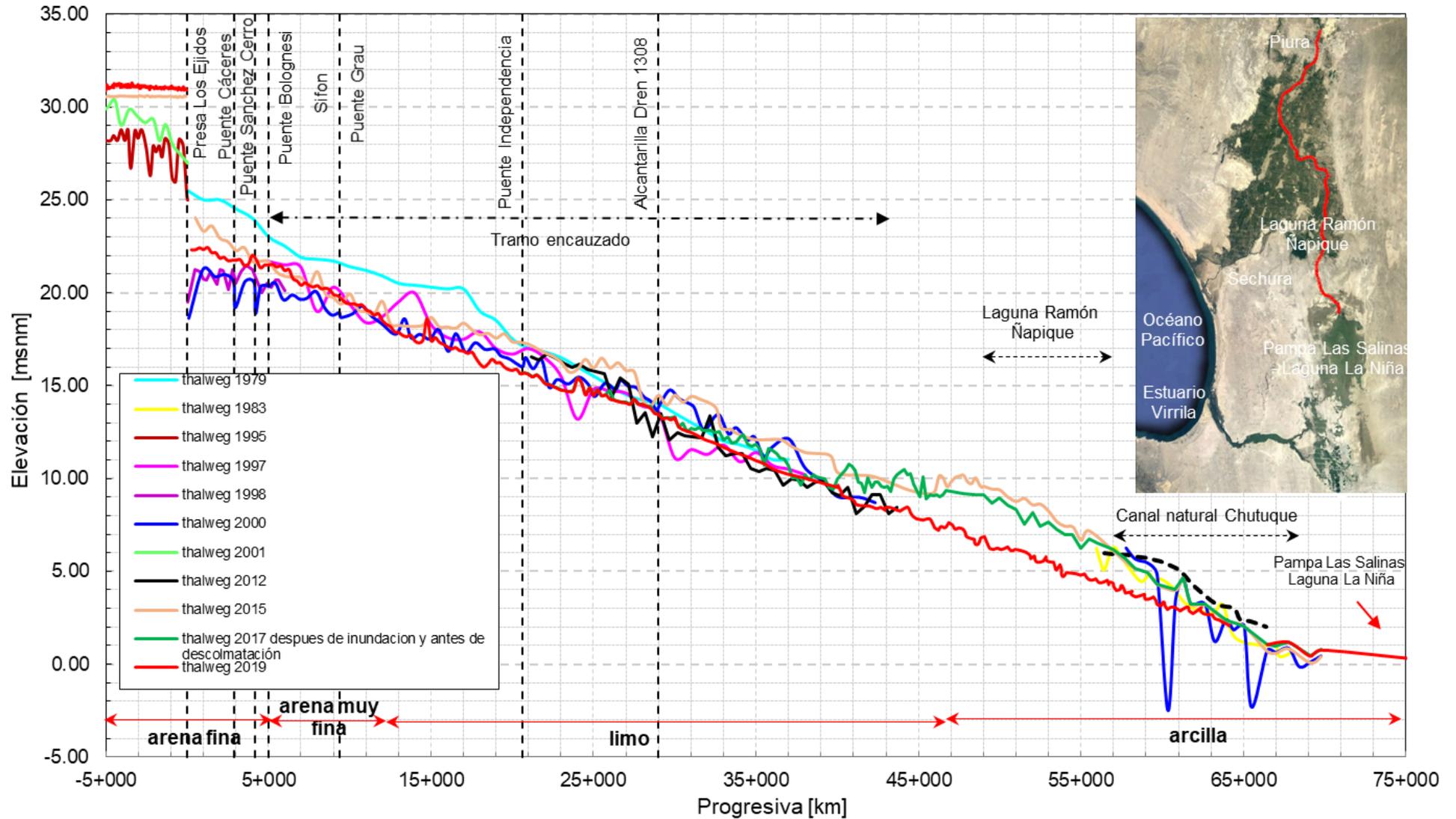


Figura 12 Vista en perfil del thalweg del río Piura tramo presa Los Ejidos hasta Pampa Las Salinas – Laguna La Niña (1979 – 2019).

Fuente: Elaboración propia con datos de Alvarado & Ettmer (2008), ANA (2015), Agrorural (2017) y ANA (2019).

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. Objetivo general:

El objetivo principal del presente trabajo es analizar el comportamiento hidráulico y sedimentológico del río Piura en el tramo presa Los Ejidos a sector Cordillera, además de identificar la problemática actual, estableciendo un diagnóstico preciso, para posteriormente plantear posibles actuaciones que reduzcan la vulnerabilidad física frente a inundaciones por las avenidas extremas.

1.5.2. Objetivos específicos:

Los objetivos específicos del trabajo se detallan a continuación:

- Representar la hidráulica del río Piura través de la construcción de un modelo hidráulico unidimensional y bidimensional.
- Evaluar el comportamiento hidráulico del río Piura para caudales de diferentes periodos de retorno.
- Evaluar la capacidad hidráulica del río Piura en el tramo encauzado.
- Analizar la morfodinámica fluvial del río Piura en el tramo presa Los Ejidos a sector Cordillera.
- Proponer alternativas a partir de la modelación numérica para resolver el fenómeno de agradación del río en su tramo inferior y minimizar la vulnerabilidad física ante inundaciones de la ciudad de Piura y las localidades del Bajo Piura.

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1. MORFOLOGÍA FLUVIAL.

La morfología fluvial estudia la evolución de las formas que puede adoptar el cauce del río tanto en planta como en perfil, y su relación con los procesos fluviales de erosión y sedimentación. Aquí el caudal circulante actúa como fuerza activa y los sedimentos como elemento pasivo a lo largo de la superficie del cauce, interactuando en estos procesos la pendiente del valle y la presencia de la vegetación. (González & García, 2001).

Con respecto a la morfología, cabe señalar que el río debe ser visto desde tres perspectivas, perfil longitudinal, planta y la geometría de la sección transversal, a la que se debe añadir la granulometría y distribución de sedimentos propios del cauce. (González & García, 2001).

La morfología fluvial, para facilitar el estudio de los ríos desde diferentes puntos de vista, en función de sus características principales los clasifica de la siguiente manera:

2.1.1. Clasificación genética de los ríos.

La morfología de los ríos, se pueden clasificar en sus diferentes zonas ya sea por el predominio del proceso de erosión o sedimentación de la siguiente forma:

- a) **Jóvenes:** Estos se caracterizan por que predomina el proceso de erosión en el propio cauce, generalmente son cauces de alta montaña, en donde a causa de las condiciones topográficas se desarrollan velocidades altas provocadas por las fuertes pendientes.
- b) **Maduros:** Estos ríos se caracterizan por ser más estables, debido a que el cauce desarrolla un equilibrio entre erosión y sedimentación, a partir de aumentar su ancho a causa de la disminución de la pendiente, por lo que el cauce es capaz de transportar la carga de sedimento en todo su recorrido. En este tipo de ríos la erosión en las márgenes supera a la del lecho y se ubican en la parte intermedia de la cuenca.
- c) **Viejos o seniles:** Se caracterizan debido a que, por las condiciones topográficas, predominan procesos de sedimentación, se ubican en las partes bajas de la cuenca. En esta etapa el río alcanza un equilibrio a lo largo del tiempo, de tal forma que se mantiene estable ya que no erosiona ni sedimenta.

De las diferentes etapas de evolución de los ríos, se puede señalar que en la parte alta de la cuenca en donde el material que conforma el lecho es roca, se desarrolla una sección característica en forma de “v”, son muy irregulares y generalmente están en procesos de erosión a causa de las fuertes pendientes, arrastrando material grueso hacia aguas abajo, en donde el río adopta diferentes configuraciones en planta en función de la pendiente y el caudal que transporta. Es decir, el río presenta forma de cauces rectos, trenzado y hasta incluso meándrico, debido a la existencia de pendientes mínimas que favorecen fenómenos de sedimentación a causa de las bajas velocidades. (Martínez, 2001).

2.1.2. Clasificación por condiciones de estabilidad.

En los ríos se pueden distinguir las siguientes condiciones de estabilidad:

- a) **Estática:** Esta condición se desarrolla cuando el cauce tiene la capacidad de transportar sedimentos, sin embargo, no tiene la capacidad de remover ni arrastrar las partículas que conforman sus orillas. Como ejemplo se tiene los ríos que poseen márgenes rocosas o están conformados por materiales muy cohesivos. (Gracia & Maza, 1996).
- b) **Dinámica:** Esta condición se desarrolla cuando el cauce de acuerdo con el material que conforma su lecho, orillas y el material que transporta, han formado una pendiente y una sección que no varía considerablemente a lo largo del tiempo. En esta condición los meandros tienen desplazamientos laterales, con procesos de erosión en las márgenes exteriores de las curvas y sedimentación en las interiores. (Gracia & Maza, 1996).
- c) **Inestabilidad dinámica:** Esta condición se presenta cuando las variaciones en la corriente provocan un desplazamiento lateral muy brusco de los meandros, ocasionando el corte natural de los mismos de manera habitual, por lo que el río en determinados tramos busca disipar la energía a través de la formación de meandros, buscando alcanzar una pendiente de equilibrio. Por otra parte, éstos se deforman muy fácilmente y se cortan, por lo que el río no logra estabilizar su pendiente. (Gracia & Maza, 1996).
- d) **Morfológica:** Esta condición de estabilidad posee un concepto muy amplio, la cual se presenta en cauces naturales en los cuales no ha intervenido el ser humano, es decir que un cauce que en forma natural posee estabilidad estática o dinámica, también la tiene morfológica. (Gracia & Maza, 1996).

2.1.3. Clasificación según su forma en planta.

La forma del cauce está condicionada por la configuración del terreno, el tipo de material del lecho que lo conforma, además del régimen hidrológico al cual este sujeto, etc. el cual es modificado debido a la acción de la corriente hidráulica. (Martínez, 2001). Según la configuración morfológica de los cauces en planta, Leopold y Wolman (1957) establecen tres tipos de tramo de ríos: rectilíneos, meándricos y entrelazados.

Cauces rectilíneos: En la naturaleza es muy difícil encontrar tramos rectos de considerable longitud por lo que normalmente esto ocurre en pequeños tramos, estos se forman bajo determinadas condiciones de pendiente y tipo de material que conforma el cauce. Es decir que así las márgenes conformen un cauce rectilíneo, el thalweg (línea que uniría hipotéticamente los puntos con mínima cota a lo largo del lecho) puede presentar diferentes grados de sinuosidad. (Basile, 2018).

Cauce trenzado: Este tipo de cauces no son estables y se caracterizan por que son muy anchos con márgenes no definidas, poco profundos y gran pendiente, los cuales desarrollan varios cauces o brazos que se cruzan entre sí, dejando islas intercaladas que se entrelazan aguas abajo, volviéndose a separar. (González & García, 2001).

De acuerdo con Lane (1957) citado por Fernández, Ortiz & Domínguez (1996) las causas principales que generan esta tipología de cauce son:

- Superávit de material sólido, frente a la capacidad de transporte del cauce.
- Márgenes no definidas e inestables fácilmente erosionables.
- Pendientes muy altas.

Cauces meándricos: Este tipo de cauce es el único que presenta una serie de curvas alternadas. Los meandros son una morfología muy variable, cuyo desarrollo está en función de la resistencia de las orillas a la erosión, (Martín, 2001).

Para clasificar un cauce como meándrico su sinuosidad (es la relación entre la longitud thalweg y la longitud del valle) debe ser igual o mayor a 1.5, en esta configuración en planta sinuosa se desarrolla la velocidad máxima en la zona externa de las curvas, donde existe erosión, mientras en la curva interna se genera procesos de sedimentación. (Basile, 2018).

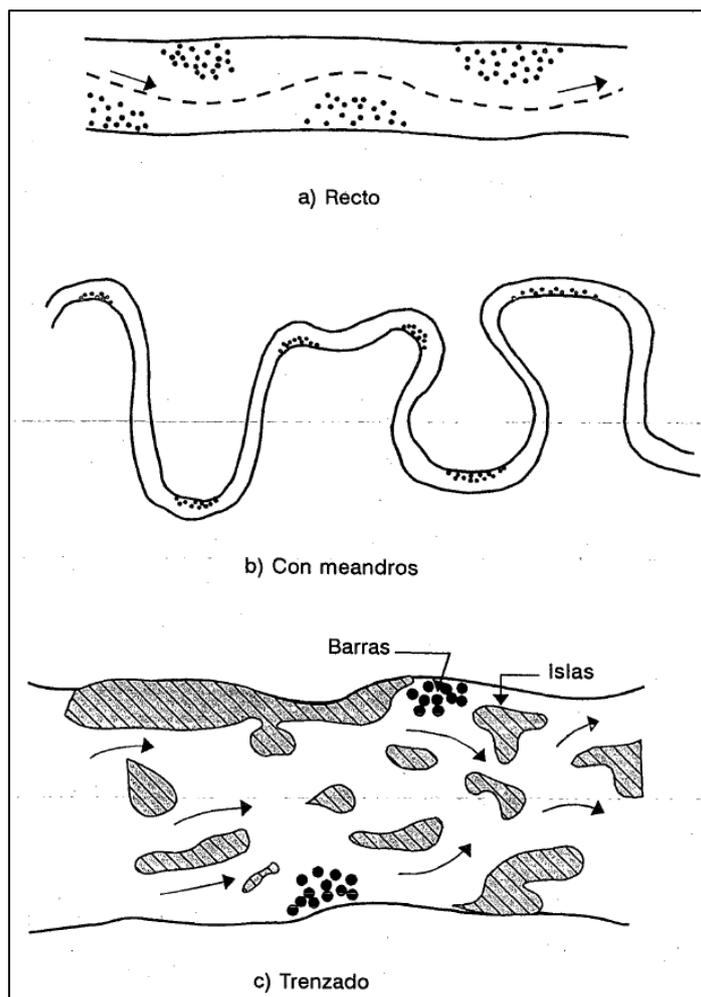


Figura 13 Configuración de ríos.
Fuente: (Gracia & Maza, 1996)

2.1.4. Análisis cualitativo de condición de equilibrio fluvial.

Los ríos se encuentran en constante alteración debido a causas naturales y antropogénicas, por lo que están permanentemente adaptándose de acuerdo con las condiciones en las que se encuentra, tratando de encontrar su equilibrio. Por esto es necesario predecir la respuesta de estas modificaciones a fin de evaluar los efectos que pueda generar, así como mitigar los posibles problemas que puedan ocurrir. (Fernández et al., 1996).

Por esto es necesario conocer y predecir cómo se modifica el sistema ante una variación de alguno de sus componentes. Por otra parte, cuando se pretenda realizar una actuación en un río, en el proceso de diseño es necesario comprender en un entorno general los parámetros que forman parte del ecosistema fluvial y la

alteración que pueden ocasionar en éste, si se genera una variación de los elementos que lo conforman. (Martínez, 2001).

2.1.4.1. Analogía de la Balanza de Lane.

La balanza de Lane (1955) analiza los elementos y parámetros que define el proceso de transporte, erosión y sedimentación y establece una relación entre los parámetros que definen la potencia de la corriente (el caudal líquido Q y pendiente S) y los parámetros que condicionan el caudal sólido (caudal sólido Q_s y el tamaño del sedimento D), de tal forma que se logra un equilibrio en el comportamiento morfológico de un río. (Martínez, 2001).

Por lo que Martín (2001), afirma que la balanza de Lane es una herramienta de mucha utilidad para el análisis y comprensión del desequilibrio que se genera en un río, a causa de acciones humanas.

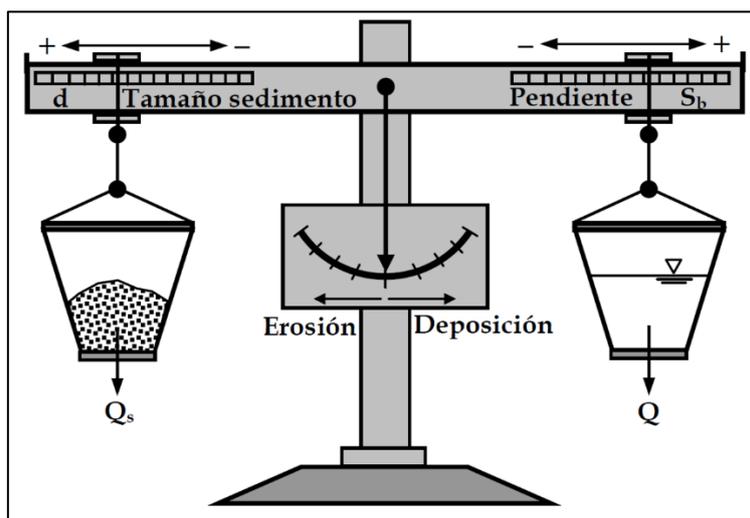


Figura 14 Esquematación de la balanza de Lane para condiciones de equilibrio.

Fuente: (Basile, 2018)

De la analogía de la balanza de Lane se puede conseguir entender el concepto de pendiente de equilibrio, la que queda definida como aquella que equilibra los caudales sólidos y líquidos determinados, a partir de la modificación de la pendiente y el tamaño del sedimento. (Martín, 2001).

Además que la variación de alguno de los parámetros trae consigo la modificación de la morfología del río, es decir que si en un cauce aumenta

el valor de la pendiente o el caudal líquido se producirá procesos de erosión, mientras que si se desarrolla un aumento del diámetro del sedimento o caudal sólido se desarrollará un proceso de sedimentación (Martínez, 2001).

2.2. PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS

De acuerdo con la resistencia que oponen a ser arrastrados y su comportamiento al ser transportados, se pueden distinguir los materiales de tipo rocoso, cohesivo, no cohesivo o granular, los cuales poseen características distintas a la hora de evaluar el transporte de sedimentos y los procesos fluviales asociados. Algunas de las principales características de las partículas que constituyen un suelo granular son el peso específico, forma, tamaño y velocidad de caída. (Maza, Camargo, & Franco, 1996)

Además, que los sedimentos naturales que conforman un cauce varían y difieren entre sí tanto en tamaño como en forma, el comportamiento de una partícula aislada es completamente diferente al de cuando esta compone un conjunto. Es por ello por lo que las propiedades de los sedimentos son distintas y entre las más importantes para este tipo son la composición granulométrica, porosidad, densidad y el ángulo de reposo. (Basile, 2018).

Tamaño de la Partícula: De las diferentes propiedades del sedimento el tamaño es una de las más importantes y las más empleada, esta puede definirse en términos de su volumen o de su velocidad de caída, o por el tamaño de la abertura de la malla de una criba o por sus dimensiones triaxiales. (García & Maza, 1996).

Esta propiedad influye directamente en la velocidad de sedimentación, además de que tiene incidencia en la resistencia que ejerce la superficie del cauce al avance del flujo (rugosidad del lecho), turbulencia y la distribución de velocidades que se generan en el cauce (Fernández et al., 1996).

El tamaño de la partícula queda definido por los conceptos:

- a) **Diámetro nominal:** Diámetro de una esfera cuyo volumen sea igual al de la partícula.
- b) **Diámetro equivalente:** Longitud de la malla más pequeña por la que pasa la partícula.

c) **Diámetro de sedimentación:** Es el diámetro de una esfera que tiene igual densidad, peso específico y velocidad de caída que la partícula de que se trata.

Forma de la partícula: describe a la partícula independientemente de su densidad y tamaño, es una característica que tiene mucha influencia en el movimiento de las partículas ya que condiciona su velocidad de sedimentación, por lo que tradicionalmente la forma de una partícula se puede definir por su redondez o su esfericidad. (García & Maza, 1996).

Martínez (2001) indica que el factor de Corey es el más empleado para medir la forma de las partículas, el cual se define con la relación:

$$S_p = \frac{c}{\sqrt{a \cdot b}} \leq 1 \quad (1)$$

$$a \geq b \geq c$$

Donde a, b y c son las dimensiones triaxiales, es decir, a(mayor), b(intermedia) y c (menor). Los valores límites reales de S_p son 0.4 y 0.9, siendo un valor habitual 0.7 para arenas. (Martínez, 2001).

Velocidad de caída: es un parámetro descriptivo muy importante en el estudio del transporte de sedimentos ya que afecta la capacidad de arrastre del río y condiciona la forma del lecho, este parámetro indica la velocidad con la que una partícula sólida cae en una masa fluida ilimitada y en reposo. (Rocha, 1998).

La velocidad de caída se logra cuando el peso sumergido se equilibra con la fuerza de empuje que el agua ejerce sobre ella, este parámetro no solo considera el peso de la partícula, sino que también tiene en cuenta el tamaño y la forma de ésta. (Maza et al., 1996).

La expresión general para obtener la velocidad de caída de una esfera es:

$$\omega = \left[\frac{4g\Delta D}{3C_D} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

Donde:

ω : velocidad de caída, en cm/s.

D: diámetro de la partícula, en m.

C_D : coeficiente de empuje o arrastre que depende del número de Reynolds, $R_e = \frac{\omega D}{\nu}$ y para esferas se obtiene con ayuda de la **Figura 15**.

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

γ : peso específico del agua, en kgf/m^3 .

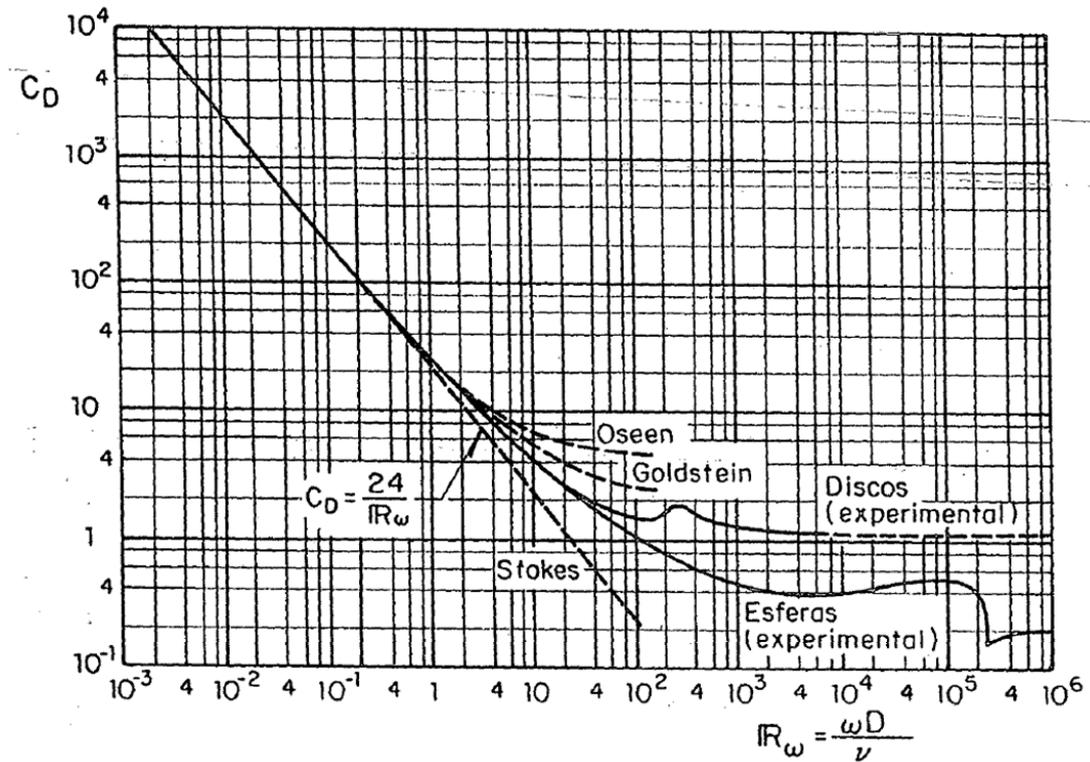


Figura 15 Coeficiente de empuje, C_d , para esferas

Fuente:(Maza et al., 1996)

Para obtener la velocidad de caída de partículas naturales con tamaño entre limos y gravas, Rubey propuso en 1993 la expresión:

$$\omega = F_1 [g\Delta D]^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

donde:

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{g\Delta D^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{g\Delta D^3}} \quad (4)$$

En la **figura 16** se muestra la curva correspondiente a la **ec. 3** para una temperatura de 20°C .

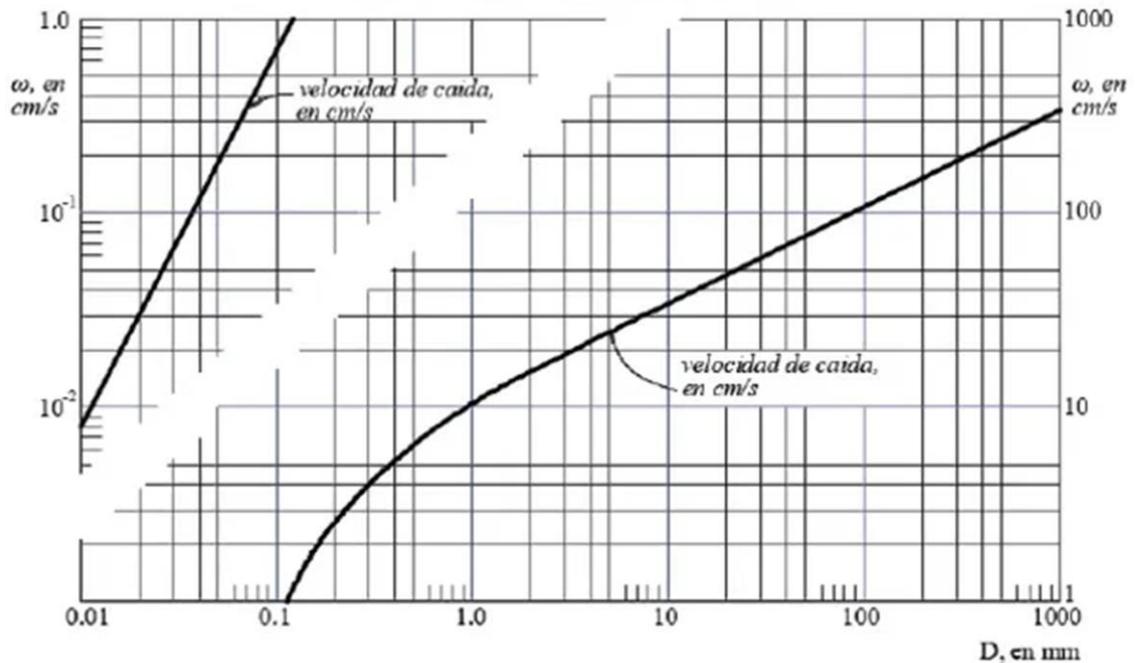


Figura 16: Velocidad de caída de partículas naturales, según Rubey (para 20°C)
Fuente: (Maza et al., 1996).

2.3. FORMAS DE LECHO.

Las formas de fondo en un cauce aluvial se generan debido a que las tensiones de corte que se establecen en el lecho generan el transporte de sedimentos, provocando deformaciones u ondulaciones (formas de fondo), por lo que el flujo condiciona la forma de la geometría del cauce y modela su rugosidad hidráulica. Por esto se puede decir que las formas de fondo son importantes en el campo de la hidráulica fluvial debido a que determinan la rugosidad del lecho e influyen en las variables de las cuales depende el transporte de sedimentos (Basile, 2018).

Según Engelund & Hansen (1967) un lecho natural generalmente no es estable, por lo que tiende a formar diferentes formas de fondo, el cual las clasifica según el tipo de régimen al que pertenecen (régimen inferior y régimen superior).

En lechos de arena las formas de fondo se presentan con toda propiedad, sin embargo, en ríos de grava o de materiales gruesos con granulometría extendida se desarrollan de manera limitada o hasta no se presentan; se generan en vez de estas otras formas de mayor tamaño las cuales se denominan mesoformas. (Martín, 2001).

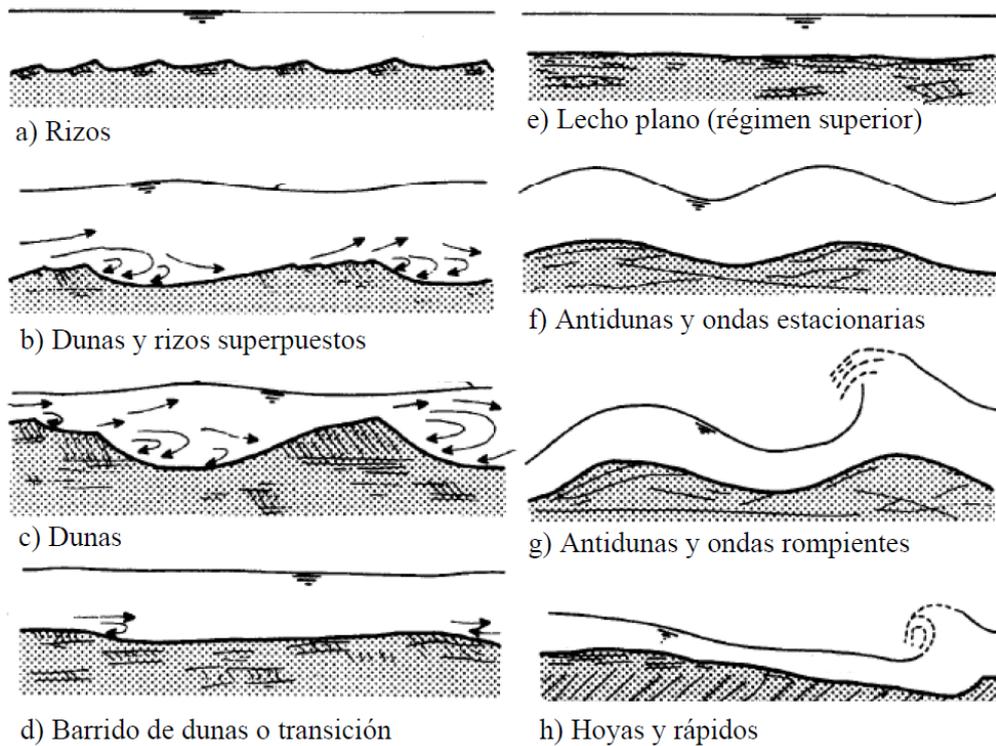


Figura 17 Descripción de formas de fondo en ríos aluviales
Fuente: (Simons & Richardson, 1961)

Van Rijn (1984) describe que el transporte de fondo controla las dimensiones de forma de fondo tanto en régimen inferior como en transicional, para ello propuso una clasificación en función de diámetro adimensional D_* y un parámetro de transporte T , estableciendo un diagrama de clasificación de formas de fondo **figura 18**.

$$D_* = d_{50} \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (5)$$

$$T = \left[\frac{u_*'}{u_{*c}} \right]^2 - 1 \quad (6)$$

$$u_*' = U \left[5.75 \log \left(\frac{12h}{3d_{90}} \right) \right]^{-1} \quad (7)$$

$$u_{*c} = \sqrt{\tau_{*c}(s-1)gd_{50}} \quad (8)$$

Donde: u_{*c} es la velocidad de corte crítica y u_*' es la velocidad de corte asociada a la resistencia superficial o de grano, U es la velocidad media del flujo y τ_{*c} es la tensión crítica.

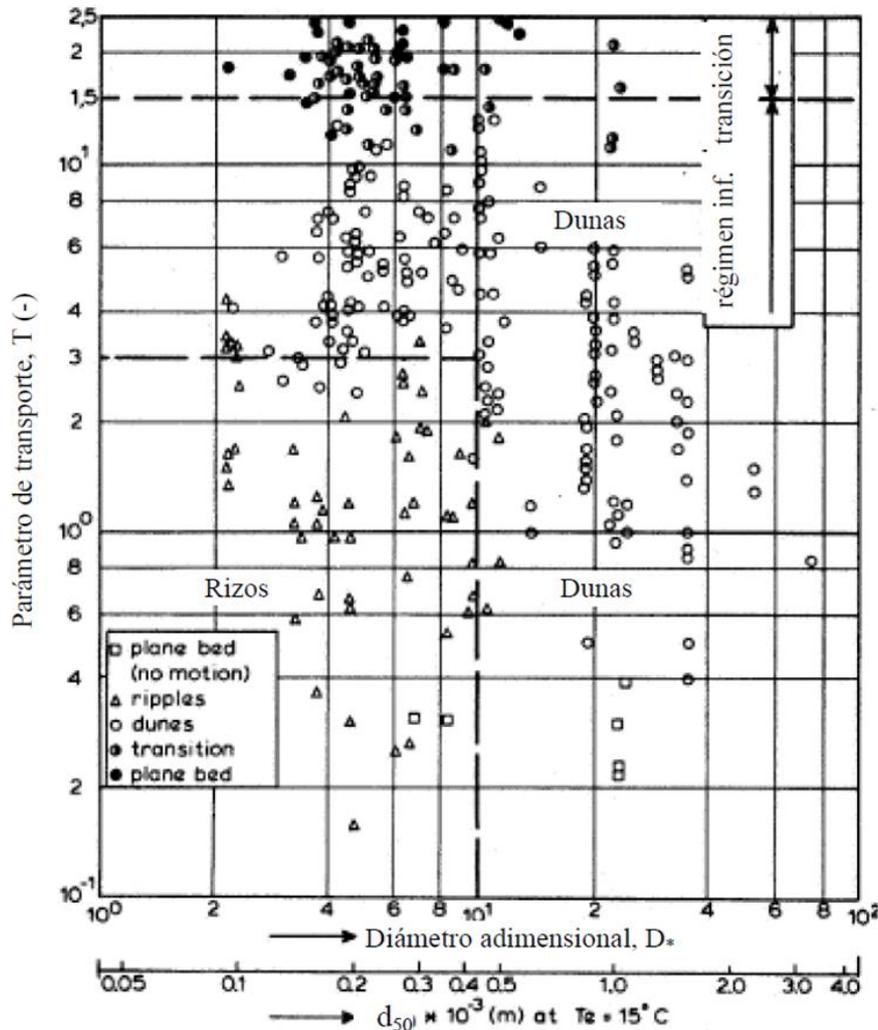


Figura 18 Diagrama para clasificación de formas de fondo.
Fuente: (Van Rijn, 1984)

2.4. INICIO DEL MOVIMIENTO.

Las condiciones de inicio del movimiento de las partículas que constituyen el lecho son muy importantes en el estudio de la teoría de transporte de sedimentos, ya que permite calcular el gasto sólido de fondo, así como dimensionar canales estables y diversos problemas de la hidráulica fluvial. (Rocha, 1998).

Según Rocha (1998) existen dos maneras de aproximarse al estudio de la iniciación del movimiento, una de ellas es a partir de la acción del esfuerzo de corte o fuerza tractiva y la otra a través de la velocidad crítica.

La acción que genera el agua sobre el fondo se puede describir como una tensión cortante τ , mientras que la resistencia de la partícula está relacionada con su peso sumergido y diámetro D . Para relacionar estas variables se emplea el parámetro adimensional de Shields o de movilidad, el cual compara la fuerza promotora de movimiento (acción de arrastre proporcional a τD^2) con la fuerza estabilizadora (peso proporcional a $(\gamma_s - \gamma) D^3$) (Martín, 2001).

La fuerza que ejerce la corriente sobre el fondo por unidad de área se denomina fuerza tractiva τ_0 , cuando esta es mayor a la fuerza tractiva crítica $(\tau_0)_c$ se desarrolla el movimiento de las partículas que conforman el lecho (Rocha, 1998).

Criterio de SHIELDS:

Según Rocha (1998) para la iniciación del movimiento de una partícula sólida de diámetro d puede describirse, cuando existe cuando hay influencia de la subcapa laminar, como la relación de los dos parámetros adimensionales siguientes:

a) Parámetro de Shields

$$\tau_c^* = \frac{(\tau_0)_c}{(\gamma_s - \gamma)d} = \frac{\rho V_*^2}{(\gamma_s - \gamma)d} = \varphi(Re_*) = F_{cr}^* \quad (9)$$

b) Índice de inestabilidad.

$$Re_* = \frac{V_* d}{\nu} = 11.6 \frac{d}{\delta} \quad (10)$$

Donde:

τ_c^* : es la tensión de corte adimensional crítica sobre el fondo o parámetro de Shields crítico.

$(\tau_0)_c$: es la fuerza tractiva sobre el fondo en el momento de la iniciación del movimiento. Se puede designar también como τ_c .

V_* : es la velocidad de corte $= \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{gRS}$

Re_* : es un número de Reynolds calculado a partir de la velocidad de corte y el diámetro de la partícula.

δ : espesor de la subcapa laminar.

Martin (2001) indica que cuando $Re_* > 400$ el movimiento se llama turbulento rugoso, debido a que la subcapa laminar es menor al diámetro de la partícula, por lo que la tensión crítica necesaria para el inicio del movimiento ya no depende del número de Reynolds. Este caso es más común en ríos siendo su valor en el diagrama de Shields

$$\frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} = 0.056.$$

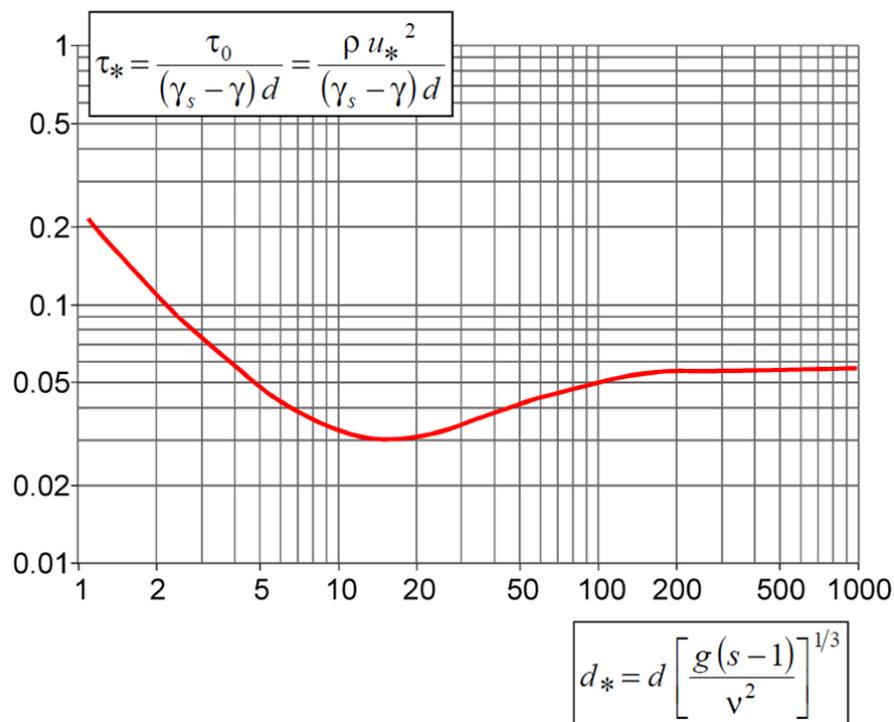


Figura 19 Diagrama de Shields
Fuente: (Zech, 2016)

Según Basile (2018) una forma más apropiada de representar la curva de Shields es en el sistema de ejes (τ_*, D_*) por ejemplo, la expresión dada por (Brownlie, 1981) en función del diámetro adimensional D^* que se expresa como:

$$\tau_{*c} = 0.22D_*^{-0.9} + 0.06 \text{EXP}(-17.77D_*^{-0.9}) \tag{11}$$

2.5. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.

El transporte de sedimentos de lecho se divide en transporte de fondo y transporte en suspensión, los cuales tienen influencia en los procesos de erosión y sedimentación en ríos aluviales. Se han desarrollado numerosas metodologías para determinar el transporte de sedimentos las cuales están en función de las características morfológicas, hidráulicas y sedimentológicas de los ríos, sin embargo, estas poseen un uso limitado ya que solo han sido desarrolladas para un rango de variación de los parámetros hidrodinámicos y sedimentológicos. (Basile, 2018).

El arrastre de la capa de fondo se genera dentro de la capa de fondo, cuyo espesor según Einstein es igual a dos veces el diámetro de la partícula considerada, y se determina al igual que el transporte de sólidos en suspensión en función de las características hidráulicas de la corriente, geometría del cauce y propiedades físicas del material de lecho. (Maza & García, 1996).

El transporte de sólidos en condiciones de equilibrio es denominado capacidad de transporte, que es la cantidad de sedimentos en función de los parámetros hidrodinámicos y sedimentológicos que la corriente puede transportar hacia aguas abajo. (Basile, 2018).

2.5.1. Modalidades de transporte de sedimentos.

Las modalidades de transporte en sedimentos se pueden clasificar entre aquellas que se deslizan o ruedan como transporte de sólido de fondo y aquellas que van en suspensión.

Transporte de sólido de fondo: está constituido por las partículas que están en contacto con el fondo, generalmente las de mayor tamaño, las cuales ruedan o se deslizan, la magnitud del transporte está en función de la tensión de corte a las que estén expuestas (Rocha, 1998).

Transporte en suspensión: está constituido por las partículas más finas las cuales se distribuyen a lo largo de toda la sección transversal sostenidos por la turbulencia de la corriente, la velocidad con la que avanza una partícula en suspensión es similar a la de la corriente en ese punto. El transporte está en función de la relación entre la velocidad de corte y la velocidad de caída del material, por lo que siempre va a depender del diámetro de las partículas. (Basile, 2018)

No es fácil establecer ni definir un límite entre las dos modalidades de transporte, ni tampoco existe una proporción definida entre la cantidad de material sólido transportado en suspensión y aquella transportada por el fondo, debido a que cualquier perturbación o modificación en la velocidad de la corriente puede generar un repentino cambio de la modalidad de transporte (Rocha, 1998).

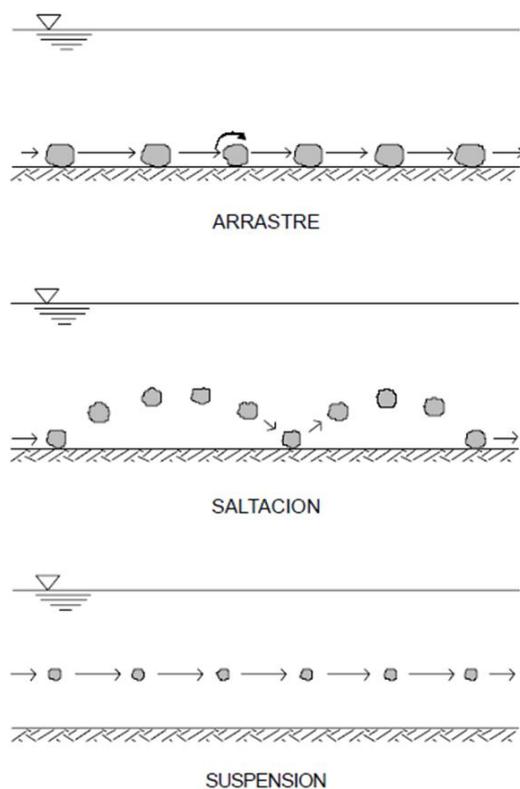


Figura 20 Modos de transporte
Fuente: (Rocha, 1998)

2.5.2. Transporte de fondo.

Según Einstein (1950) el transporte de fondo puede representarse a través de la relación entre dos grupos adimensionales, unos relacionado con el flujo y el otro con el transporte. El referido al transporte lo denominó transporte adimensional de Einstein, cuya formulación se detalla a continuación:

$$\Phi = \frac{q_b}{\sqrt{(s-1)gd^3}} \quad (12)$$

donde q_b es el transporte de fondo volumétrico (volumen de sólidos sin vacíos) por unidad de ancho de las partículas de diámetro d , g : aceleración de la gravedad y s :

gravedad específica del sedimento ($s = \frac{\rho_s}{\rho}$), siendo ρ_s : densidad del sedimento y ρ : densidad del agua.

Y el referido al flujo es el parámetro adimensional de Shields o tensión de corte adimensional.

$$\tau_* = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho)gd} = \frac{u_*^2}{(s - 1)gd} \quad (13)$$

donde τ_b : tensión de corte sobre el fondo, u_* : velocidad de corte

Por lo que el transporte adimensional es una función de la tensión de corte adimensional:

$$\Phi = f(\tau_*) \quad (14)$$

2.5.2.1. Ecuación de Meyer -Peter y Müller

Meyer-Peter y Müller (1948), establecen una relación empírica la cual se basa en el exceso de tensión de corte adimensional, cuyo rango de aplicación es para material uniforme y no uniforme en un rango comprendido entre 0.4 mm y 28.65 mm.

$$\Phi = \frac{q_b}{\sqrt{(s - 1)gd^3}} = 8(\tau_*' - \tau_{*c})^{\frac{3}{2}} \quad (15)$$

donde τ_{*c} : es la tensión crítica igual a 0.047.

2.5.2.2. Ecuación de L.C. Van Rijn

Van Rijn (1984) estableció una relación en base a análisis teóricos, la cual verificó a través de ensayos de laboratorio y de campo empleando arenas uniformes con diámetros comprendidos entre 0.2 mm y 2 mm.

$$\frac{q_b}{\sqrt{(s - 1)gd_{50}^3}} = 0.53 \frac{T^{2.1}}{D_*^{0.3}} \quad (16)$$

Donde D_* es el diámetro adimensional y T el parámetro de transporte.

2.6. MODELOS MATEMÁTICOS PARA EL ESTUDIO SISTEMAS FLUVIALES.

El continuo desarrollo de los ordenadores ha permitido la aplicación de los modelos matemáticos para la representación de la hidrodinámica de los sistemas fluviales, basados en la teoría del flujo en lámina libre y las ecuaciones de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento, permitiendo obtener una simplificación de la realidad (Bladé, Cea, & Corestein, 2014).

Los modelos matemáticos permiten predecir los valores de las variables hidráulicas como efectos morfo-sedimentológicos, a través de la resolución de las ecuaciones que gobiernan la dinámica del flujo bifásico, empleando aproximaciones en diferencias finitas (Basile, 2000).

Basile (2000) menciona que un modelo de simulación numérica necesita de condiciones iniciales, así como de contorno, las cuales vienen definidas por características geométricas, composición granulométrica, caudales líquidos, hidrogramas y sedimentogramas.

2.6.1. Tipos de modelos matemáticos.

Los modelos matemáticos se clasifican según las dimensiones espaciales con la que se conceptualiza y resuelve las ecuaciones del flujo, aplicando simulaciones con aproximaciones unidimensionales (1D), bidimensionales (2D) y tridimensionales (3D) (Pezet, 2019).

Modelos unidimensionales (1D)

Resuelven las ecuaciones promediadas de Saint Venant para flujo permanente y no permanente, son los más empleados en la modelización numérica, en la que la dimensión longitudinal a lo largo del río prevalece sobre las otras dos, considera al río como una línea, con una serie de puntos de cálculo que son las secciones transversales. Este tipo de modelos presenta ciertas simplificaciones de manera que cada sección posee un único valor de velocidad media, no teniendo en cuenta las variaciones de distribución de velocidades tanto horizontal como vertical, la herramienta numérica resuelve las ecuaciones en la dirección del flujo dentro del dominio de la región de estudio. (Erasmus, y otros, 2015).

Bladé et al. (2014) señala que en modelos unidimensionales es importante la aproximación temporal, de tal forma que, si se emplea para resolver la ecuación del régimen gradualmente variado con el método de paso a paso, en régimen variable es necesario resolver las ecuaciones generales del flujo variable en lámina libre o ecuaciones de Saint Venant.

Según (USACE, 2016a) la aplicación de modelos unidimensionales puede producir muy buenos resultados incluso mejores a los de modelos bidimensionales cuando se realiza en corrientes empinadas donde el flujo es impulsado por la gravedad, grandes sistemas fluviales los cuales pueden contener gran cantidad de puentes, alcantarillas, vertederos, presas, etc.

Modelos bidimensionales (2D)

La discretización de estos modelos es a través de una malla compuesta por una serie de celdas poligonales regulares o irregulares, que se adaptan a la topografía del cauce y las llanuras de inundación, dicha malla puede ser estructurada o no estructurada. En la actualidad existen una diversidad de herramientas para la resolución de flujo de agua en lámina libre en dos dimensiones, los cuales emplean esquemas de diferencias finitas, elementos y volúmenes finitos (Bladé et al, 2014).

Bladé et al. (2014) señalan que la técnica de volúmenes finitos ha permitido desarrollar modelos numéricos bidimensionales robustos, fiables que son de gran utilidad en el análisis de sistemas fluviales y evaluación de zonas inundables.

Según (USACE, 2016a) se pueden aplicar modelos bidimensionales para representar el comportamiento hidrodinámico en:

- Las bahías y estuarios en donde el flujo va continuamente en múltiples direcciones debido a las fluctuaciones de las mareas y las corrientes fluviales que entran a la bahía.
- Corrientes altamente trezadas.
- En abanicos aluviales.
- En llanuras de inundación muy anchas y cauces con bajas pendientes.
- Para obtener velocidades detalladas del flujo alrededor de objetos como pilares de puentes, etc.

Modelos tridimensionales (3D)

Debido al elevado coste computacional es menos común la aplicación de modelos tridimensionales en el análisis de zonas inundables, debido a la gran extensión espacial que generaría un elevado número de elementos en la malla de cálculo. Por lo su aplicación es localizada y para el análisis de cosas puntuales como el comportamiento en torno a estructuras hidráulicas como pilas de puentes, vertederos, compuertas y el estudio del flujo local en meandros (Bladé et al, 2014).

2.6.2. Conceptos y bases de cálculo de modelos unidimensionales

2.6.2.1. Funcionamiento en régimen permanente.

Los modelos numéricos unidimensionales para el cálculo del perfil de la lámina de agua emplean la metodología conocida como “Step-method”, el cual integra la ecuación diferencial de primer grado de los perfiles de la lámina de agua.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F^2} \quad (17)$$

donde F es el número de froude, S_0 la pendiente del terreno y S_f la pendiente de fricción representativa.

La base del método es la aplicación de la ecuación de la conservación de la energía entre dos secciones (1 y 2), colocando de forma explícita las pérdidas de carga:

$$z_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = z_1 + y_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + \Delta H_{12} \quad (18)$$

donde z es la altura de cota de la solera del canal, y el calado, v la velocidad media de las secciones y α es el coeficiente de Coriolis.

El término de pérdida de carga ΔH_{12} incluye la pendiente motriz (pérdidas por fricción), como las pérdidas localizadas.

$$\Delta H = IL = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R_h^{4/3}} L = S_f x L \quad (19)$$

Las pérdidas de carga por expansiones y contracciones se consideran en los coeficientes aplicados al término de velocidad, de forma que la ecuación de pérdidas de energía viene dada por:

$$H_e = L x S_f + C \left[\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right] \quad (20)$$

2.6.2.2. Funcionamiento en régimen transitorio

El régimen transitorio viene gobernado por las ecuaciones de continuidad o principio de la conservación de la masa y por la ecuación de la cantidad de movimiento, las cuales se expresan matemáticamente en forma de derivadas parciales, cuya metodología de cálculo se basa en la resolución de éstas.

Ecuación de continuidad:

Se basa en un volumen de control diferencial, como se muestra en la **Figura 21**, donde el caudal y el calado están en función de las variables de longitud “x” y tiempo “t”.

Donde conservación de la masa para el volumen de control hace referencia a que el caudal que ingresa en el volumen de control es igual a la variación de volumen de almacenamiento del control.

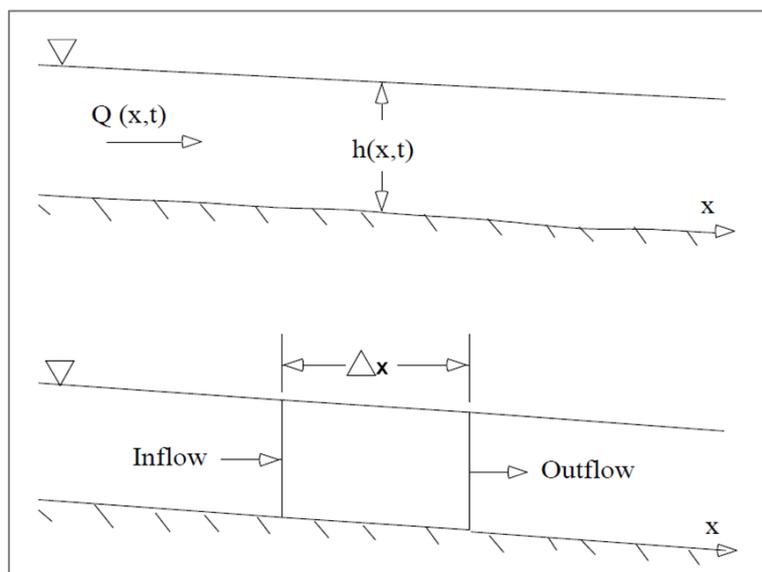


Figura 21 Volumen de control diferencial
Fuente: (USACE, 2016b)

El caudal que ingresa en el volumen de control viene dado por la expresión:

$$Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad (21)$$

Mientras que el caudal que sale es:

$$Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad (22)$$

Y la variación del volumen almacenado:

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} \Delta x \quad (23)$$

Considerando el incremento de x muy pequeño, el cambio de masa en el volumen de control es igual a:

$$\rho \frac{\partial A_T}{\partial t} \Delta x = \rho \left[\left(Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right) - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right) + Q_1 \right] \quad (24)$$

Donde Q_1 es el caudal lateral que ingresa en el volumen de control y ρ la densidad del fluido.

Simplificando la expresión, la forma de la ecuación de continuidad viene expresado por:

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_t = 0 \quad (25)$$

Ecuación del momento:

La ecuación de la conservación del momento se expresa por la segunda ley de Newton:

$$\sum F_x = \frac{dM}{dt} \quad (26)$$

La conservación de la masa en un control se basa en que la variación del momento que ingresa en el volumen de control, más la suma de las fuerzas

externas que actúan sobre el mismo, es igual a la variación del momento acumulado.

Realizando simplificaciones e incorporando variables que intervienen, se tiene la forma final de la ecuación del momento:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} - S_f \right) = 0 \quad (27)$$

2.6.2.3. Funcionamiento transporte de sólidos.

La ecuación establece que el cambio de volumen de sedimento en un volumen de control, es equivalente a la diferencia entre las cargas de entrada y salida, por lo que la ecuación de continuidad del sedimento se resuelve determinando la capacidad de transporte de sedimento a través de un volumen de control asociado a cada sección transversal. Es decir, si la capacidad de transporte es mayor que el sedimento disponible existe un déficit de sedimento el cual se satisface al erosionar el lecho y cuando el suministro excede la capacidad de sedimento se genera un exceso de sedimento que ocasiona la sedimentación del lecho. (USACE, 2016b).

Para resolver la continuidad del sedimento se emplea la ecuación de Exner:

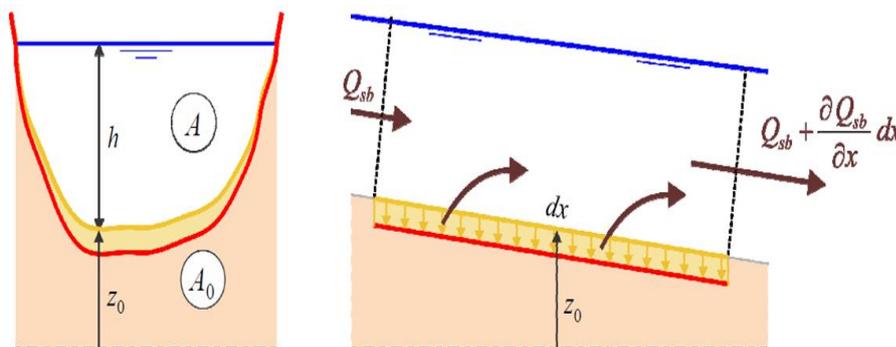


Figura 22 Volumen de control de sedimentos.

Fuente: (Zech, 2016)

$$Q_{sb}(1 - \varepsilon_0) \left(-\frac{\partial}{\partial t} (A_0 dx) \right) = \left(Q_{sb} + \frac{\partial Q_{sb}}{\partial x} dx \right) \quad (28)$$

$$(1 - \varepsilon_0) \frac{\partial A_0}{\partial t} + \frac{\partial Q_{sb}}{\partial x} = 0 \quad (29)$$

donde:

ε_0 : porosidad del material.

Q_{sb} : carga de transporte de sedimentos.

x y t : distancia y tiempo.

2.6.3. Conceptos y bases de cálculo de modelos bidimensionales – Caso HECRAS.

El módulo hidrodinámico de HECRAS resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad, también conocidas como Onda Difusa o ecuaciones de St. Venant bidimensionales. Dichas ecuaciones asumen una distribución de presión hidrostática y una distribución relativamente uniforme de la velocidad en profundidad (USACE, 2016a).

A continuación, se presentan las ecuaciones de conservación de la masa y cantidad de movimiento resueltas por el módulo hidrodinámico de HECRAS.

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + q = 0 \quad (30)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial t} + v_t \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + fu = 0 \quad (31)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial t} + v_t \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f u + fv = 0 \quad (32)$$

Donde “t” es el tiempo, “u” y “v” son las componentes de la velocidad en la dirección x e y, respectivamente, y “q” es una fuente / sumidero del flujo, “g” es la aceleración de la gravedad, “ v_t ” es el coeficiente de viscosidad turbulenta horizontal, “ c_f ” es el coeficiente de fricción del fondo y “f” es el parámetro de Coriolis.

El lado izquierdo de la ecuación contiene los términos de aceleración y el lado derecho representa las fuerzas internas o externas que actúan sobre el fluido. Por lo que se puede decir que el término del lado izquierdo y derecho están organizados

típicamente de tal manera, de acuerdo con la segunda ley de Newton, las ecuaciones de momento se derivan en su última instancia (USACE, 2016b)

2.6.4. HECRAS una herramienta para la simulación de sistemas fluviales.

HECRAS es una aplicación informática de distribución gratuita, de uso internacional en el ámbito de la ingeniería hidráulica, empleado en la modelización hidráulica unidimensional y bidimensional de flujo en lámina libre para cauces naturales y canales artificiales.

Debido a su aceptación este ha ido experimentando mejoras lo largo del tiempo logrando alcanzar una gran capacidad de cálculo en simulaciones hidráulicas de flujo en régimen permanente y transitorio, así como la modelación de transporte de sedimentos y el análisis de calidad de aguas.

HECRAS resuelve las ecuaciones 2D de Saint Venant o las ecuaciones de onda difusa, empleando un algoritmo de solución de volumen finito implícito lo que proporciona un incremento en la estabilidad y robustez del modelo.

El software ha sido diseñado para emplear mallas computacionales estructuradas y no estructuradas, para simplificar los cálculos requeridos.

CAPITULO III: METODOLOGÍA.

3.1. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

3.1.1. Ubicación:

El área de estudio se encuentra en el tramo comprendido entre la presa Los Ejidos (progresiva 0 +000) y el Sector Cordillera (progresiva 42+780), ubicados en la parte baja de la cuenca del río Piura, con una extensión de aproximadamente 43 km, como se aprecia en la **figura 23**.

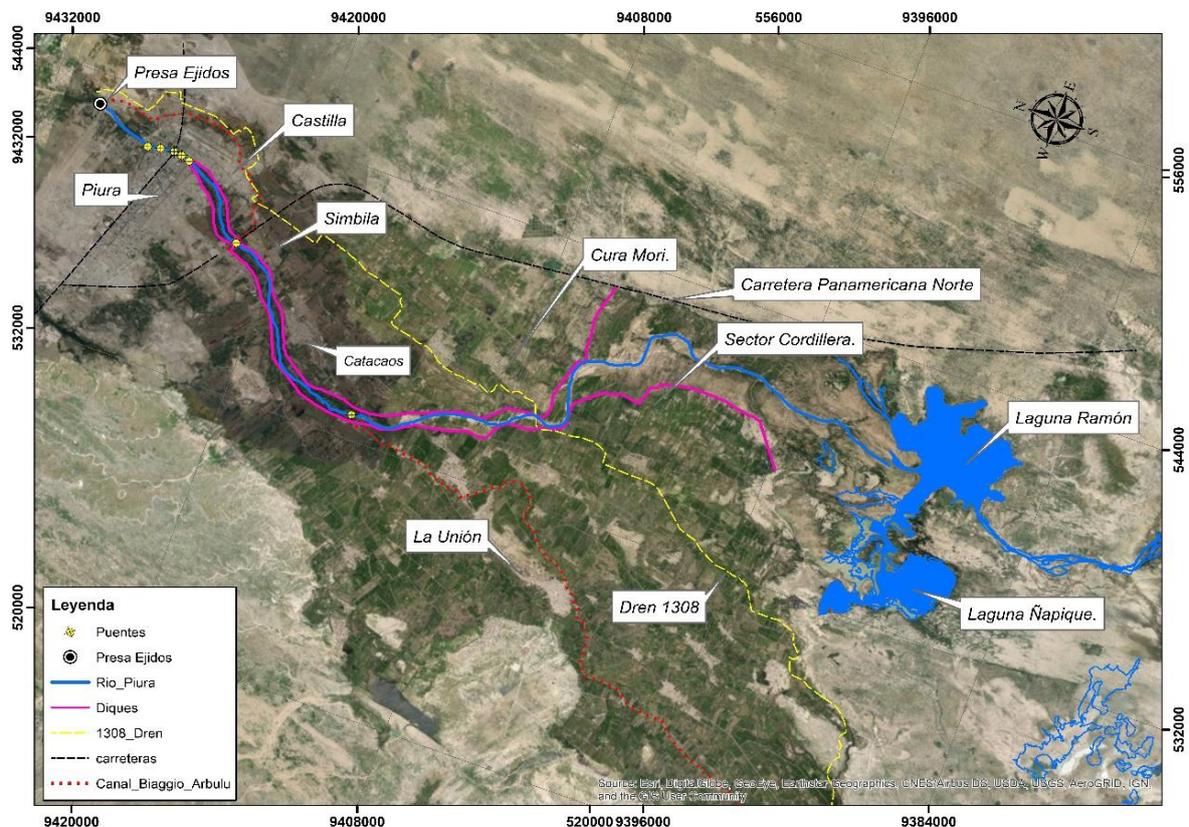


Figura 23 . Ubicación del río Piura tramo Presa Los Ejidos a Sector Cordillera
Fuente: Elaboración propia con datos (Class-Salzgitter, 2001).

3.1.2. Características morfológicas.

A causa de las diferentes estructuras longitudinales y transversales impuestas en el río Piura desde la presa Los Ejidos hasta el complejo Lagunar, el cauce ha sido impedido de su desarrollo natural. Es así que, de la revisión de imágenes satelitales en diferentes periodos, se observa el desplazamiento sinuoso del río entre los diques, impactando en diferentes tramos en el pie de éstos, para cambiar a una configuración que varía de meándrica a entrelazada al final del tramo

encauzado hasta llegar al complejo Lagunar y desembocar al Océano Pacífico a través del estuario de Virrila.

Para una mejor caracterización del río Piura se ha dispuesto dividirlo en tramos desde Presa Los Ejidos hasta Sector Cordillera, como se muestra en la **figura 24**:

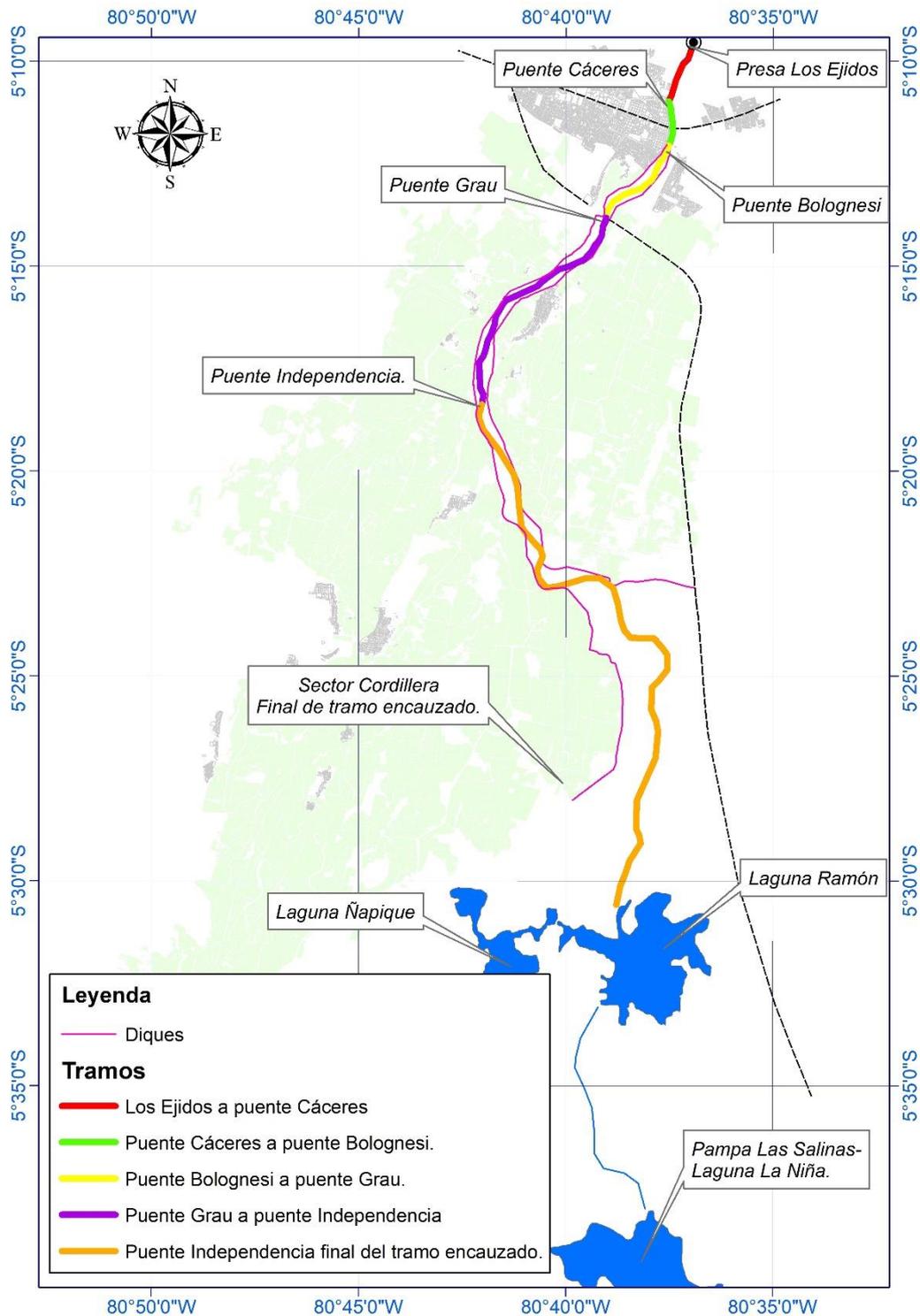


Figura 24 . Mapa de ubicación de los diferentes tramos de estudio a lo largo del río Piura.

a) Tramo Presa Los Ejidos- Puente Cáceres.

El tramo en estudio inicia desde la presa Los Ejidos, la cual deriva aguas hacia el Bajo Piura a través del canal Biaggio Arbulu, el río en este punto posee un ancho de 220 m. Es importante señalar que, debido a la influencia de la construcción de la presa, la erosión generada aguas debajo ha provocado que el fondo del cauce se haya profundizado aproximadamente en 3 m. (Alvarado & Ettmer, 2007).

Este tramo tiene una longitud de aproximadamente 2.86 km (progresivas 0+000 y 2+860) no posee obras de protección contra inundaciones, y se puede describir como un cauce rectilíneo con ligeras variaciones en planta, esto debido a la presencia de formaciones de material arcillosos consolidado. En la actualidad ambas márgenes han sido ocupadas por zonas residenciales, las cuales han provocado el estrechamiento del cauce.

b) Tramo Puente Cáceres – Puente Bolognesi.

Este sector incluye la zona urbana de Piura y Castilla con una longitud a lo largo del thalweg de 2.1 km. (progresivas 2+860 y 4+960) con una pendiente igual a 0.025%. De acuerdo con la configuración en planta, al inicio del tramo se observa una curva con orilla externa a la ciudad de Piura, en la cual el cauce sufre un estrangulamiento, reduciendo su ancho de 220 a 150 metros que es el ancho del puente Cáceres.

En la actualidad debido a la importancia social y económica del río Piura, este sector cuenta con obras de protección ribereña (revestimiento de las orillas y el talud con losas de concreto en ambas márgenes), por lo que el cauce se encuentra prácticamente canalizado, reduciendo así su desarrollo natural, siendo su único grado de libertad la variación del nivel en el fondo.

En este tramo predomina el proceso de erosión, debido a la reducción del área hidráulica y a que el material aluvial que compone el fondo son arenas, las cuales son arrastradas por la corriente y depositadas aguas abajo. En este sector existe un estrato de material arcilloso consolidado denominado zapallal, el cual está ubicado a lo largo de este tramo, siendo éste el límite o frontera de los niveles máximos de erosión.

Existen 5 puentes a lo largo de este tramo: puente Cáceres, Juan Pablo II, Sánchez Cerro, San Miguel y Bolognesi, en donde el cauce llega a alcanzar anchos de hasta 118 metros, dándose como resultado velocidades muy altas, que provocan fenómenos de erosión general y local.

c) Tramo Puente Bolognesi – Puente Grau.

El ancho del río Piura en este tramo tiene un valor promedio de 600 metros, el cual está definido por la separación entre diques del sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura. La longitud del recorrido del thalweg en este sector es de 4.62 km. (progresivas 4+960 y 9+580) con una pendiente de 0.03 %. De la revisión de imágenes satelitales observadas en diferentes años se puede describir a este tramo como poco sinuoso con una relación entre la longitud del thalweg y la longitud recta de 1.10.

Se puede apreciar también que se generan bancos de sedimento a lo largo del cauce cuando éste transporta caudales mínimos, sin embargo, cuando transporta caudales importantes el nivel de agua cubre el cauce principal además de las llanuras de inundación.

En este sector se genera otro estrechamiento debido a la estructura del sifón del canal Biaggio Arbulú, en donde se genera la variación brusca del ancho del encauzamiento de 530 a 306.50 metros, además de que inmediatamente aguas abajo se encuentra el puente Grau con una longitud de 304.80 m.

El desarrollo del cauce en este tramo ha sido fijado verticalmente por el cruce del sifón, con una cota superior correspondiente a la losa del techo de concreto de 18.40 m.s.n.m. la cual limita el proceso de erosión. (Alvarado & Ettmer, 2007).

d) Tramo Puente Grau– Puente Independencia.

El cauce en este tramo posee una pendiente de 0.035% y una longitud del recorrido del thalweg de 11.06 km. (progresivas 9+580 y 20+640), se puede mencionar que existen varios puntos en los que el thalweg impacta con el pie del talud de los diques derecho e izquierdo. A partir de esto se puede señalar la

influencia que ejerce el alineamiento de los diques en el comportamiento cambiante de meandros.

El ancho del encauzamiento en este sector varía de 500 a 800 metros, con un ancho del cauce principal de 200 metros. Este tramo presenta un estrechamiento en el puente Independencia de 362.55 m. (antes del evento del Niño Costero - 2017, ancho de puente independencia era igual a 217.48 m.).

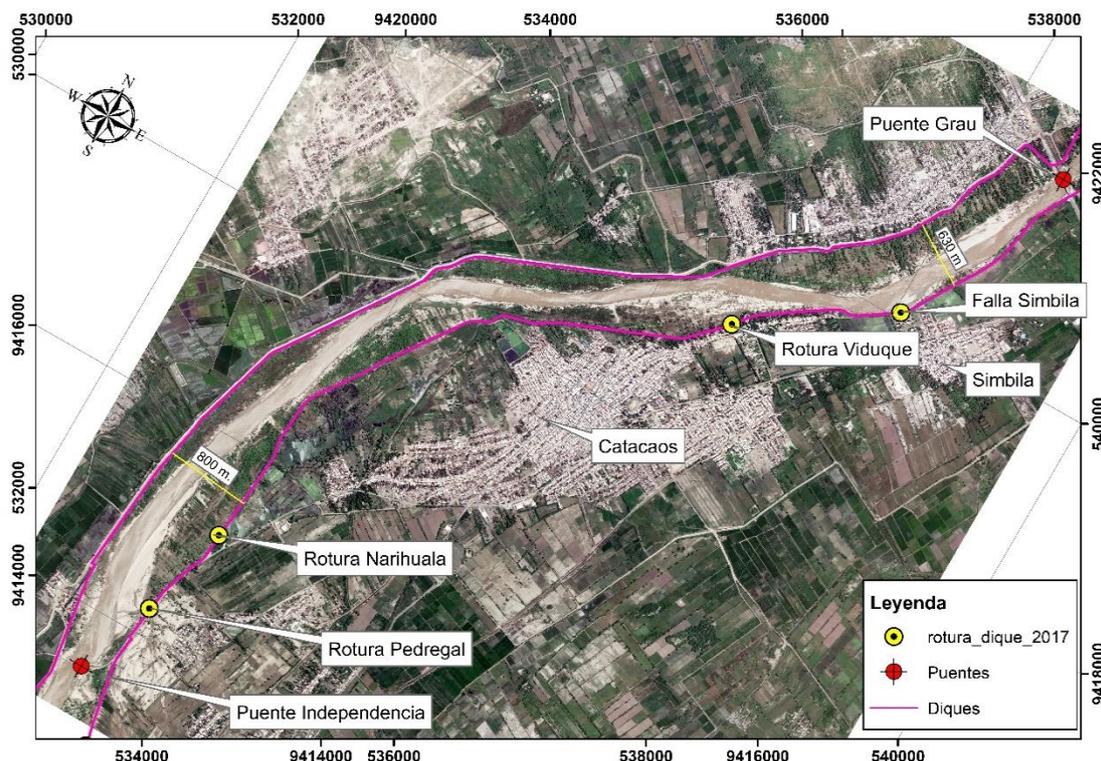


Figura 25 Ubicación del río Piura puente Grau a puente Independencia.

A lo largo de este tramo se ubica la ciudad de Catacaos y Cura Mori ambas ubicadas a la margen izquierda, es preciso mencionar que en el evento de Niño Costero de 2017 ambas ciudades fueron inundadas a causa de las diferentes roturas del dique en esta margen.

e) Tramo Puente Independencia – Sector Cordillera (Final del tramo encauzado).

Este tramo posee una pendiente de 0.030% y una longitud del recorrido del thalweg de 23.14 km. (progresivas 20+640 y 42+780), a partir de la cual desarrolla un valor de sinuosidad de 1.25.

En este sector el ancho del encauzamiento varia de 600 a 850 metros en una longitud de 8 kilómetros hasta llegar a la alcantarilla del cruce con el dren 1308, aquí se genera un estrechamiento de la sección a 450 metros para luego ampliar nuevamente a anchos de 800 a 850 metros hasta llegar al final del dique de la margen izquierda con anchos de hasta 4 km.

Este tramo ha sufrido la rotura del dique derecho e izquierdo durante los eventos del Fenómeno del Niño ocurrido en el año de 1983 y 1998, en donde el río Piura retomo su cauce antiguo hasta desembocar Océano Pacífico por Sechura.

En este sector el cauce también ha sido fijado verticalmente por el cruce de la alcantarilla del dren 1308, con una cota superior correspondiente a la protección de la alcantarilla de 13.10 m.s.n.m. la cual limita el proceso de erosión (Alvarado & Ettmer, 2007).

El material de acarreo está compuesto principalmente por arenas finas y limos arcillosos, además de que posee características en planta de una forma intermedia entre un cauce meándrico y entrelazado, presentando varios brazos hacia la laguna Ramón. En la actualidad el cauce principal se encuentra en la parte central entre el dique derecho y la carretera Panamericana Norte.

Por otro lado, debido a la baja pendiente de este sector y a que las llanuras de inundación se encuentran cubiertas por media a densa vegetación, se ha acelerado el fenómeno de agradación, reduciendo así el área hidráulica del tramo encauzado.

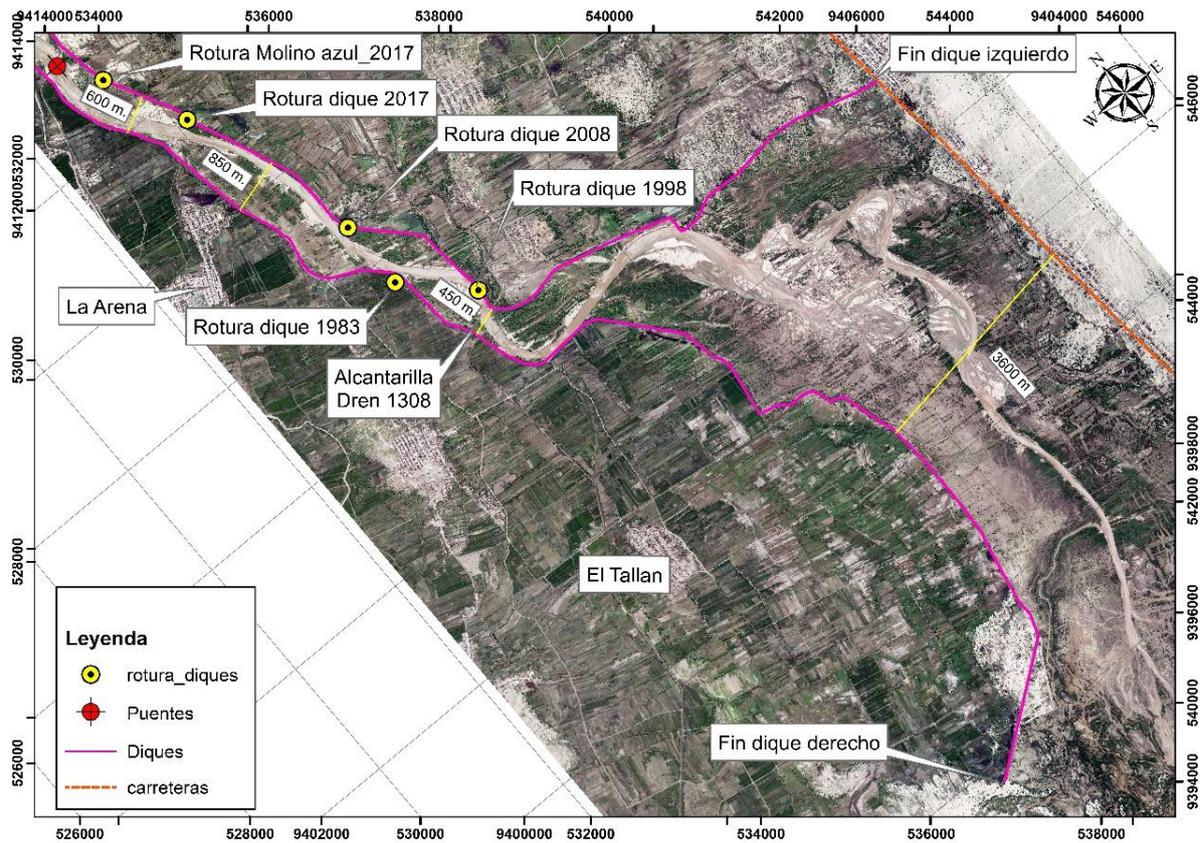


Figura 26 Ubicación del río Piura puente Independencia a fin de tramo encauzado.

3.2. MODELACIÓN HIDRÁULICA.

Durante la avenida ocurrida el 27 de marzo del 2017, se generó el desborde del río Piura en la ciudad de Piura y Castilla, además del colapso del sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura en su margen izquierda, la cual provocó la inundación de los distritos de Catacaos, Cura Mori y distintas localidades asentadas en esta margen.

Para representar el comportamiento hidráulico del río Piura en el evento antes mencionado, se ha realizado la modelación hidráulica unidimensional (1D) y bidimensional (2D). La simulación hidráulica bidimensional se realizó con el fin de determinar los caudales desbordados a lo largo del tramo de estudio, para luego poder incorporarlos en el modelo unidimensional y representar así el comportamiento hidráulico y sedimentológico del río Piura.

Es necesario indicar que para la construcción del modelo hidráulico 1D y 2D se empleó la información topográfica del año 2015, la cual fue elaborada con tecnología LIDAR por la Autoridad Nacional del Agua (Perú), en el Proyecto de modernización de la gestión de

los recursos hídricos – PMGRH. Además de la serie de caudales máximos instantáneos registrados en la estación hidrométrica de la presa Los Ejidos durante la avenida.

Luego de haber representado en el evento de marzo del 2017, es necesario analizar el comportamiento hidráulico y sedimentológico del río Piura a partir de información topográfica actual, es por ello que luego de la avenida de marzo de 2017, posterior intervención del Ministerio de Agricultura y Riego a través de las actividades de descolmatación masiva a lo largo del tramo de estudio (octubre del 2017), además de la modificación del puente Independencia el cual fue ampliado de 217.48 m a 362.55 m, se consideró necesario emplear información topográfica actualizada a la fecha la cual ha sido elaborada por la Autoridad Nacional del Agua (Abril 2019), con el fin de evaluar el comportamiento hidráulico del río Piura y el funcionamiento del sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura para caudales con diferentes periodos de retorno.

3.2.1. Modelación hidráulica bidimensional.

La modelación hidráulica bidimensional se realizó a través de HECRAS 5.0.6 en régimen transitorio para un tramo de 20.5 kilómetros (tramo presa Los Ejidos a puente Independencia). Se empleó este tramo, debido que a lo largo del mismo se generaron los desbordes por sobrevertido y las fallas por rotura en el dique izquierdo.

Es necesario indicar que aquí se encuentran la mayoría de las estructuras transversales al río (puentes) en donde se realizó la medición de los niveles máximos alcanzados por la lámina de agua, además de que existen imágenes satelitales que muestran el área de inundación generada en el evento ocurrido el 27 de marzo del 2017.

3.2.1.1. Construcción del modelo bidimensional.

Modelo digital del terreno (MDT):

La información topográfica del área de estudio se ha obtenido de un MDT en formato GeoTIFF con tamaño de celda de 0.5 x 0.5 m, y sistema de proyección de coordenadas UTM WGS84 Zona 17S, elaborado con tecnología LIDAR por la Autoridad Nacional del Agua en noviembre del 2015, para el Proyecto de modernización de la gestión de los recursos hídricos – PMGRH, como se muestra en la **figura 27**.

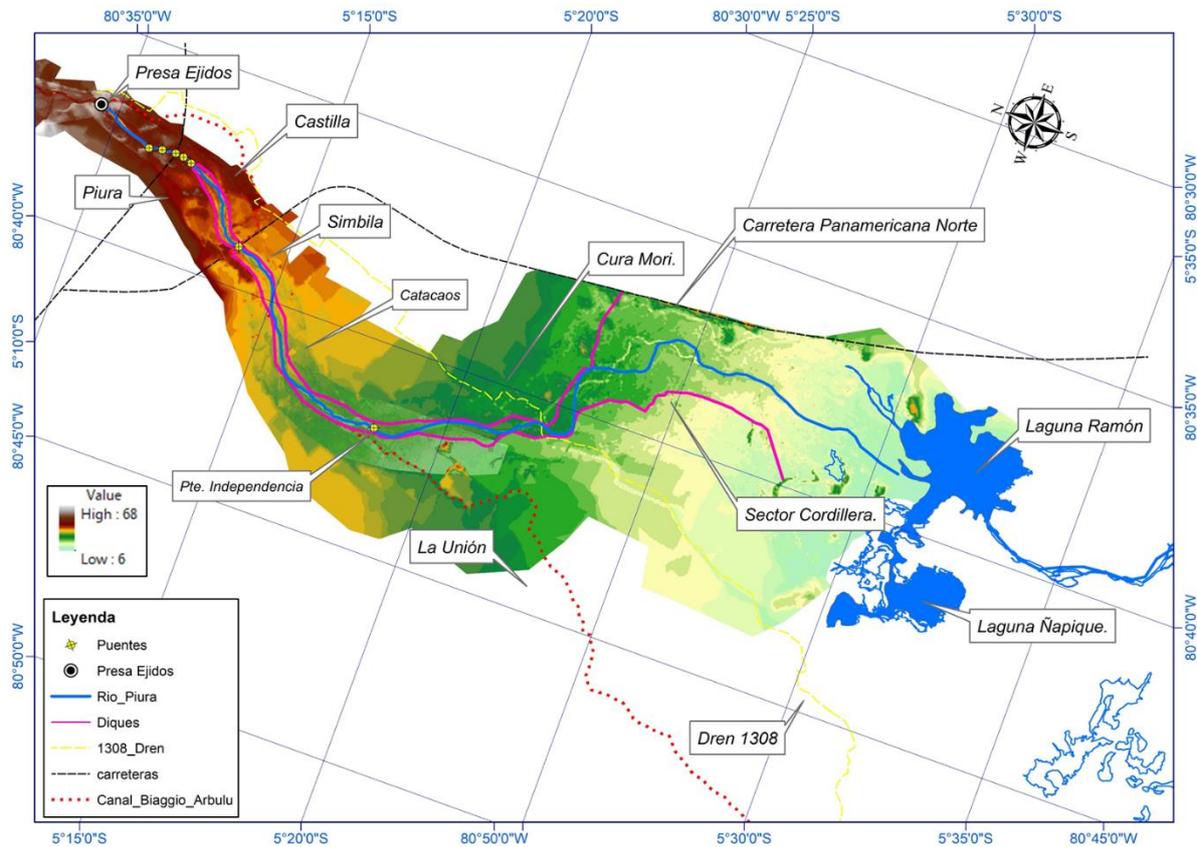


Figura 27 Modelo digital del Terreno (MDT)

Fuente: Elaboración propia con datos de (ANA, 2015).

Datos hidrológicos:

La información hidrométrica que se empleó para la simulación hidráulica corresponde a la serie de caudales máximos instantáneos medidos cada dos horas en la estación hidrométrica presa Los Ejidos, la cual se encuentra ubicada aguas arriba de la ciudad de Piura. En la **figura 28** se muestra el hidrograma de la estación de aforo entre los meses de enero a marzo del 2017.

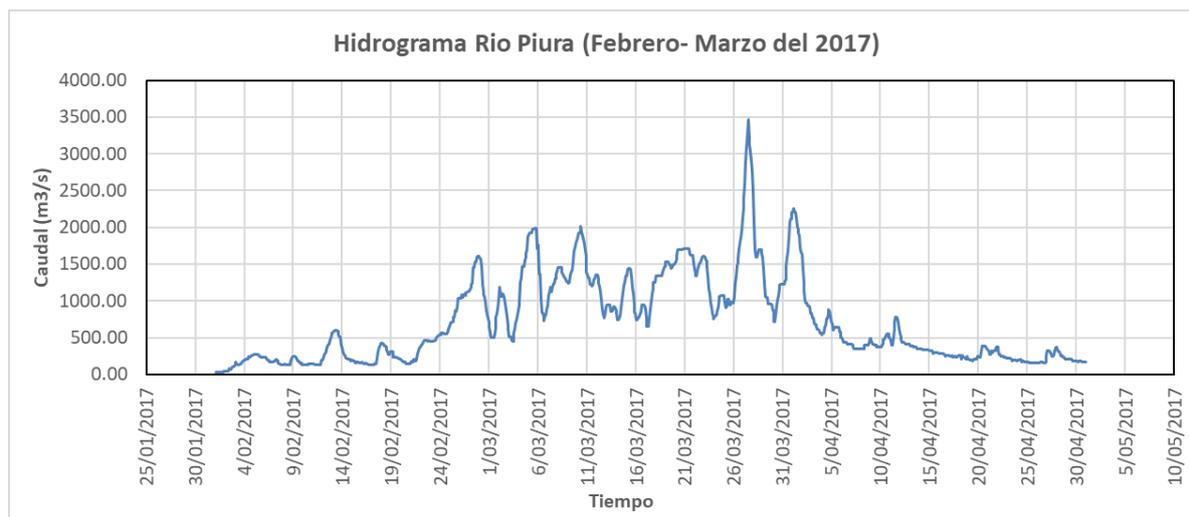


Figura 28 Hidrograma registrado del río Piura en la estación hidrométrica presa Los Ejidos.

Fuente: Elaboración propia con datos (PECP, 2017).

Parámetros Hidráulicos: Coeficientes de rugosidad de Manning:

Para determinar los coeficientes de rugosidad de Manning se ha tomado como referencia los valores empleados en la evaluación hidráulica del sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura (Class-Salzgitter., 2001), además de los valores típicos empleados en cauces naturales según Ven Te Chow en su libro Hidráulica de Canales Abiertos (2004).

Para lograr representar la variabilidad espacial de los coeficientes de rugosidad de Manning a lo largo del cauce, han sido empleadas imágenes satelitales Sentinel, LandSat, Google Earth y fotografías que muestran las condiciones de la vegetación, irregularidades en el río, además del tipo de material de acarreo, material del lecho, alineamiento del thalweg, obstrucciones existentes en el cauce, zonas de erosión y sedimentación así como la morfología, antes de la avenida ocurrida el 27 de marzo del 2017.

Se elaboró un mapa de rugosidades en formato shapefile (shp), empleando Sistemas de Información Geográfica (Qgis v.3.10), en el cual se han zonificado áreas de características similares a fin de representar mejor las condiciones existentes en el cauce y llanuras de inundación, ver **figura 29**, el cual se ha sido importado en HECRAS 5.0.6.

Cabe señalar que de la información obtenida tanto el cauce como las llanuras de inundación, están formadas por material sedimentado depositado en estratos compuestos principalmente por arenas finas, al igual que existe en unos tramos vegetación riparia muy extensa y en otros tramos muy densa.

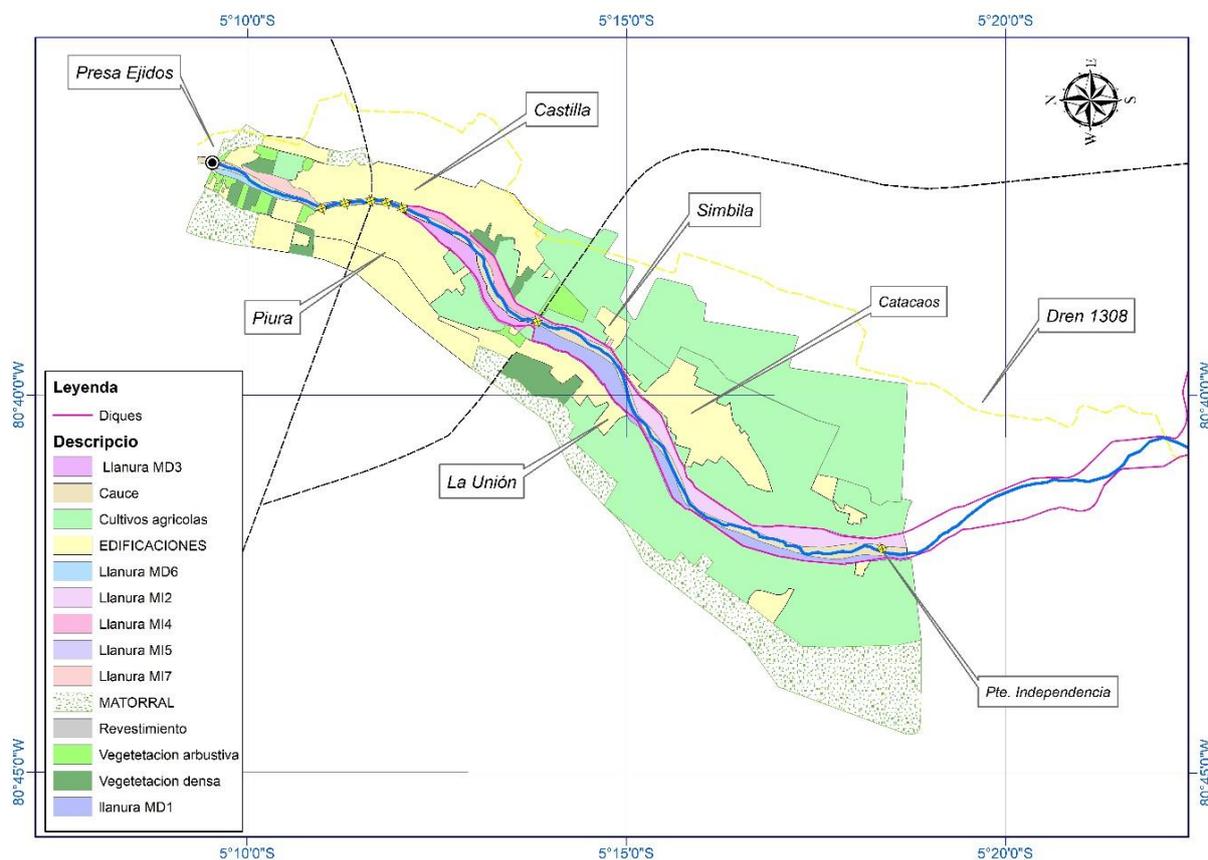


Figura 29 Representación espacial de la rugosidad de Manning- río Piura

Finalmente, los valores de los coeficientes de rugosidad de Manning empleados en la modelación hidráulica se detallan en la **Tabla 5**.

Tabla 5 Coeficientes de rugosidad de Manning del río Piura- Modelo 2D.

DESCRIPCIÓN	n
Cauce	0.028
Cultivos agrícolas	0.040
Edificaciones	0.100
Llanura MD1	0.070
Llanura MD3	0.075
Llanura MD6	0.075
Llanura MI2	0.070
Llanura MI4	0.075
Llanura MI5	0.040
Llanura MI7	0.075
Revestimiento	0.020
Vegetación densa	0.080
Vegetación arbustiva	0.055
Matorral	0.030

Geometría del modelo:

Se construyó la geometría del modelo, a través de una malla computacional estructurada, discretizada en tres regiones con valores de tamaño de celda que varían entre los tamaños de 10 x 10, 15x 15 y 20 x 20 metros. Para la discretización del tamaño de la celda se priorizó cauce del río Piura, luego la margen izquierda la cual fue inundada en el evento a simular seguida de la margen derecha en la cual no se generó inundación, ver **figura 30**.

Además, se colocaron líneas de rotura dentro de la malla del área del flujo 2D, estableciendo en las mismas una malla no estructurada con un tamaño de celda mínimo de 5 m y un valor máximo de 10 m. La modificación de la malla permite que esta se adapte mejor a los cambios bruscos o barreras en el terreno, en nuestro caso se ha empleado para representar mejor los niveles en las carreteras y en la cota de corona de los diques de la margen derecha e izquierda del río Piura.

Para entender la forma en la que se ha discretizado la malla se deja en claro que el tipo estructurada se refiere aquella de lados ortogonales, y en cuanto a la malla no estructurada, será aquella que ha sufrido modificaciones para adecuarse a la morfología del terreno.

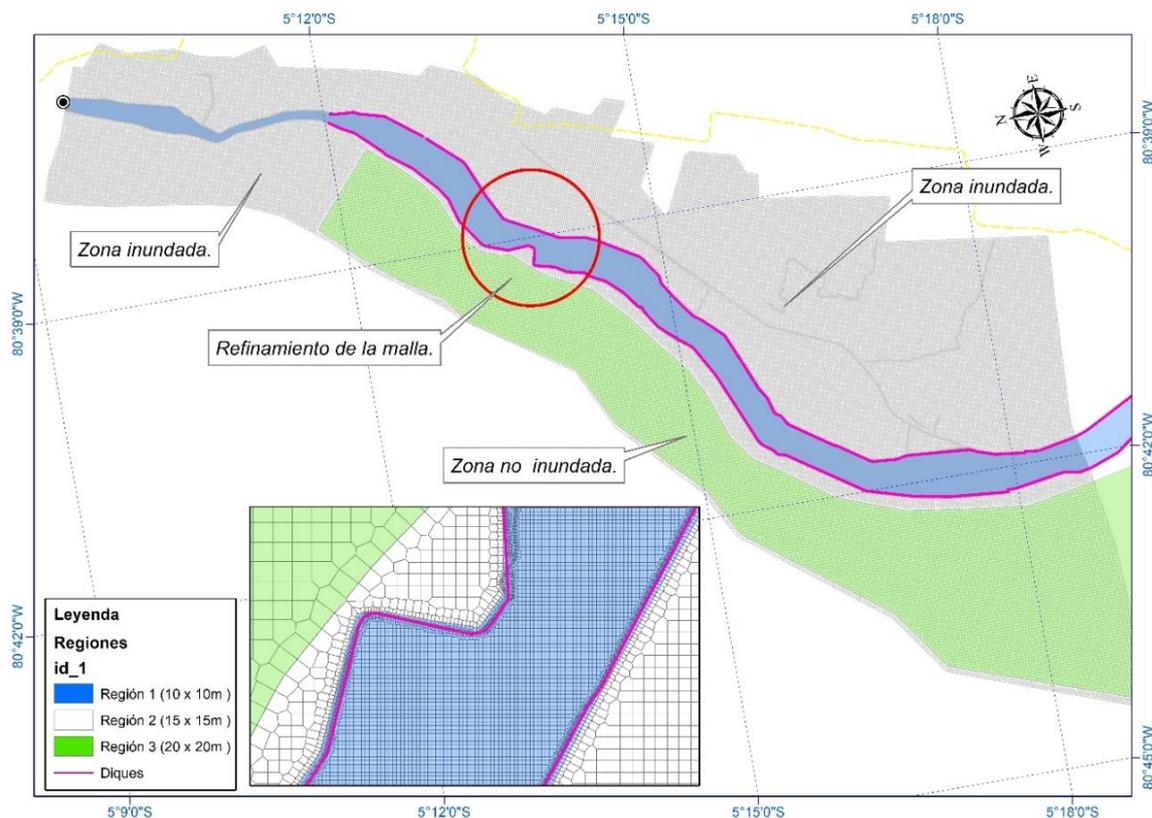


Figura 30 Discretización del tamaño de la malla computacional.

Condiciones de contorno e iniciales:

Las condiciones de contorno impuestas al modelo permiten definir el comportamiento de los límites o fronteras, para nuestro caso estas se han establecido aguas arriba y aguas abajo del tramo de estudio.

Como condición de contorno aguas arriba se ha introducido el hidrograma de flujo del evento ocurrido el 27 de marzo del 2017, el cual permite el ingreso del flujo al área 2D, y como condición de contorno aguas abajo se ha empleado la pendiente de fricción basada en la pendiente del terreno en vecindad de la línea de condición de contorno del área 2D, siendo esta 0.0002.

Las condiciones iniciales nos indican el estado de comienzo en la simulación hidráulica, en nuestro caso se ha considerado un inicio en seco.

Ejecución del modelo bidimensional:

De acuerdo con la geometría y las condiciones de contorno impuestas en el modelo hidráulico, la ejecución se realizó teniendo en cuenta una serie de configuraciones previas, en las que fue necesario establecer tolerancias de cálculo que permitan obtener buenos resultados.

Las ecuaciones del flujo que se emplearon en la resolución del modelo hidráulico fueron las ecuaciones de Saint Venant, ya que es un río con pendientes relativamente bajas y amplias llanuras de inundación.

Uno de los parámetros más importantes que configurar en este paso de tiempo de cómputo, el cual está relacionado con el número de Courant, el cual se obtiene a partir de la relación entre la velocidad, espacio y tiempo, como se indica en la ecuación (33).

Número de Courant para las ecuaciones de Saint Venant.

$$C = V_w \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1 \quad (C_{max} = 3) \quad (33)$$

Como se aprecia para escoger un intervalo de tiempo adecuado se debe tener en cuenta el tamaño de celda empleada para así tener una buena precisión numérica al igual que la minimización en tiempos de cálculo.

Para este caso se ha ajustado automáticamente el Δt en función del número de Courant, ingresando un valor mínimo y máximo del mismo considerando un intervalo razonable entre 0.45 y 1.

Calibración del modelo hidráulico bidimensional.

En el estudio hidráulico la calibración del modelo numérico es uno de los aspectos más importantes, debido a que nos indica si han sido representados adecuadamente los fenómenos físicos en el estudio. (Córdova & Castillo, 2017).

Para la calibración del modelo numérico bidimensional realizado se ha tomado como referencia los niveles máximos de lámina de agua medidos en diferentes puntos a lo largo del tramo de estudio, los cuales han sido

tomados del estudio Análisis del comportamiento hidráulico del río Piura, en el tramo Los Ejidos – Puente Independencia (2019),

También han sido utilizadas imágenes Satelitales de la agencia Espacial del Perú – CONIDA (2017) y Copernicus Europe’s eyes on Earth – COPERNICUS (2017), tomadas el día 27 de marzo y 01 de abril del 2017, las cuales muestran el área de inundación generada en el evento del Niño Costero ocurrida el 27 de marzo del 2017 en la ciudad de Piura y el Bajo Piura, como se muestra en la **figura 31**.

Es necesario indicar que para lograr aproximarse a los niveles de lámina de agua alcanzados en la avenida al igual que al área de inundación, se ha tenido que realizar varias simulaciones, en las cuales se ha ajustado el coeficiente de rugosidad de Manning (parámetro de calibración, ver **Tabla 5**), hasta representar el comportamiento hidráulico del río Piura en el evento simulado.

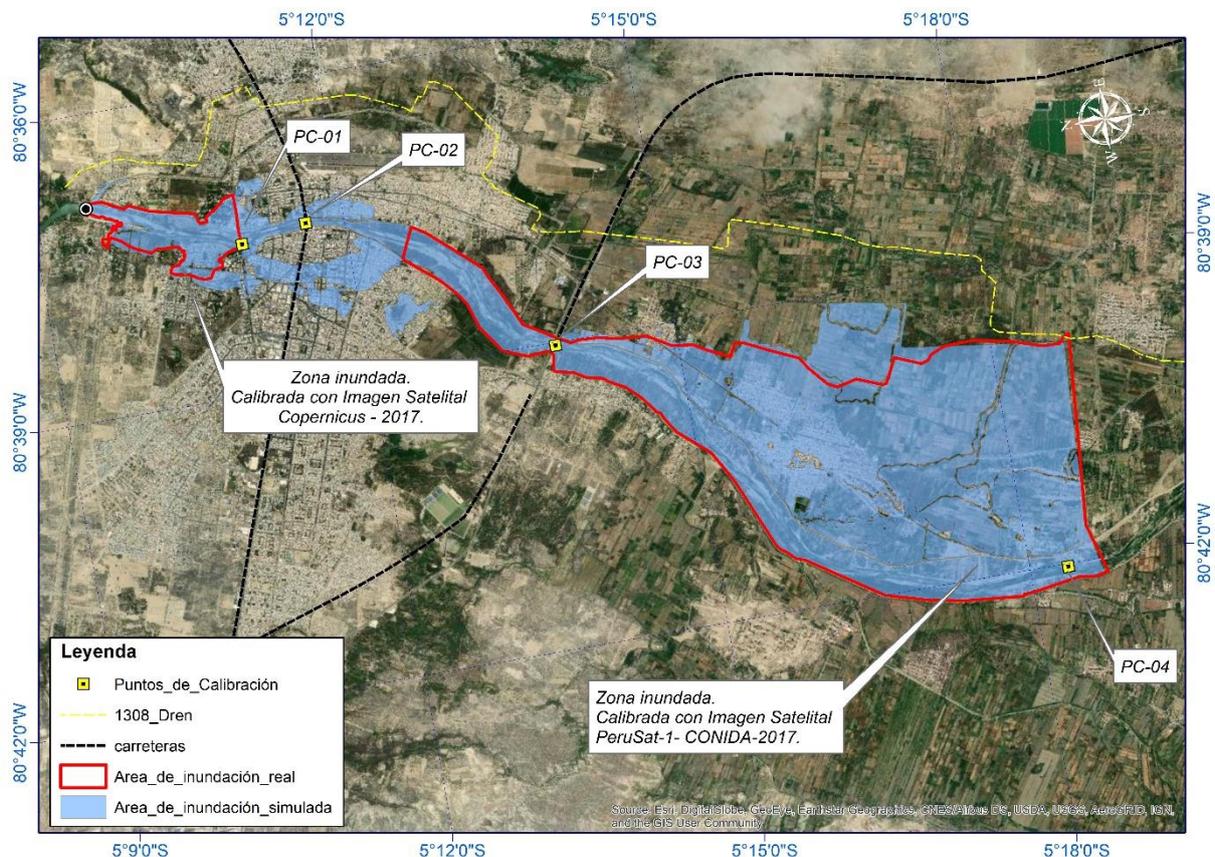


Figura 31 Calibración de modelo 2D con áreas de inundación.

Fuente: Elaboración propia con datos de (CONIDA, 2017) y (COPERNICUS, 2017).

Tabla 6 Calibración de Modelo numérico bidimensional.

Fuente: Elaboración propia con datos de Maza (2019).

Lugar	Cota Fondo XS	Calado máximo (m)	Nivel de lámina de agua		Δ	% con respecto al calado máximo
			Calculado	Observado		
			m.s.n.m.	m.s.n.m.		
Puente Cáceres - PC 01	22.50	9.39	31.89	32.20*	0.31	3.30
Puente Sánchez Cerro - PC 02	22.01	8.91	30.92	30.74	0.18	2.02
Puente Grau - PC 03	18.98	9.52	28.50	28.21	0.29	3.05
Puente Independencia - PC 04	17.50	6.62	24.12	23.75*	0.37	5.59

(*) Valores estimados.

Como se puede apreciar de la **Tabla 6** los valores observados con los calculados en el modelo numérico bidimensional son muy similares, no teniendo diferencias significativas con respecto al valor del tirante máximo.

El área de inundación generada a partir de la simulación hidráulica coincide con el área de inundación real obtenida de las imágenes satelitales antes mencionadas. Es por ello que se puede señalar que el modelo 2D representa satisfactoriamente el comportamiento hidráulico del río Piura en el evento simulado y que los resultados obtenidos pueden tomarse como base de información para la construcción del modelo 1D.

Conocidos los caudales desbordados por sobrevertido y por las fallas en el dique izquierdo, se podrá implementar un modelo hidráulico unidimensional, empleando aquí los caudales máximos que circularon a lo largo del río Piura en el tramo de presa Los Ejidos a Sector Cordillera. Esto permitirá representar el comportamiento hidráulico y sedimentológico del río Piura en el evento ocurrido el 27 de marzo del 2017.

3.2.2. Modelación hidráulica unidimensional.

La modelación hidráulica unidimensional se realizó con el software HECRAS 5.0.6 en régimen permanente, considerando el tramo de estudio desde la presa Los Ejidos hasta el Sector Cordillera con una longitud del cauce principal de aproximadamente 43 km.

El objetivo de esta modelación unidimensional es representar el comportamiento hidráulico del río Piura a lo largo de este tramo antes mencionado, así como analizar las variables hidráulicas más importantes generadas en el evento ocurrido el 27 de marzo del año 2017. Esto nos permitirá identificar las posibles causas que originaron el colapso del sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura.

Además de representar el evento ocurrido en marzo del 2017, se pretende representar el comportamiento hidráulico del río Piura para caudales con periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 200 años. Para esto se empleó información topográfica actualizada a la fecha, la cual ha sido desarrollada por la Autoridad Nacional del Agua en el mes de abril del 2019.

3.2.2.1. Construcción del modelo unidimensional.

Geometría del Modelo:

La geometría del modelo unidimensional está conformada a partir de un conjunto de secciones transversales las mismas que están definidas por una serie de puntos (x, z), las cuales se han extraído de la información del MDT empleado en la modelación hidráulica bidimensional. Cabe indicar que el preprocesamiento de la geometría se ha realizado en HECRAS 5.0.6. con su herramienta RAS Mapper. Esta herramienta permite digitalizar las diferentes capas que representan el sistema fluvial y extraer la información topográfica georreferenciada de las mismas.

Se ha trazado desde aguas arriba hacia aguas abajo el cauce principal, márgenes y las líneas de flujo del río Piura desde la presa Los Ejidos hasta el Sector Cordillera empleando el editor de geometría de RAS Mapper, al igual que las secciones transversales, las cuales se han digitalizado cada 50 metros en una longitud de aproximadamente 43

kilómetros. Para el preprocesamiento de la geometría del modelo se consideró la configuración en planta del cauce, cambios bruscos en la sección, tramos curvos al igual que el espaciamiento entre secciones teniendo en cuenta las longitudes de expansión y contracción desarrolladas por la influencia de las estructuras transversales al flujo.

Se han introducido en la geometría del modelo los diques longitudinales del sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura a través de la herramienta levees, considerando el nivel de coronación según el estudio de Class-Salzgitter (2001).

Con la información topográfica de la geometría de las estructuras transversales al flujo del río Piura, se ha implementado el módulo de puentes de HEC-RAS. A través del cual se ingresó las dimensiones del tablero, estribos y pilares de los Puentes Cáceres, Sánchez Cerro, Grau e Independencia.

Cabe señalar que se ha elaborado diferentes geometrías del modelo unidimensional, como me mencionó en el acápite anterior. Estas se detallan a continuación:

- **Geometría con condiciones antes de la avenida de marzo del 2017.**

Con el fin de representar adecuadamente el comportamiento hidráulico del río Piura durante el evento a simular, se ha mantenido las condiciones geométricas del cauce hasta antes de la avenida. Es decir, se ha empleado la topografía del cauce elaborada por el ANA (2015) a lo largo del tramo de estudio, la cual no ha sufrido variación significativa con respecto a la topografía del 2017 (antes de la avenida), esto debido a que no han circulado caudales importantes durante este periodo, que hayan podido generar una variación importante de la misma.

- **Geometría condiciones 2020.**

Debido a las variaciones de la geometría en planta, perfil y secciones transversales del río Piura debido a:

- Erosión del cauce principal durante la avenida en marzo del 2017.

- Intervención del Ministerio de Agricultura y Riego a través de las actividades de descolmatación masiva a lo largo de todo el tramo de estudio (agosto 2017).

- Ampliación del Puente Independencia de 217.48 metros a 362.55 metros a cargo del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Gobierno del Perú, 2019.

Por lo antes mencionado es necesario considerar estas modificaciones en la geometría del cauce, es por ello que se ha empleado la topografía actualizada por el ANA (2019), con el fin de analizar el comportamiento hidráulico del río Piura para caudales de diferentes periodos de retorno, además de evaluar el funcionamiento del sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura.

Los coeficientes hidráulicos por estructuras y obstáculos que se emplearon para determinar las pérdidas por expansión y contracción de flujo entre secciones se muestran en la **Tabla 7**, mientras que los valores de los coeficientes de forma “K” y arrastre “C_d” en pilares se determinaron en base a planos de la geometría de los pilares de cada puente, comparándolos con los valores indicados en los manuales de referencia del modelo HECRAS, los cuales se muestran en la **Tabla 8**.

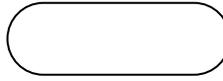
Tabla 7 Coeficientes por contracción y expansión del flujo.

Fuente: Elaboración propia con datos de (USACE, 2016b).

Transiciones Típicas	Coefficiente de Contracción	Coefficiente de Expansión
Transiciones graduales	0.10	0.30
Secciones en puentes	0.30	0.50

Tabla 8 Coeficientes de forma y arrastre del flujo en pilares.

Fuente: Elaboración propia con datos de (USACE, 2016b)

Puente	Forma del Pilar	Detalle	Coef. de Forma K	Coef. de Flujo C_d
Cáceres	Pilares cuadrados		1.25	2.00
Sánchez Cerro	Pilares alargados semi circulares		0.90	1.33
Grau	Pilares circulares		1.05	1.20
Independencia	Pilares alargados semi circulares		0.90	1.33

Coeficiente de rugosidad de Manning:

Para la asignación de los coeficientes de rugosidad de Manning en el modelo unidimensional se tomó como referencia los estimados en el modelo bidimensional. Sin embargo, estos se establecieron considerando las zonas que se muestran en la **Tabla 9**.

Tabla 9 Coeficientes de rugosidad de Manning para modelo unidimensional.

Progresiva		Coeficiente de Rugosidad		
de	a	Margen Izquierda	Cauce	Margen derecha
Tramo Los Ejidos - Puente Cáceres				
0+000	2+860	0.07	0.028	0.07
Tramo Puente Cáceres - Puente Bolognesi				
2+860	4+960	0.02	0.028	0.02
Tramo Puente Bolognesi - Puente Grau				
4+960	9+580	0.075	0.028	0.075
Tramo Puente Grau - Puente Independencia				
9+580	20+640	0.075	0.028	0.075
Tramo Puente Independencia - Sector Cordillera – Fin encauzamiento.				
20+640	33+300	0.075	0.028	0.075
33+300	43+780	0.100	0.100	0.100

Cabe indicar que los coeficientes de rugosidad de Manning asignados a las márgenes del río Piura en el tramo urbano de la ciudad entre los puentes Cáceres y Bolognesi se estimaron teniendo en cuenta las condiciones en las que se encuentran (taludes revestidos por concreto en estado deteriorado).

Datos Hidrológicos:

Para la simulación en régimen permanente se empleó el caudal máximo instantáneo de $3468 \text{ m}^3/\text{s}$, valor medido el día 27 de marzo del 2017 en la estación hidrométrica presa Los Ejidos. También se ha considerado los caudales extraídos de la simulación hidráulica bidimensional, los cuales nos indican los caudales vertidos en la ciudad de Piura y en los puntos de rotura del dique izquierdo en el tramo puente Bolognesi a puente Independencia, como se muestra en la **figura 32**, y por lo tanto, los caudales a considerar en cada tramo del cauce.

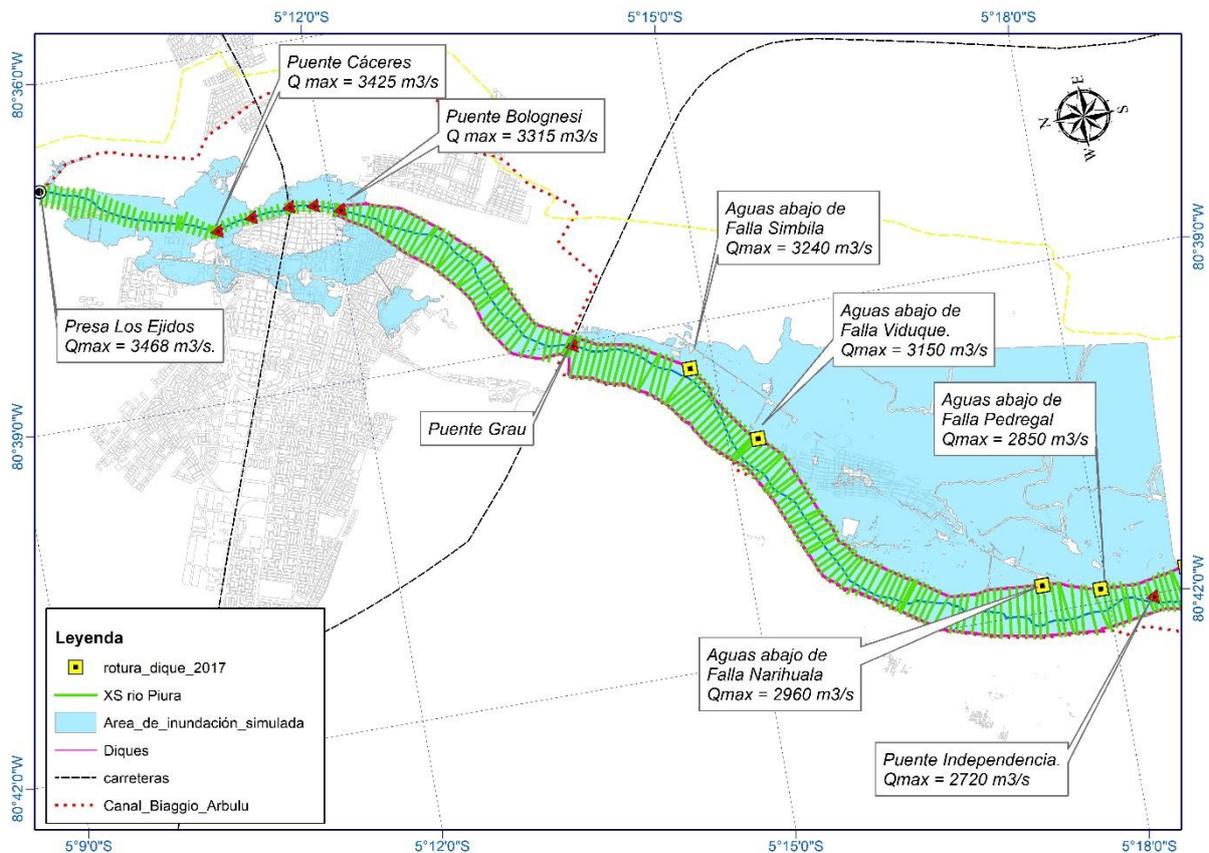


Figura 32 Caudales máximos en diferentes puntos estimados a partir de modelo 2D.

Tabla 10 Caudales máximos en diferentes secciones a partir de modelo 2D.

Descripción	Km	Sección	Caudal máximo (m ³ /s)
Presa Los Ejidos	0+000	147720	3468.00
Aguas abajo Puente Cáceres	2+860	138567	3425.00
Aguas abajo Puente Bolognesi	4+960	134509	3315.00
Aguas abajo Rotura Simbila	11+100	109904	3240.00
Aguas abajo Rotura Viduque	12+670	104889	3150.00
Aguas abajo Rotura Narihualá	18+310	85224	2960.00
Aguas abajo Rotura Pedregal	19+530	82005	2850.00
Aguas abajo Puente Independencia	20+640	80010	2720.00

Para la determinación del comportamiento hidráulico del río Piura con caudales para diferentes periodos de retorno, se realizó el análisis estadístico de la serie de caudales máximos instantáneos medidos en la estación hidrométrica presa Los Ejidos- puente Sánchez Cerro (1925-2017).

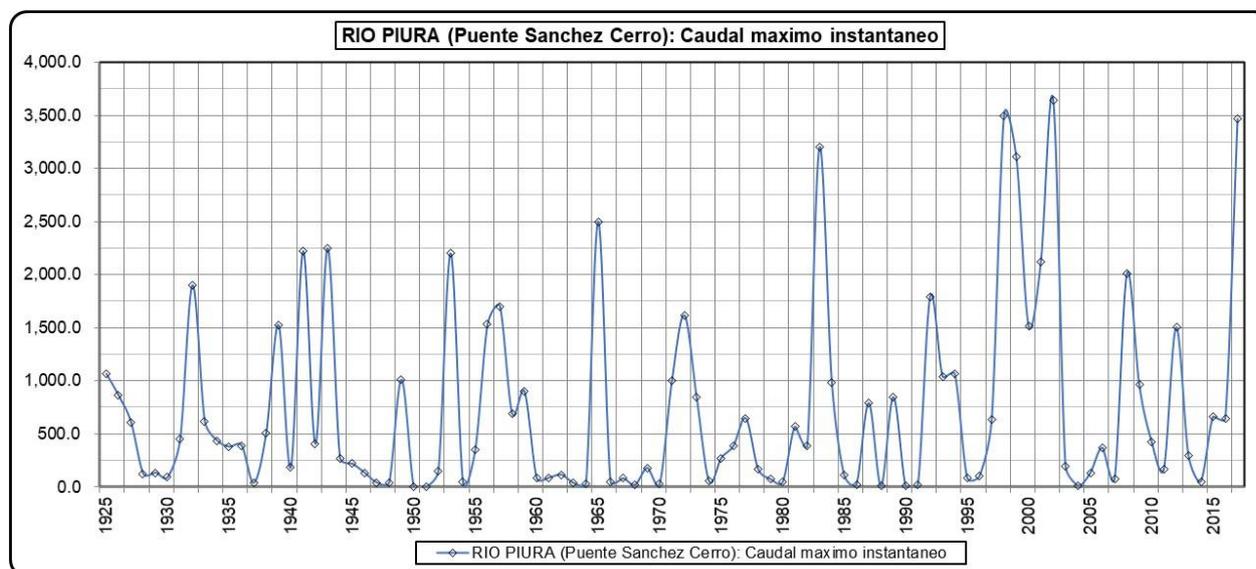


Figura 33 Caudales máximos instantáneos - Estación presa Los Ejidos- puente Sánchez Cerro.

Fuente: Elaboración propia con datos de (PECP, 2017)

Para el análisis de la serie se empleó el software estadístico EasyFit v.5.6 a partir del cual se realizó la estadística descriptiva, así como en análisis de la bondad de ajuste de diferentes distribuciones estadísticas como se muestra en la **Tablas 11 y 12**.

Tabla 11 Estadística descriptiva serie caudales máximos instantáneos (1925-2017)

Estadística	Valor
Tamaño de muestra	93.0
Rango	3642.0
Media	745.1
Varianza	8.8E+05
Desviación estándar	902.6
Coef. de variación	1.2
Error estándar	93.6
Asimetría	1.6
Curtosis	2.1

Tabla 12 Prueba de bondad de Ajuste.

#	Distribución	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-cuadrado	
		Estadística	Rango	Estadística	Rango	Estadística	Rango
1	Gamma	0.09337	2	4.3925	1	5.777	1
2	Gumbel Max	0.20276	4	4.4456	2	9.537	3
3	Gumbel Min	0.25870	6	16.1090	6	36.774	6
4	Lognormal	0.08121	1	4.8473	4	10.117	5
5	Normal	0.20770	5	7.2104	5	16.201	5
6	Weibull	0.09520	3	4.4803	3	5.787	2
7	Log-Gama	No hay ajuste					
8	Log-Pearson 3	No hay ajuste					

Como se observa en la **Tabla 12**, la distribución estadística que más se ajusta a la serie de caudales máximos instantáneos del río Piura en la estación hidrométrica presa Los Ejidos- Sánchez Cerro, con los métodos de Anderson Darling, Chi cuadrado y Kolmogorov Smirnov es la distribución Gamma, con la que se establecieron los caudales para diferentes periodos de retorno como se muestra en la **Tabla 13**.

Tabla 13 Caudales para diferentes periodos de retorno.

T	Probabilidad p(Q<q)	Riesgo p(Q>q)	Q (m ³ /s)
5	80.0%	20.0%	1210.00
10	90.0%	10.0%	1870.00
25	96.0%	4.0%	2775.00
50	98.0%	2.0%	3475.00
100	99.0%	1.0%	4190.00
200	99.5%	0.5%	4905.00

Condiciones de contorno:

Al igual que en modelo hidráulico bidimensional es necesario asignar condiciones de borde en el modelo 1D, condiciones que se han definido al inicio y final del sistema fluvial en análisis.

La condición de borde aguas arriba, así como aguas abajo ha sido definida como la pendiente de fricción basada en la pendiente del terreno, como se muestra en la **Tabla 14**.

Tabla 14 Condiciones de contorno modelo unidimensional.

Ubicación	Sección	Condición de contorno	Dato
Presa Los Ejidos	147720	Calado normal	Pendiente 0.00035 m/m
Sector Cordillera	742	Calado normal	Pendiente 0.00020 m/m

Simulación hidráulica:

Con el procesamiento de la geometría, asignación de rugosidad de Manning, datos de caudal al igual que condiciones de contorno se realizó la simulación en régimen permanente con régimen de flujo mixto como se muestran en la **Tabla 15**.

Tabla 15 Datos para la simulación en 1D.

Geometría	Data de Caudales	Simulación
Geometría condiciones del 2017.	Caudales máximos considerando los resultados de modelo 2D (desborde por falla de dique izquierdo) ver Tabla 10 .	Régimen permanente

Calibración modelo hidráulico unidimensional:

Considerando que la geometría del cauce del río es fija y conocida, la calibración del modelo hidráulico consiste en la variación de los coeficientes de rugosidad hasta aproximar los valores de lámina de agua a los niveles observados.

Para la simulación hidráulica se empleó el conjunto de valores de coeficiente de rugosidad de Manning que se muestran en la **Tabla 9**, a

partir de los cuales se ha calculado los niveles de lámina de agua que se indican en la **Tabla 16**.

Tabla 16 Calibración de modelo numérico unidimensional.

Fuente: Elaboración propia con datos de (Maza, 2019).

Lugar	Mínima elevación XS	Calado máximo (m)	Nivel de lámina de agua		Δ	% con respecto al calado máximo
			Calculado	Observado		
			m.s.n.m.	m.s.n.m.		
Puente Cáceres - PC 01	22.50	9.67	32.14	32.20*	0.06	0.62
Puente Sánchez Cerro - PC 02	22.01	8.41	30.42	30.74	0.32	3.80
Puente Grau - PC 03	18.98	9.28	28.26	28.21	0.05	0.54
Puente Independencia - PC 04	17.50	6.18	23.68	23.75*	0.07	1.13

(*) Valores estimados.

Los resultados obtenidos de la calibración son aceptables, ya que son mínimas las diferencias entre los valores calculados y observados durante la avenida del 27 de marzo del 2017, con errores porcentuales respecto al calado, más que asumibles.

Como se puede apreciar de la tabla anterior, la mayor diferencia se ha generado en el tramo urbano, pudiéndose aun mejorar esta situación efectuado la variación de los coeficientes de rugosidad de Manning en esta zona. Sin embargo, el río Piura en este tramo está controlado por las condiciones hidráulicas de aguas abajo, por lo que no fue necesario realizar una calibración mucho más fina.

3.3. MODELO SEDIMENTOLÓGICO.

Para la modelación sedimentológica se empleó el módulo de transporte de sedimentos de HECRAS 5.0.6. simulando la avenida del 27 de marzo del 2017 bajo el régimen de flujo cuasi-transitorio. La extensión del modelo corresponde a aproximadamente 43 km del río Piura, ubicados entre presa Los Ejidos y el Sector Cordillera.

Para la calibración del modelo sedimentológico se cuenta con la topografía realizada por AGRORURAL - Ministerio de Agricultura y Riego del Perú, elaborada en septiembre del 2017 después del evento del 27 de marzo del 2017, en un tramo de 23 kilómetros aguas abajo del puente Independencia.

3.3.1. Construcción de modelo sedimentológico.

3.3.1.1. Datos hidrológicos.

Como se indicó en el acápite anterior solo se cuenta con información de caudales medidos en la estación hidrométrica presa Los Ejidos, la cual se encuentra ubicada aguas arriba de la ciudad de Piura. Por lo respecto a los caudales que se emplearon para la modelación sedimentológica, se tuvo en cuenta que tras el paso de la avenida ocurrida en marzo del 2017 se generó el desborde del río Piura en el tramo urbano además de que la falla del dique izquierdo que provocó la inundación en la margen izquierda aguas arriba del puente Independencia.

Para representar los cambios en la geomorfología del río Piura después de la avenida, se tuvo como referencia la topografía post evento realizada por Agrorural en septiembre del 2017. Además, se ha empleado el hidrograma de caudales medidos en la presa Los Ejidos, junto con el hidrograma de caudales que circularon aguas abajo del puente Independencia (obtenido a partir del modelo hidráulico bidimensional calibrado).

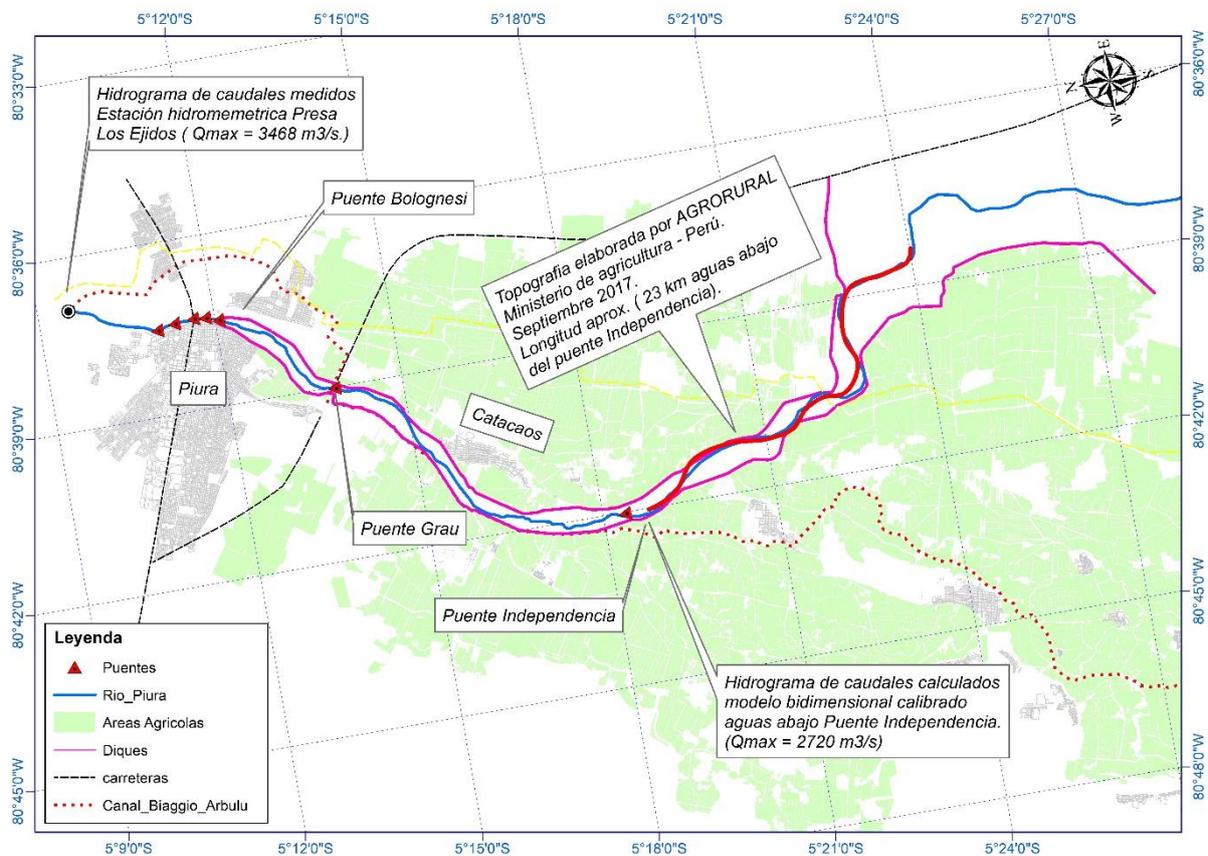


Figura 34 Esquema de distribución de caudales modelo cuasi-transitorio.

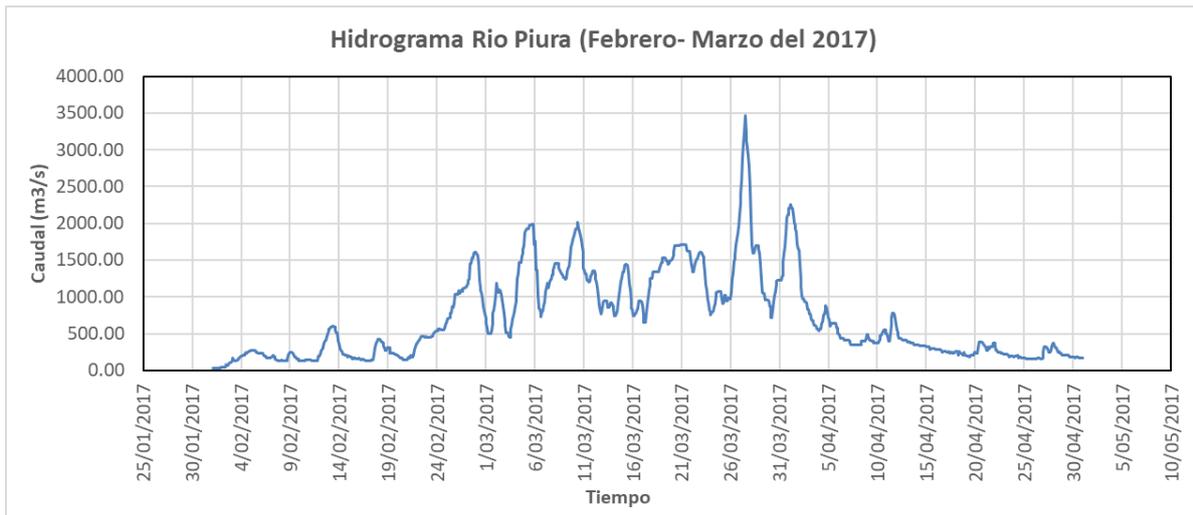


Figura 35 Hidrograma estación hidrométrica Presa Los Ejidos
Fuente: Elaboración propia con datos de (PECP, 2017).

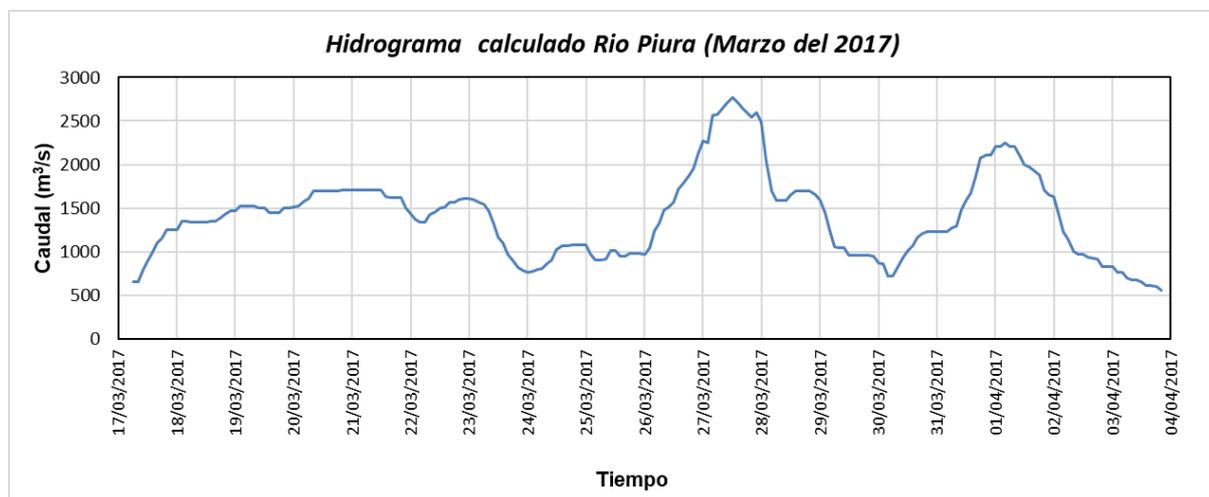


Figura 36 Hidrograma obtenido de modelo hidráulico bidimensional HECRAS – Puente Independencia.

3.3.1.2. Granulometría.

Para representar la composición del material de lecho se empleó la información realizada por Class-Salzgitter (2001) en el Estudio definitivo para la reconstrucción y rehabilitación del sistema de defensas contra inundaciones en el Bajo Piura, estudio que presenta las características granulométricas de sedimentos depositados en el cauce en diferentes puntos a lo largo del tramo de estudio, ver **Tabla 17**.

La distribución espacial de las calicatas a lo largo del río Piura se puede ver en la **figura 38**.

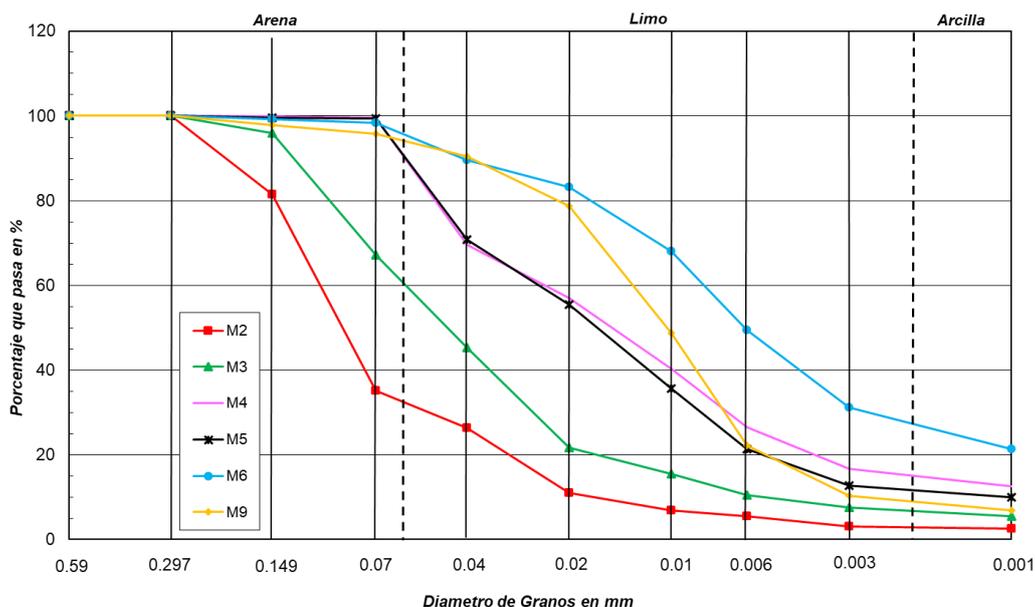


Figura 37 Análisis de granulometría de muestras de sedimentos – río Piura

Fuente: Elaboración propia con datos de (Class-Salzgitter., 2001)

Tabla 17 Diámetros característicos de sedimento depositado en el cauce

Fuente: (Class-Salzgitter., 2001)

Muestra	Ubicación	Diámetro (mm)		
		d ₁₀	d ₅₀	d ₉₀
M2	Zona del Puente Cáceres	0.03	0.09	0.2
M3	Zona del Puente Independencia	0.006	0.05	0.15
M4	Zona alcantarilla dren 13.08	< 0.001	0.015	0.06
M5	Cauce frente a Piedral.	0.0015	0.018	0.06
M6	Cauce cerca carretera Panamericana km 951	<< 0.001	0.005	0.04
M9	Cauce frente a Sector Cordillera	0.001	0.010	0.03

Como se puede observar de la **figura 37** y la **Tabla 17** los suelos varían entre arenas finas y limos arcillosos, además de que a medida que avanza el flujo el material depositado se vuelve más fino, debido principalmente a que el sedimento ejerce poca resistencia contra las fuerzas de la corriente.

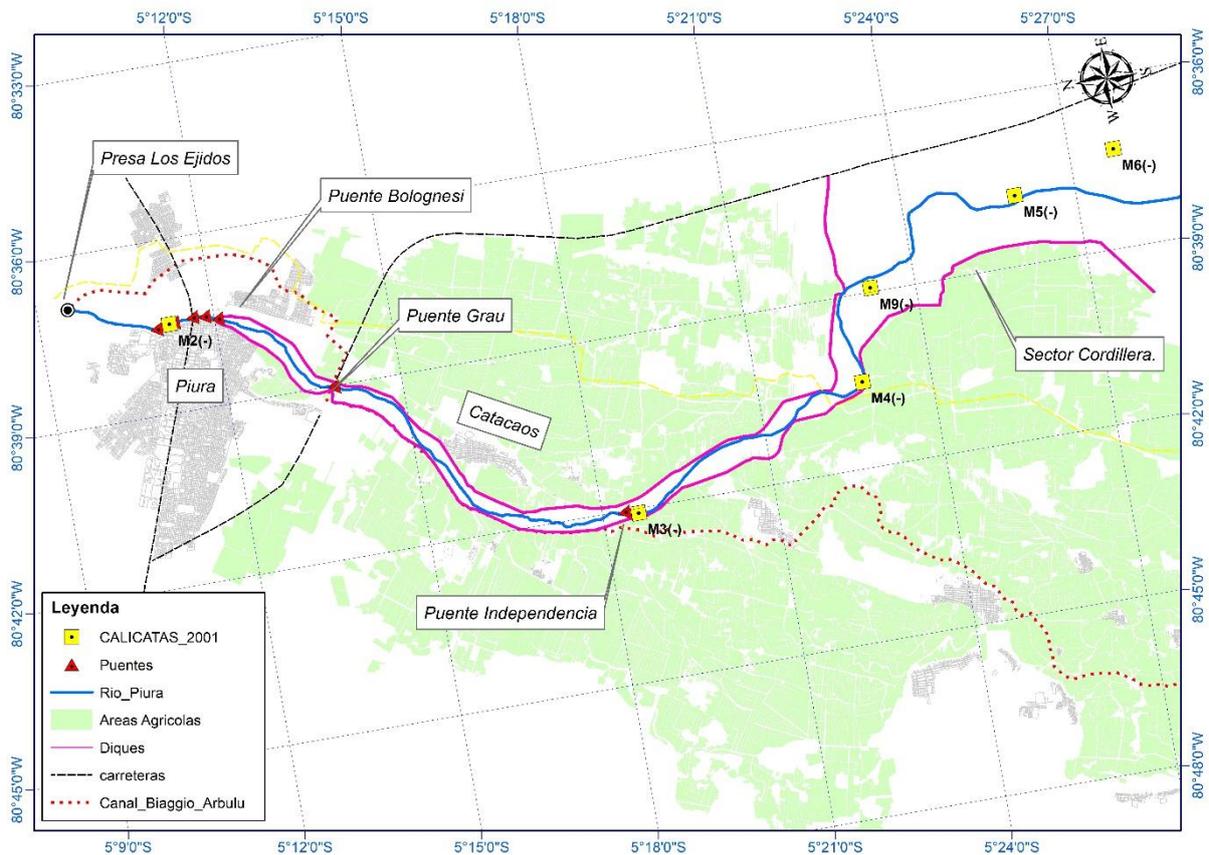


Figura 38 Distribución espacial de calicatas a lo largo del río Piura.

3.3.1.3. Topografía post evento observada.

La información topográfica que se empleó para la calibración del modelo sedimentológico fue realizada por Agrorural (2017) a través de la actividad de “Descolmatación del cauce del río Piura, desde el Sector Cordillera hasta el puente Independencia – Tramo III”, en un tramo de aproximadamente 23 kilómetros, empleando GPS diferencial y vehículos aéreos no tripulados (VANT).

Se consideró la topografía del modelo hidráulico unidimensional realizada por el ANA (2015) como base, a partir del cual se simuló el evento ocurrido en marzo del 2017, obteniendo una nueva topografía, la cual se comparó con la topografía post evento realizada por Agrorural (2017).

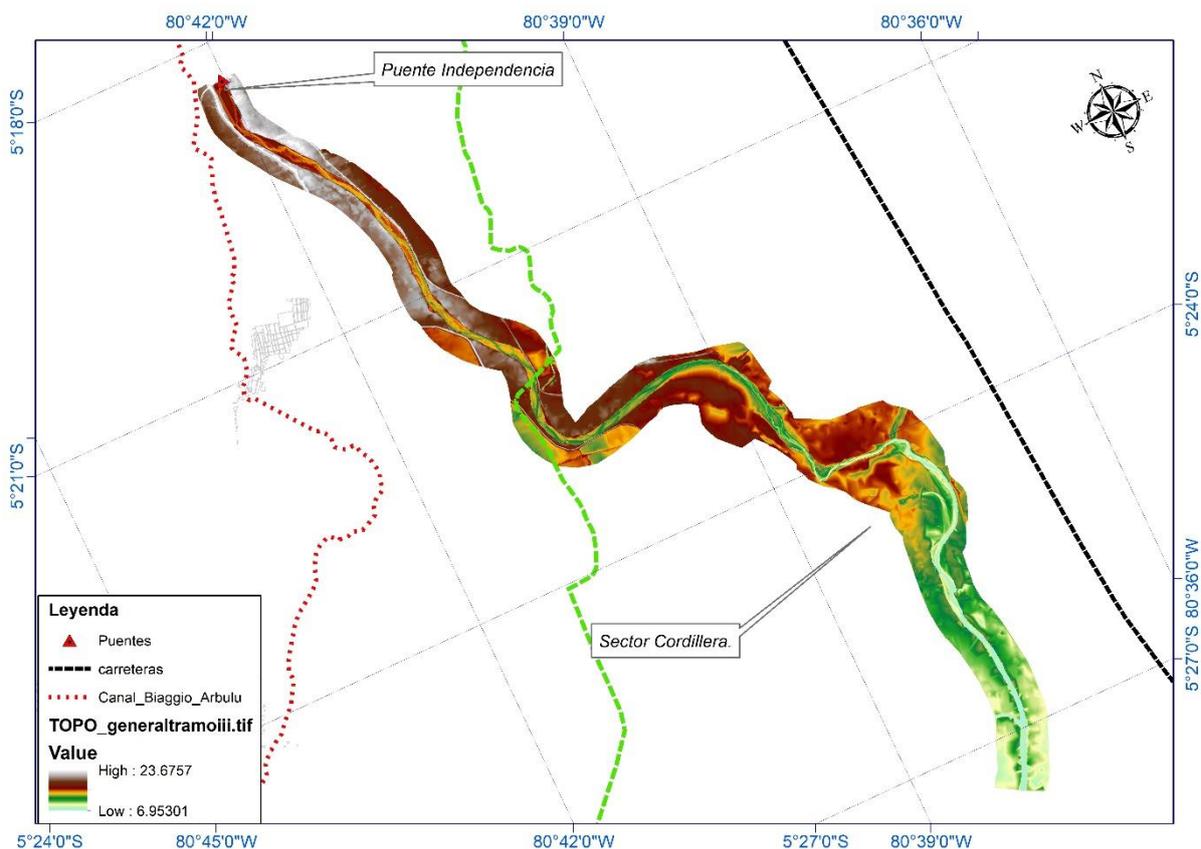


Figura 39 MDT tramo puente Independencia – Sector Cordillera, topografía post evento (L=23 km).

Fuente: Elaboración propia con datos de (Agrorural, 2017).

3.3.2. Condiciones de contorno.

El flujo cuasi-transitorio se puede aproximar a un hidrograma de flujo, tomando periodos de tiempo de este como si fuesen estacionarios, estableciendo una serie de perfiles de flujo constante asociados con su respectiva duración.

Sin embargo, es necesario precisar que la duración del flujo se subdivide en incrementos computacionales, los cuales deben ser establecidos de tal forma que no se genere inestabilidad, por lo que es recomendable establecer incrementos de cálculo pequeños para darle estabilidad y convergencia al modelo numérico.

Las condiciones de contorno establecidas en el modelo sedimentológico corresponden a series de flujo y profundidad normal, establecidas como como se muestran en la **Tabla 18**.

Tabla 18 Condiciones de contorno del modelo sedimentológico

Ubicación	Sección	Condición de contorno	Dato
Presa los Ejidos	147720	Hidrograma de flujo.	Hidrograma 120 hrs.
Puente Independencia	80010	Hidrograma de flujo lateral (salida de caudales desbordados)	Hidrograma 120 hrs
Sector Cordillera	742	Calado normal	Pendiente 0.00020 m/m

Con respecto a los incrementos computacionales HECRAS 5.0.6 permite manejar los pasos de tiempo, por lo que se puede asignar pasos de tiempo largos para flujos pequeños y pasos de tiempo cortos durante flujos grandes que transportan la mayor parte de sedimentos.

Para la simulación se empleó el hidrograma de caudales medidos en la presa Los Ejidos y el hidrograma obtenido del modelo bidimensional calibrado en la sección del puente Independencia el cual tiene un periodo de 120 horas con duración de flujo cada dos horas e incrementos computacionales con valores entre 5 y 15 minutos, de acuerdo con el valor de los caudales.

3.3.3. Datos y parámetros de transporte de sedimentos.

La información que se empleó en el módulo de transporte de sedimentos de HECRAS 5.0.6, corresponde a la asignación de los límites de erosión en la sección transversal los cuales han sido tomados a partir de la definición de los márgenes del cauce en la geometría del modelo hidráulico unidimensional. Además, se estableció los valores límites de degradación del cauce a lo largo del tramo de análisis, información que está en función de las condiciones y tipo de material que conforma el lecho.

3.3.3.1. Límites de degradación del lecho:

El material que conforma el lecho del río Piura está constituido fundamentalmente por arenas finas y limos arcillosos que son fácilmente erosionados y arrastrados por la corriente. Sin embargo, para estimar los límites máximos de degradación de éste, se emplearon los niveles del thalweg históricos del río Piura a lo largo del tramo de análisis durante

los años 1979 a 2019 mostrados en la **figura 12**, además de los resultados de investigaciones realizadas con anterioridad en el río Piura.

Según el modelo hidráulico realizado en el Estudio para el Tratamiento Integral del río Piura – PNUD (2001), indican existe una formación rocosa denominada zapallal en el cauce del río Piura a lo largo del tramo urbano, la cual influye significativamente en la erosión a lo largo del mismo. El estudio indica que a causa de las elevadas velocidades que alcanza este sector la erosión máxima alcanza profundidades que varían entre 3 a 4 metros.

Además de estudio anterior Alvarado & Ettmer (2008), indican que a lo largo del tramo encauzado las erosiones van en el orden de 2.50 m hasta la progresiva 17+000 a partir de Los Ejidos, para luego disminuir a 1.00 m, mientras que Class-Salzgitter (2001) menciona que debido al efecto que produce la alcantarilla del dren 1308 se generan alrededor de la estructura erosiones en el cauce principal de hasta 2.0 m de profundidad.

Cabe indicar que a lo largo del tramo de análisis existen dos secciones en donde el desarrollo del cauce se ha fijado verticalmente por el cruce de dos obras:

- El sifón del cruce del canal Biagio Arbulu, con una cota superior correspondiente a la losa del techo de concreto de 18.40 m.s.n.m.
- Alcantarilla del dren 1308, con una cota superior correspondiente a la protección de la alcantarilla de 13.10 m.s.n.m.

Ambas estructuras evitan el desarrollo del proceso de erosión continua a lo largo del cauce.

Teniendo en consideración lo antes mencionado se ha establecido los límites de degradación del lecho del río Piura a lo largo del tramo en análisis, considerando que es posible la deposición en las llanuras de inundación debido a que Alvarado & Ettmer (2008) indican que la sedimentación en el tramo inferior llega a un promedio de hasta 0.70 m.

3.3.3.2. Asignación de gradación del lecho.

De acuerdo con la información mencionada en el acápite de granulometría correspondiente a las características del material del lecho, se ha establecido las diferentes curvas granulométricas las cuales se muestran en la **figura 37**, según el formato establecido por HECRAS 5.0.6, a partir del cual se asignado una granulometría distinta según su ubicación espacial a la sección transversal correspondiente de la geometría del modelo numérico.

3.3.3.3. Parámetros de transporte de sedimentos.

De acuerdo con las características del material de sedimento depositado en el cauce, características geomorfológicas e hidráulicas del río Piura y teniendo en cuenta las restricciones de uso de cada función de transporte según la USACE (2016b) se decidió en principio emplear la función de carga de fondo de Engelund - Hansen y el método de velocidad de caída de Van Rijn. Aunque más adelante se explica que se ha realizado el análisis de sensibilidad en cuanto a la función de transporte.

3.3.3.4. Condición de contorno de sedimentos.

Para definir las condiciones de borde de los sedimentos HECRAS 5.0.6. requiere de información de sedimentos en la frontera de aguas arriba del modelo. Como condición de contorno se empleó la curva de clasificación de carga en suspensión obtenida del estudio de Class-Salzgitter (2001).

No obstante, se realizó un análisis de sensibilidad a esta condición de contorno.

3.3.4. Simulación y calibración de modelo sedimentológico.

Luego de ingresar toda la información antes mencionada, se realizó la simulación en régimen cuasi-transitorio. A partir de los resultados obtenidos se comparó la topografía simulada (información topográfica del 2015 con evento de marzo del 2017) con la topografía post evento observada (topografía elaborada en septiembre del 2017), como se muestra en la **figura 40**.

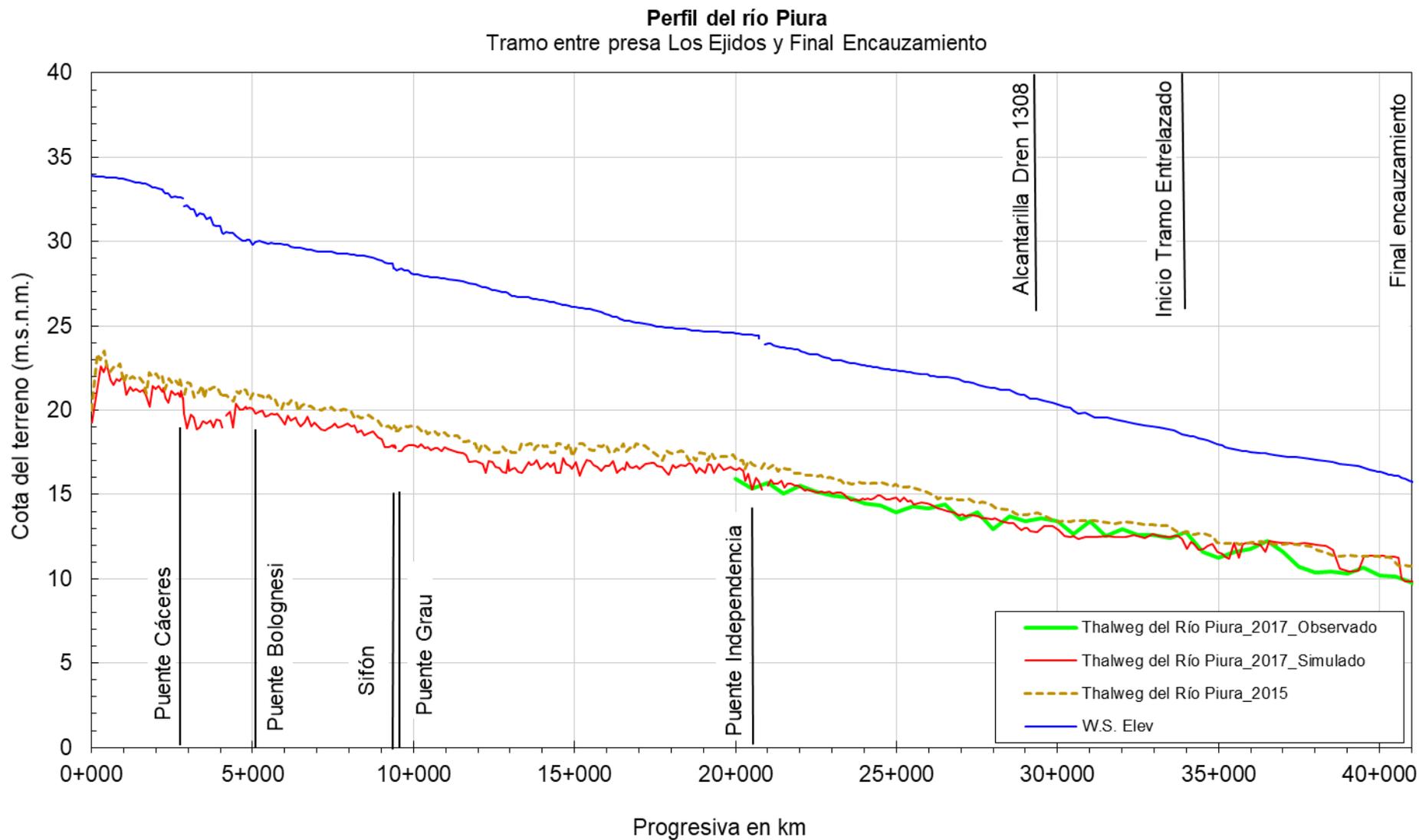


Figura 40 Perfil longitudinal modelo simulado vs topografía observada post evento.

Fuente: Elaboración propia con datos de (Agorrural, 2017).

Como observa el modelo reproduce el fenómeno de erosión general a lo largo del tramo de análisis con niveles próximos a los mencionados en los estudios citados en el acápite anterior. Además, se observa a lo largo del tramo urbano entre los puentes Cáceres y Bolognesi el nivel de las erosiones alcanzan los 2 metros de profundidad, principalmente a causa del estrechamiento del cauce y a las elevadas velocidades que aquí se generan. Sin embargo, existen zonas en donde la topografía pre evento no ha sufrido una variación significativa con respecto a la post evento simulada, como por ejemplo la zona aguas abajo del inicio del tramo entrelazado hacia el tramo inferior. Esto se debe principalmente a que las condiciones geomorfológicas del río Piura cambian en esta zona, el ancho de tramo encauzado pasa de un valor promedio de 650 m a más de 3 kilómetros lo que genera una variación del comportamiento hidráulico-sedimentológico del río. La reducción de los calados, pendiente longitudinal y velocidades además de que el material del lecho en esta zona está compuesto principalmente limos arcillosos, dificulta al modelo reproducir correctamente el funcionamiento del sistema. No obstante, también, se realizó un análisis de sensibilidad en cuanto a la variación de los límites de degradación del lecho, no obteniendo resultados significativamente diferentes ni mejores que los límites de degradación finalmente elegidos.

Como se mencionó en el apartado 3.3.1.3. solo se cuenta con información topográfica post evento en un tramo de 23 kilómetros aguas abajo del puente Independencia, el mismo que se ha empleado para la calibración del modelo sedimentológico.

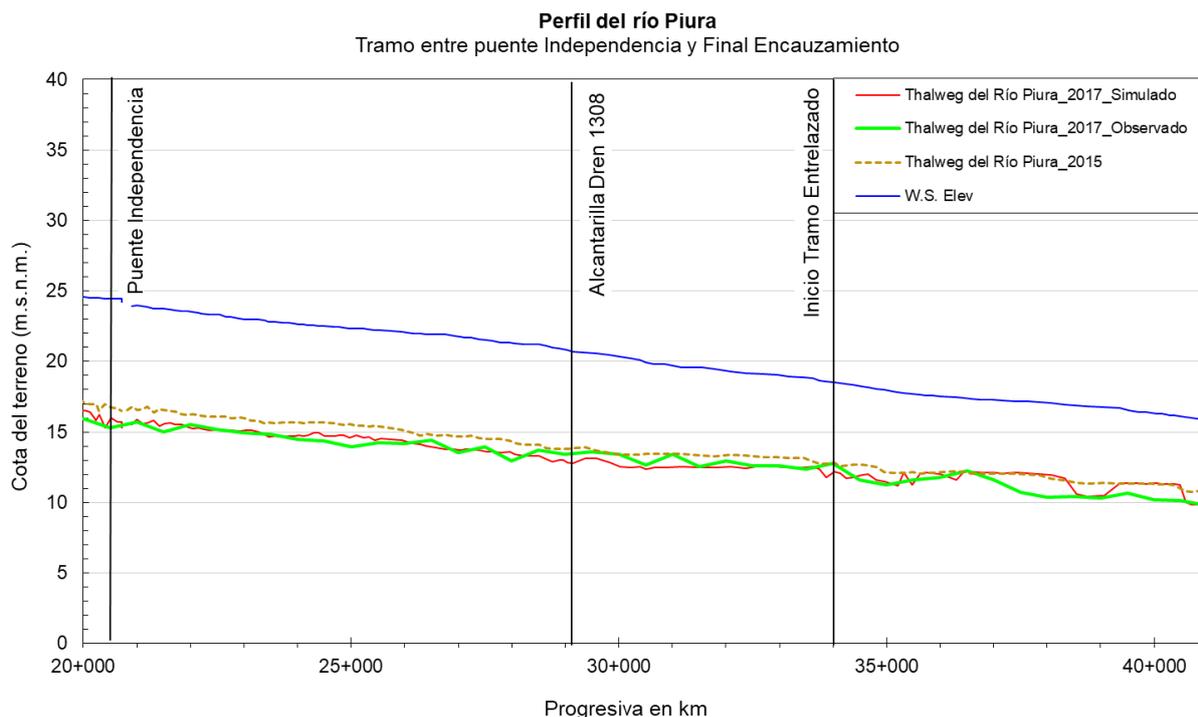


Figura 41 Perfil longitudinal modelo simulado vs topografía post evento- tramo de calibración.

Fuente: Elaboración propia con datos de (Agrorural, 2017).

Para evaluar el poder predictivo del modelo sedimentológico se ha empleado el coeficiente de eficiencia Nash-Sutcliffe (NSE), con el fin de describir cuantitativamente la precisión de los resultados del modelo empleado. Este coeficiente, viene dado por:

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Z_i^{obs} - Z_i^{sim})^2}{\sum_{i=1}^n (Z_i^{obs} - Z_i^{mean})^2} \quad (33)$$

Donde Z_i^{obs} es el valor de la cota del thalweg observada. Z_i^{sim} el valor de la cota del thalweg simulada y Z_i^{mean} la media de las cotas de thalweg observadas.

Tabla 19 Valores referenciales del criterio de Nash-Sutcliffe

Fuente: (Molnar, 2011)

NSE	Ajuste
< 0.2	Insuficiente
0.2 - 0.4	Satisfactorio
0.4 - 0.6	Bueno
0.6 - 0.8	Muy bueno
> 0.8	Excelente

El valor de las cotas del thalweg simuladas y observadas corresponden a la misma ubicación la cual ha sido tomada de la geometría del modelo unidimensional.

Como resultado se obtuvo un valor del coeficiente NSE igual a 0.757, lo que nos indica, según los valores de referencia (**Tabla 19**), que el ajuste del modelo sedimentológico es muy bueno (casi en límite de la frontera del excelente).

No obstante, se emplearon las diferentes formulaciones de transporte, entre las aplicables al caso de estudio como las ecuaciones de Ackers-White, Toffaleti y MPM-Toffaleti, además de la variación de los parámetros del modelo según el análisis de sensibilidad establecido, no obteniendo resultados significativamente diferentes ni mejores que con la formulación y parámetros finalmente elegidos.

Con el modelo así calibrado se realizó la simulación en lecho móvil para los caudales máximos para los periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 200 años, determinados en el análisis estadístico **Tabla 13**, con el fin de evaluar el comportamiento hidráulico y sedimentológico del río Piura en el tramo presa Los Ejidos a Sector Cordillera.

El análisis de los resultados obtenidos de esta manera, así como el establecimiento del diagnóstico de la situación actual del río Piura, se dedicará íntegramente en el apartado siguiente.

CAPITULO IV: RESULTADOS DE CÁLCULOS Y SU ANÁLISIS.

4.1. COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DEL RÍO PIURA - EVENTO DEL 2017.

Durante el evento ocurrido el 27 de marzo del 2017, el río Piura transportó un caudal máximo instantáneo de 3468 m³/s, el cual generó el desborde e inundación de la ciudad de Piura, Castilla y el Bajo Piura. Sin embargo, quedaron registrados los niveles máximos alcanzados por la lámina de agua en las estructuras longitudinales al flujo, al igual que imágenes satelitales que muestran el área de inundación.

A partir del modelo numérico empleado se representó el evento mencionado, logrando calibrarlo a través del ajuste de los coeficientes de rugosidad de Manning, como se ha detallado en el capítulo anterior.

En la **Tabla 20** se muestran los resultados obtenidos después de la calibración:

Tabla 20 Niveles de lámina de agua calculados y observados en el evento del 2017.

Fuente: Elaboración propia con datos de (Maza, 2019).

Lugar	Mínima elevación XS	Calado máximo (m)	Nivel de lámina de agua		Δ	% con respecto al calado máximo
			Calculado	Observado		
			m.s.n.m.	m.s.n.m.		
Puente Cáceres - PC 01	22.50	9.67	32.14	32.20*	0.06	0.62
Puente Sánchez Cerro - PC 02	22.01	8.41	30.42	30.74	0.32	3.80
Puente Grau - PC 03	18.98	9.28	28.26	28.21	0.05	0.54
Puente Independencia - PC 04	17.50	6.18	23.68	23.75*	0.07	1.13

(*) Valores estimados.

Como se observa los resultados son muy similares a los valores observados, logrando obtener diferencias mínimas con respecto al valor del calado máximo de la sección donde fueron registrados.

A partir de lo antes señalado se puede decir que los resultados obtenidos del modelo numérico representan el comportamiento hidráulico del río Piura en el evento simulado.

Para un mejor análisis de los resultados se ha dividido el área de estudio en tres tramos distintos, debido a las características geomorfológicas e hidráulicas que posee cada uno, con el fin de lograr una mejor comprensión del comportamiento hidráulico del sistema.

Estos tramos son:

4.1.1. Tramo del río entre presa Los Ejidos y puente Bolognesi. Condiciones

hidráulicas generales.

Con el caudal máximo simulado de 3468 m³/s, el río Piura presenta un comportamiento bien diferenciado entre el tramo presa Los Ejidos a puente Cáceres y aguas debajo de este hasta puente Bolognesi. En el primero se observa que debido al estrechamiento generado a la entrada del tramo urbano se desarrolla un remanso, el cual provoca el aumento de los niveles de lámina de agua. En esta zona se tienen valores medios de tirantes hidráulicos de 11.20 metros y velocidades del flujo de 2 m/s, mientras que aguas abajo donde el cauce es más estrecho el flujo alcanza velocidades de hasta de 4.5 m/s.

De la modelación hidráulica unidimensional se ha determinado los parámetros hidráulicos siguientes:

Tabla 21 Principales resultados hidráulicos tramo presa Los Ejidos a puente Bolognesi.

Variable	Caudal de 3468 m ³ /s	
	Tramo presa Los Ejidos-puente Cáceres.	Tramo puente Cáceres- puente Bolognesi.
Promedio de la velocidad media (m/s)	2.00	3.60
Máxima velocidad media (m/s)	2.70	4.50
Máxima velocidad media en el cauce principal (m/s)	3.90	4.50
Mínima velocidad media (m/s)	1.30	3.00
Mínima velocidad media en el cauce principal (m/s)	1.50	3.30
Tirante promedio (m)	11.20	9.90
Tirante máximo (m)	11.80	11.20
Tirante mínimo (m)	10.30	8.80

En la **figura 42** se muestra el perfil de flujo del río Piura en el tramo presa Los Ejidos a puente Bolognesi.

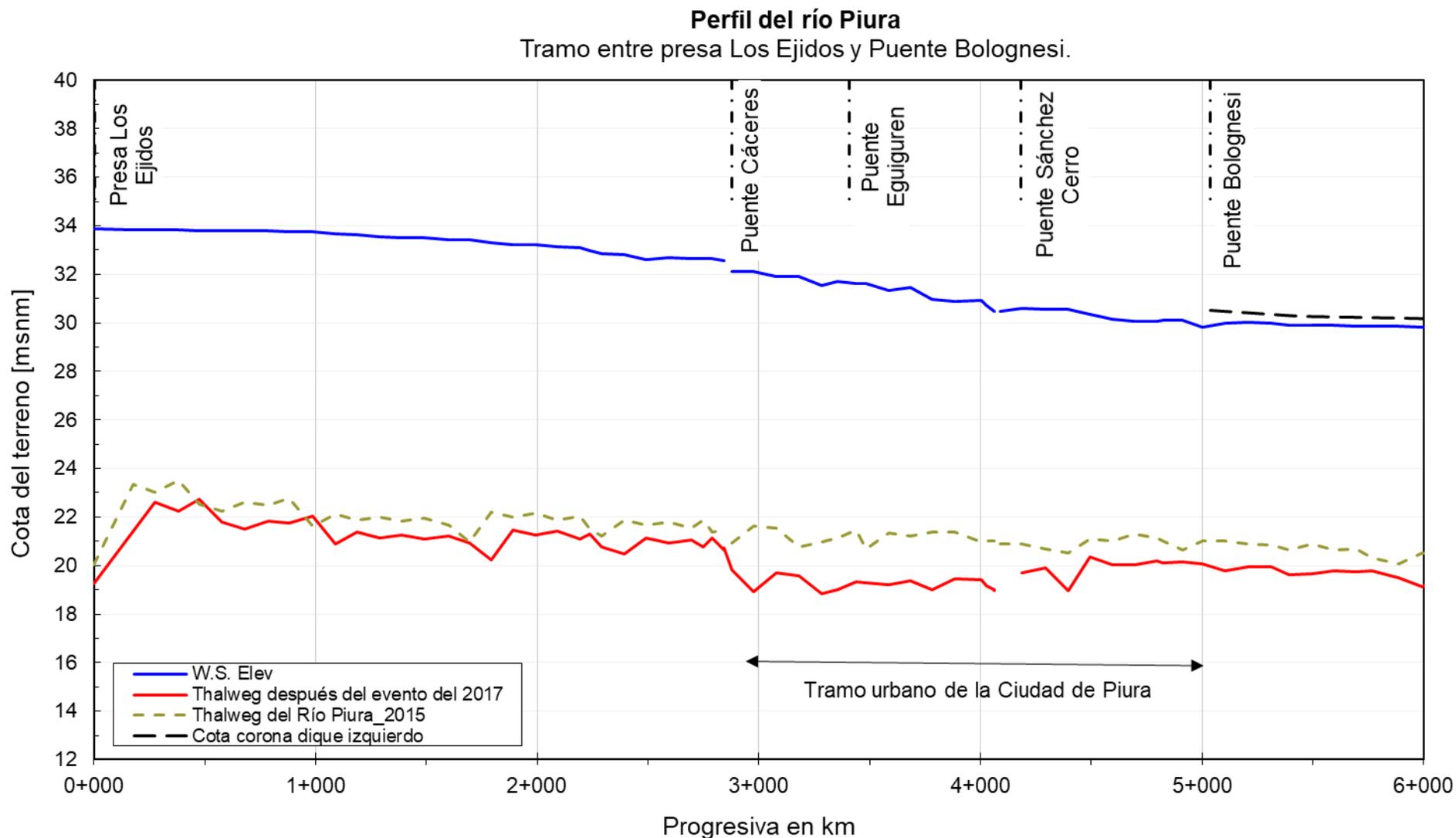


Figura 42 Perfil de flujo del río Piura tramo presa Los Ejidos a puente Bolognesi.

4.1.2. Tramo del río entre puente Bolognesi y puente Independencia. Condiciones hidráulicas generales.

De la simulación hidráulica bidimensional se determinó los caudales desbordados a lo largo del dique izquierdo, a la altura de las localidades de Simbila, Viduque, Narihualá y Pedregal Chico. A partir de los que se calculó los caudales máximos que circularon aguas abajo de cada una de éstas como se muestran en la **Tabla 22**.

Tabla 22 Caudales máximos entre puente Bolognesi y puente Independencia evento 2017.

Descripción	Km	Caudal máximo (m ³ /s)
Aguas abajo Puente Bolognesi	4+960	3315.00
Aguas abajo Rotura Simbila	11+100	3240.00
Aguas abajo Rotura Viduque	12+670	3150.00
Aguas abajo Rotura Narihualá	18+310	2960.00
Aguas abajo Rotura Pedregal Chico	19+530	2850.00
Aguas abajo Puente Independencia	20+640	2720.00

De los resultados se tiene que este tramo presenta un flujo gradualmente variado, con velocidades máximas en el cauce principal de 2.70 m/s y tirantes de hasta 9.70 m.

Además, se puede mencionar que existen dos lugares donde se reduce el área hidráulica de 2100 m² a 1380 m² (zona del Puente Grau) y de 2100 m² a 1300 m² (Puente Independencia). En estas zonas se genera una variación significativa de las velocidades medias y tirantes hidráulicos.

Por lo antes señalado aguas arriba del puente Independencia se genera un remanso que se extiende hasta aproximadamente 8 kilómetros aguas arriba del mismo.

El régimen de flujo en este tramo es subcrítico con valores de número Froude que varían entre 0.20 y 0.48.

De la modelación hidráulica 2D se ha determinado los mapas de tirantes y velocidades máximas como se muestran en las **figuras 43** y **44**. Mientras que los resultados del modelo hidráulico 1D se muestran en la **Tabla 23** y en la **figura 45**, donde se aprecia como la lámina de agua supera el nivel de coronación del dique izquierdo en los diferentes puntos de rotura.

Tabla 23 Principales resultados hidráulicos tramo puente Bolognesi a puente Independencia.

Variable	Caudal m ³ /s
	Variable
Pendiente promedio de la lámina de agua (en %)	0.040
Promedio de la velocidad media (m/s)	1.5
Máxima velocidad media (m/s)	2.7
Máxima velocidad media en el cauce principal (m/s)	3.1
Mínima velocidad media (m/s)	0.8
Mínima velocidad media en el cauce principal (m/s)	1.0
Tirante promedio (m)	8.70
Tirante máximo (m)	9.70
Tirante mínimo (m)	7.10

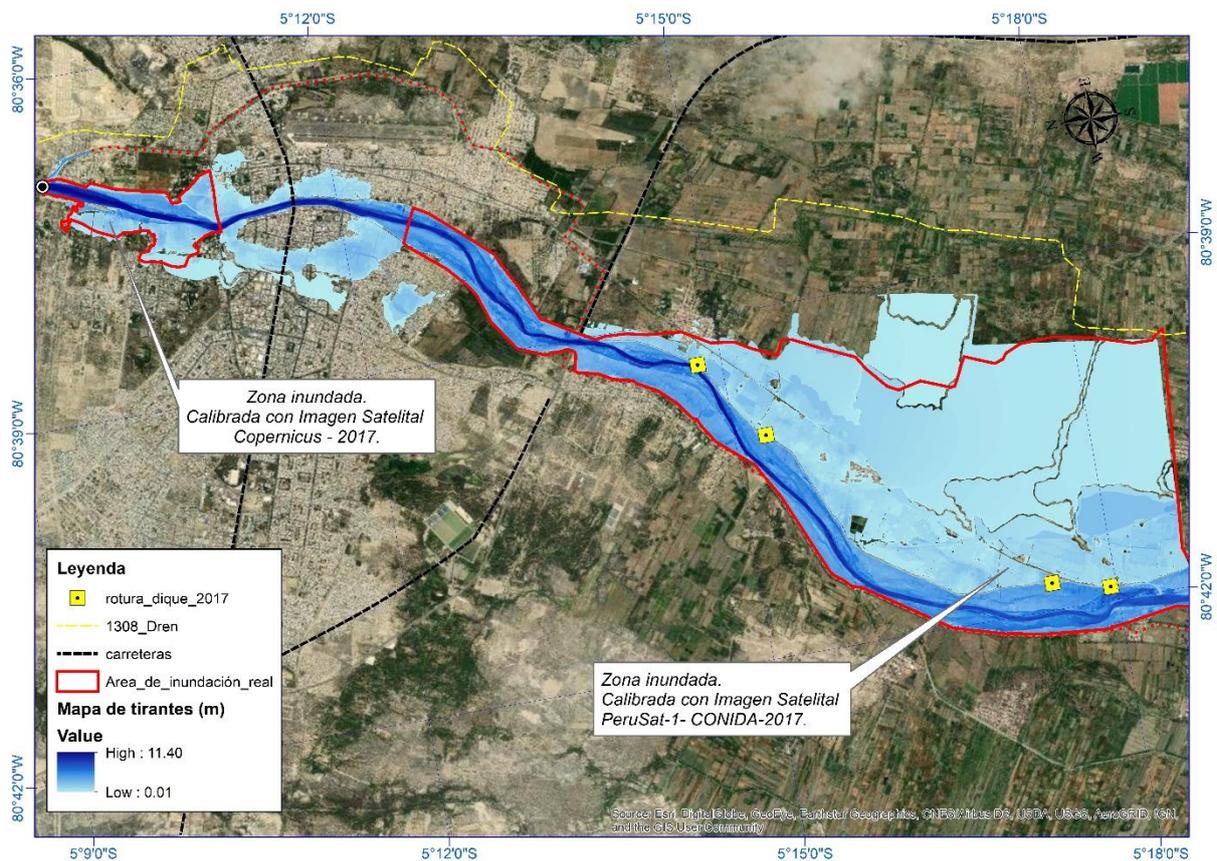


Figura 43 Mapa de tirantes máximos generados en el evento de marzo del 2017-río Piura.

Como se aprecia de la **figura 43** el área de inundación real obtenida de imágenes satelitales Copernicus y PeruSat-1 (3488 hectáreas), es muy similar al área conseguida en la simulación hidráulica (3816 hectáreas).

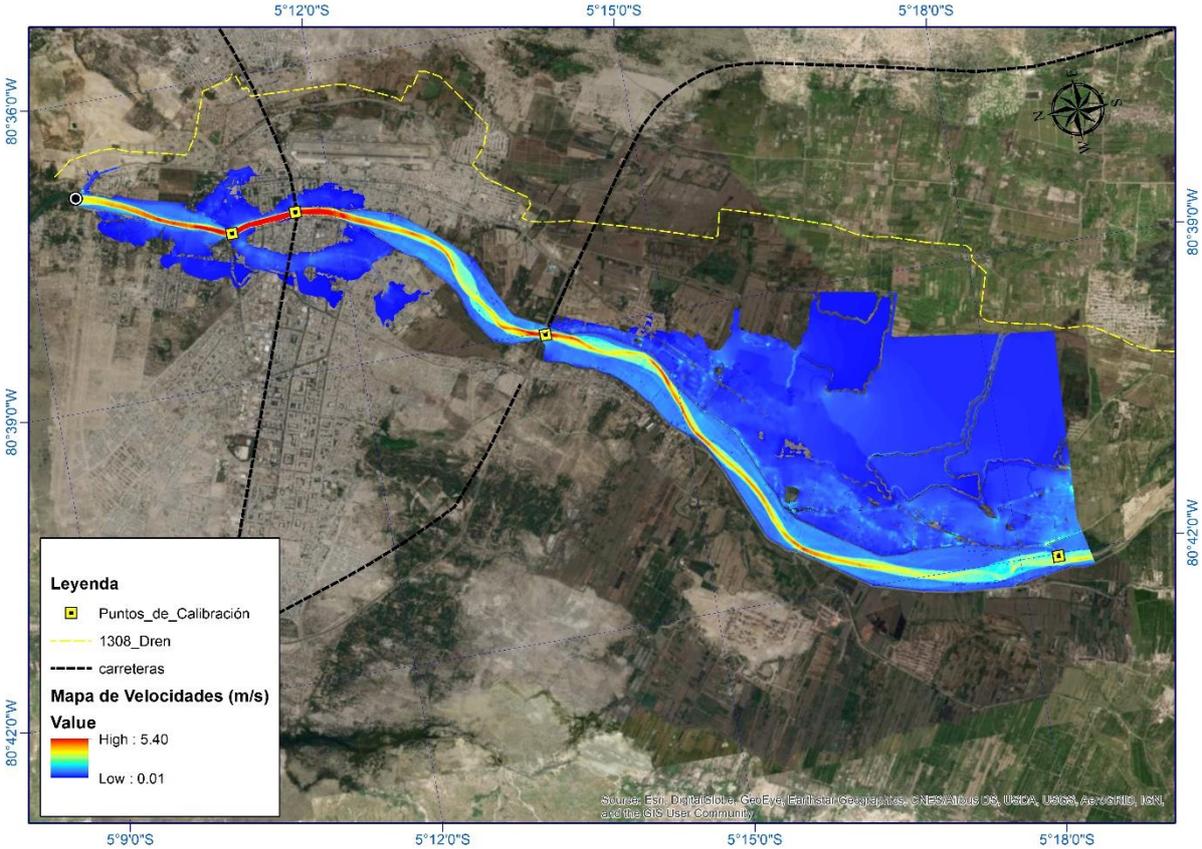


Figura 44 Mapa de velocidades máximas generadas en el evento de marzo del 2017-río Piura.

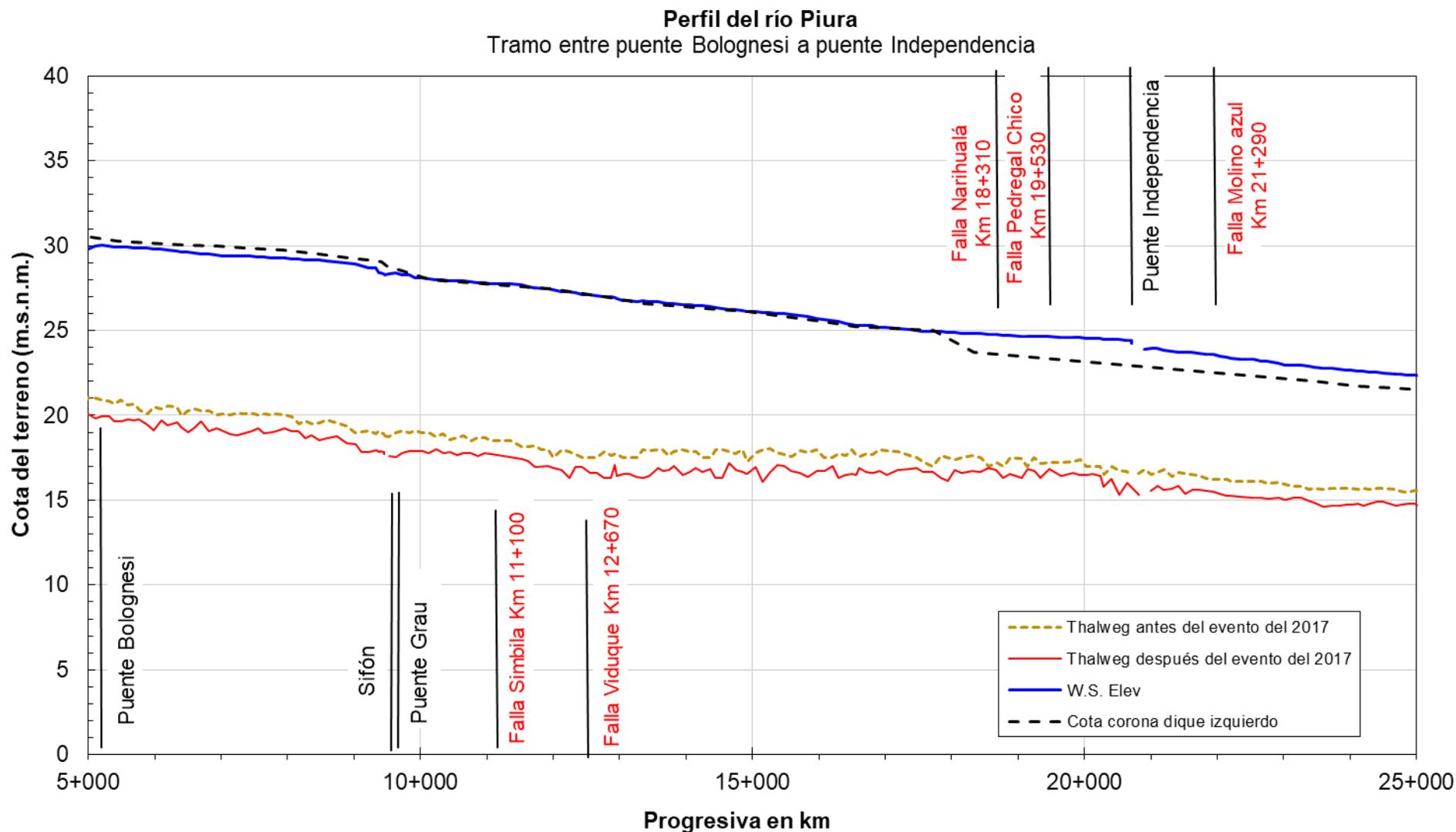


Figura 45 Perfil de flujo del río Piura tramo presa puente Bolognesi a puente Independencia.

4.1.3. Tramo entre puente Independencia y fin de encauzamiento. Condiciones hidráulicas generales.

De acuerdo con los resultados obtenidos, el caudal máximo que circuló aguas abajo del puente Independencia fue de 2720 m³/s, caudal superior a la capacidad hidráulica de diseño de 1700 m³/s considerando un bordo libre de 0.60 metros (capacidad de descarga de 2500 m³/s sin considerar bordo libre), lo que provocó la falla del dique izquierdo a la altura de la localidad de Molino Azul e inundación de esta margen.

Con el caudal máximo antes mencionado este tramo se caracteriza por tener un flujo gradualmente variado, con velocidades medias que varían entre 0.30 y 1.80 m/s y tirantes promedio de 6.0 metros.

Debido a la presencia de la alcantarilla del dren 1308, el ancho del encauzamiento se reduce al igual que el área hidráulica, variando de 2400 m² a 1500 m², provocando una variación significativa de las velocidades medias y tirantes hidráulicos.

De la modelación hidráulica 1D se han obtenido los siguientes resultados hidráulicos:

Tabla 24 Principales resultados hidráulicos tramo puente Independencia a Fin de encauzamiento.

Variable	Caudal en m ³ /s
	2720
Promedio de la velocidad media (m/s)	0.80
Máxima velocidad media (m/s)	1.80
Máxima velocidad media en el cauce principal (m/s)	2.40
Mínima velocidad media (m/s)	0.30
Mínima velocidad media en el cauce principal (m/s)	0.90
Tirante promedio (m)	6.00
Tirante máximo (m)	7.30
Tirante mínimo (m)	4.20

Como se observa, tanto el valor de las velocidades como el de los calados ha disminuido, esto debido a la reducción de la pendiente longitudinal y al cambio del ancho promedio del encauzamiento, el cual aumenta de 650 metros a más de 3 kilómetros.

En la **figura 46** se muestra el perfil de flujo del río Piura a lo largo del tramo entre puente Independencia hasta el Sector Cordillera. Mientras que en la **figura 47 y 48** se muestra el perfil de flujo y las velocidades a lo largo de todo el tramo de estudio (Presa Los Ejidos hasta el Sector Cordillera).

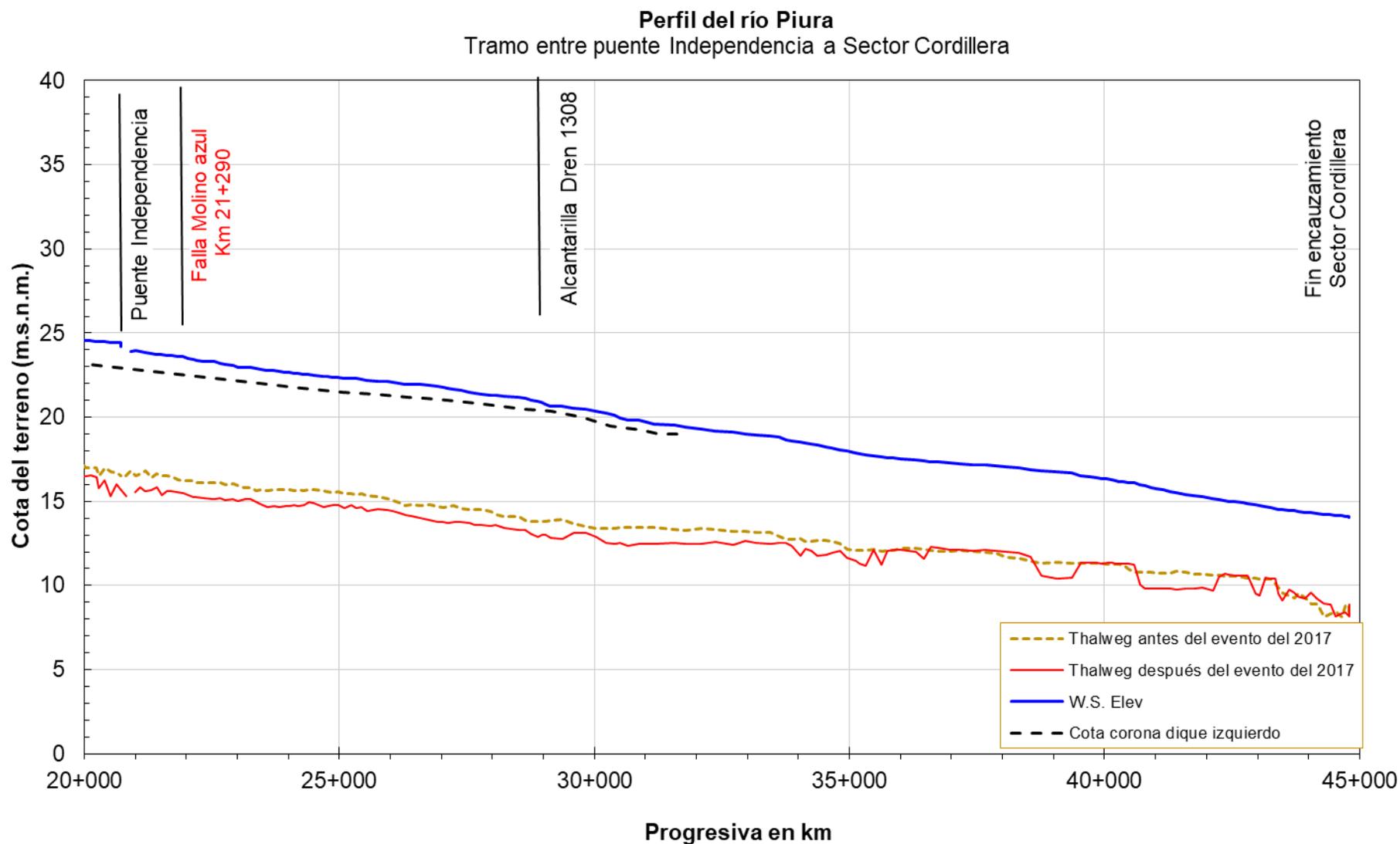


Figura 46 Perfil de flujo del río Piura tramo puente Independencia a fin de encauzamiento.

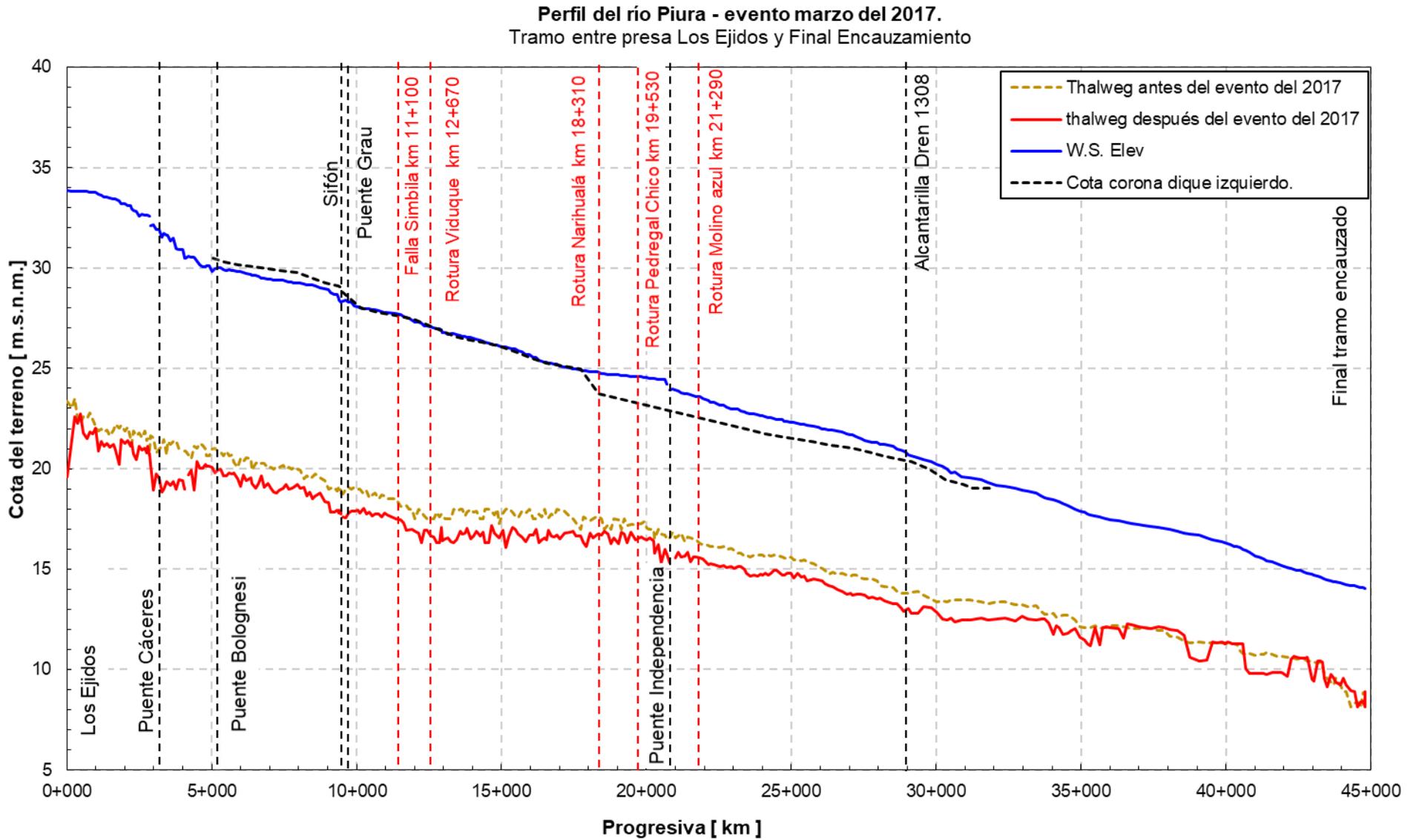


Figura 47 Perfil de Flujo del río Piura – evento marzo del 2017.

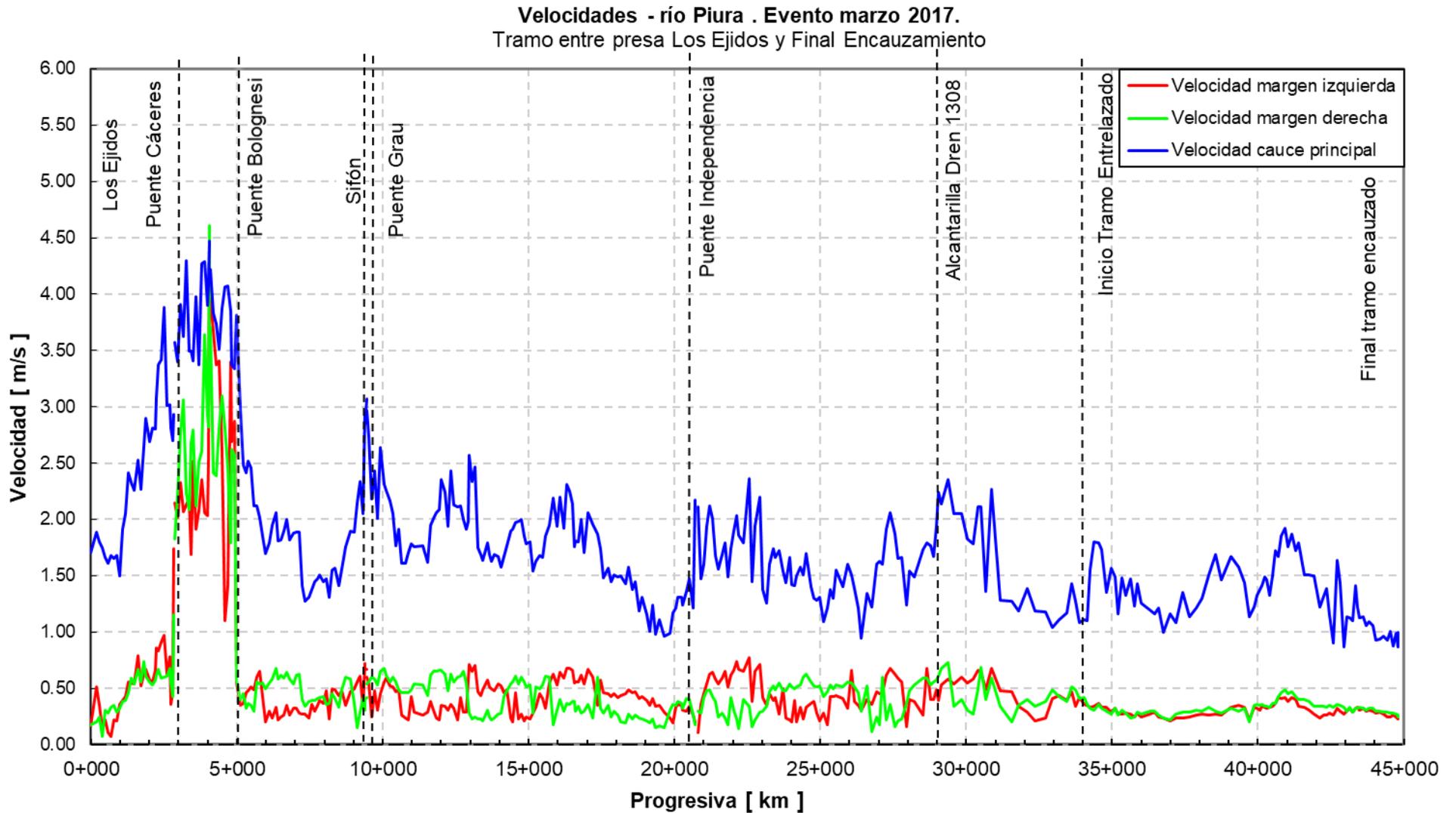


Figura 48 Velocidades del río Piura – evento de marzo del 2017.

4.2. ANÁLISIS DEL COLAPSO DEL SISTEMA DE PROTECCIÓN CONTRA INUNDACIONES DEL BAJO PIURA EN EL EVENTO DEL 2017.

Después realizar la simulación hidráulica y haber representado satisfactoriamente la avenida de marzo del 2017 a lo largo del tramo entre presa Los Ejidos a Sector Cordillera, es necesario indicar las causas que provocaron la inundación de la ciudad de Piura y el colapso del sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura.

Luego del análisis y verificación de resultados se puede mencionar que el cauce se encontraba sedimentado a lo largo de todo el tramo encauzado, como se detallará íntegramente en el apartado 4.4 (Comportamiento sedimentológico del río Piura).

De la inundación de la Ciudad de Piura y Castilla se puede precisar lo siguiente:

El cauce del río Piura en el tramo urbano cuenta con obras de protección ribereña (revestimiento de las orillas y el talud con losas de concreto en ambas márgenes), por lo que el cauce se encuentra prácticamente canalizado, siendo su único grado de libertad la variación del nivel en el fondo.

El levantamiento topográfico realizado por el ANA (2015) y Class-Salzgitter (2001), nos muestra que la cota del thalweg del río Piura se encuentra entre 1 a 1.5 metros por encima de la cota del thalweg del año 2000. Además, el estudio del PNUD (2001) nos indica que los niveles de la lámina de agua son mayores al inicio de la avenida, debido a que el cauce aún no ha sido erosionado, sin embargo, la capacidad de descarga del río va aumentando a medida que los caudales previos erosionan el fondo.

Por lo antes mencionado se puede indicar que debido a la gran cantidad de sedimentos acumulados en el cauce del río Piura, la capacidad de descarga no se incrementó lo suficiente provocando la inundación de la ciudad de Piura y Castilla.

También se puede adicionar que debido al estrangulamiento producido por el puente Cáceres, se genera un remanso (ver **figura 47**) el cual provoca el incremento de la cota de la lámina de agua hacia aguas arriba, poniendo en riesgo a las zonas residenciales y edificaciones ubicadas a la margen derecha e izquierda del río Piura.

De la falla del dique izquierdo e inundación del Bajo Piura se puede indicar lo siguiente:

La reducción del área hidráulica a causa del fenómeno de agradación vertical y lateral del lecho y llanuras de inundación, además del incremento de la rugosidad de Manning por la extensa y densa vegetación, provocó que el nivel de la lámina de agua supere el nivel de coronación del dique izquierdo el cual se encuentra por debajo de la cota de coronación del dique derecho, generando así el sobrevertido y posterior falla del dique a la altura de las localidades de Simbila, Viduque, Narihualá, Pedregal Chico y Molino azul como se observa en la **figura 47**.

Se puede agregar también que el estrechamiento generado por el terraplén en el puente Independencia (**figura 49**), generó una distorsión en el flujo, además de un remanso que provocó el incremento de la cota de la lámina libre hacia varios kilómetros aguas arriba, **figura 47**.

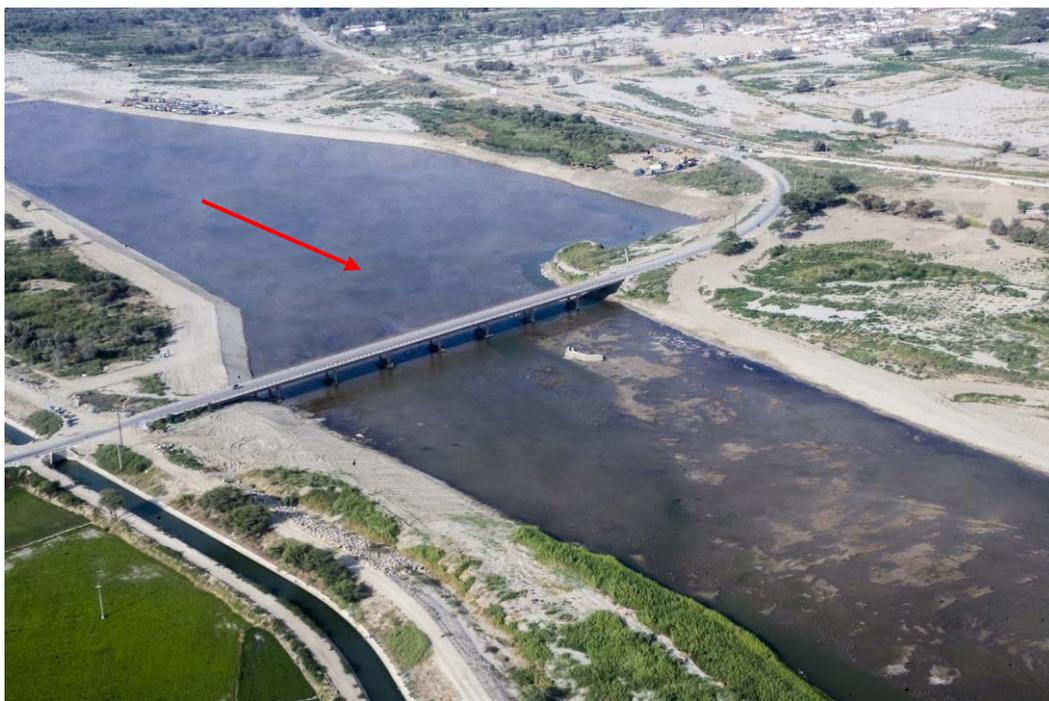


Figura 49 Puente Independencia – septiembre 2017.

Fuente: (Diario El comercio, 2017).

Lo antes mencionado sumado a la falta de mantenimiento del cauce y el estado deteriorado de protección de pie de talud y espigones generó el colapso del sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura.

4.3. COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DEL RÍO PIURA ESCENARIO ACTUAL, CON CAUDALES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO.

Después del evento de marzo del 2017, las autoridades tomaron diferentes medidas para resolver el tema de inundaciones en la región Piura. Una de las acciones realizadas fue la descolmatación (dragado) del río Piura a lo largo de todo el tramo encauzado, además de la ampliación del puente Independencia.

Con la topografía actualizada elaborada por el ANA (2019), implementada en el modelo hidráulico unidimensional en régimen cuasi-transitorio con lecho móvil, se han simulado caudales para los periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 200 años. Estos caudales varían de 1870 m³/s a 4905 m³/s, obteniendo los resultados que se muestran a continuación:

4.3.1. Tramo entre presa Los Ejidos a puente Bolognesi. Condiciones hidráulicas generales.

El tramo entre presa Los Ejidos a puente Cáceres presenta un flujo gradualmente variado, con velocidades máximas en el cauce principal que van en el rango de los 2.2 a 4.8 m/s para caudales de 1870 y 4905 m³/s y valores de número de Froude que varían entre 0.22 y 0.50.

Del perfil de flujo se puede señalar que la reducción del ancho de la sección a la entrada del tramo urbano genera un remanso que eleva la cota de la lámina de agua hacia aguas arriba, **figura 50**.

En los cálculos hidráulicos realizados se han considerado los criterios señalados por Class-Salzgitter (2001) y PNUD (2001). A partir de estos se ha estimado una erosión de 2 metros en el cauce principal entre el tramo presa Los Ejidos hasta puente Cáceres y una erosión de 3 metros en el tramo urbano desde puente Cáceres hasta puente Bolognesi.

En las **Tablas 25 y 26** se muestran los principales resultados hidráulicos obtenidos de la simulación hidráulica para el tramo entre presa Los Ejidos a puente Bolognesi con caudales punta de diferentes periodos de retorno.

Tabla 25 Principales resultados hidráulicos tramo presa Los Ejidos a puente Cáceres- caudales para diferentes TR.

Variable	Caudal en m ³ /s				
	1870	2775	3475	4190	4905
Promedio de la velocidad media (m/s)	1.7	1.8	2.1	2.2	2.2
Máxima velocidad media (m/s)	2.1	2.4	3.0	3.2	3.4
Máxima velocidad media en el cauce principal (m/s)	2.2	2.6	3.2	3.4	3.7
Mínima velocidad media (m/s)	1.4	1.5	1.7	1.6	1.5
Mínima velocidad media en el cauce principal (m/s)	1.4	1.6	1.9	2.0	2.1
Tirante promedio (m)	8.4	9.9	10.3	11.3	12.3
Tirante máximo (m)	9.2	10.7	11.1	12.1	13.1
Tirante mínimo (m)	6.9	8.4	8.9	9.9	11.0

Tabla 26 Principales resultados hidráulicos tramo puente Cáceres a puente Bolognesi- caudales para diferentes TR.

Variable	Caudal en m ³ /s				
	1870	2775	3475	4190	4905
Promedio de la velocidad media (m/s)	2.4	3.0	3.4	3.8	4.0
Máxima velocidad media (m/s)	2.8	3.5	3.9	4.3	4.6
Máxima velocidad media en el cauce principal (m/s)	2.8	3.5	3.9	4.4	4.8
Mínima velocidad media (m/s)	2.0	2.4	2.7	3.0	3.2
Mínima velocidad media en el cauce principal (m/s)	2.0	2.5	2.8	3.1	3.3
Tirante promedio (m)	8.3	9.5	10.4	11.1	11.8
Tirante máximo (m)	9.2	10.7	11.7	12.5	13.4
Tirante mínimo (m)	7.4	8.5	9.2	9.8	10.4

Sin embargo, el comportamiento hidráulico en el tramo urbano es más complejo, debido a que la capacidad hidráulica del cauce se va incrementando según los caudales previos que erosionan el fondo.

Según el modelo hidráulico del tramo urbano de la ciudad de Piura realizado por la Universidad de Piura - PNUD (2001), la capacidad hidráulica máxima del cauce del río Piura en este sector considerando condiciones de erosión máxima y paulatina es

de cerca de 4050 m³/s. El estudio indica que no se puede aumentar la capacidad hidráulica del río debido a que las estructuras e infraestructuras en ambas márgenes impiden los cambios laterales, por lo que, en caso de ocurrencia de crecidas con caudales más grandes, el cauce sin cambios importantes de su forma provocaría inundaciones de las zonas críticas.

Además, que de los diferentes caudales simulados en el modelo hidráulico el estudio indica que se generan velocidades que varían entre 3 y 3.45 m/s para caudales correspondientes entre 2250 y 3500 m³/s.

De lo antes mencionado y de los resultados obtenidos en el modelo hidráulico se puede decir que con caudales superiores a 4050 m³/s se provocaría desbordamiento del río Piura entre el puente Cáceres y puente Bolognesi. Sin embargo, en el apartado 4.4 se describirá más a detalle la capacidad hidráulica del río Piura a lo largo de todo el tramo de estudio.

En la **figura 50** se muestra el perfil de flujo del río Piura a lo largo del tramo entre presa Los Ejidos a puente Bolognesi.

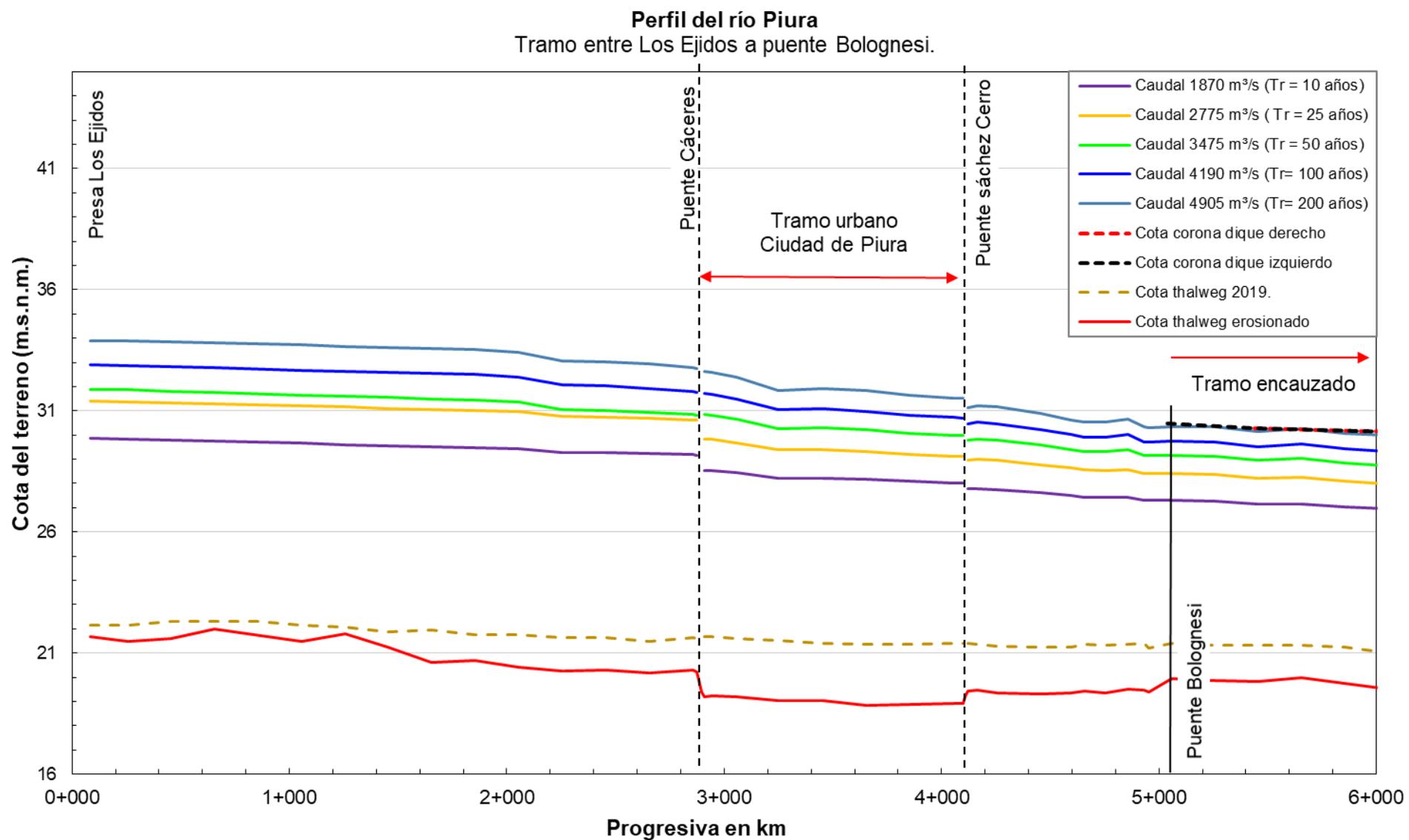


Figura 50 Perfil de flujo del río Piura tramo presa Los Ejidos a puente Bolognesi para caudales con diferentes TRs.

4.3.2. Tramo del río entre puente Bolognesi y puente Independencia. Condiciones hidráulicas generales.

De los diferentes caudales simulados el cauce presenta un flujo gradualmente variado, con velocidades máximas que van en el rango de los 2.3 a 3.9 m/s para caudales de 1870 y 4905 m³/s. Además, se puede indicar que debido al estrechamiento del cauce en los sectores de puente Grau y puente Independencia, se genera una variación significativa en las velocidades medias y tirantes hidráulicos.

El comportamiento del flujo a lo largo de este tramo presenta un régimen subcrítico con valores de número de Froude que varían entre 0.25 y 0.40.

De la modelación hidráulica se han obtenido los siguientes resultados hidráulicos:

Tabla 27 Principales resultados hidráulicos tramo puente Bolognesi a puente Independencia- diferentes periodos de retorno.

Variable	Caudal en m ³ /s				
	1870	2775	3475	4190	4905
Promedio de la velocidad media (m/s)	1.7	1.6	1.7	1.8	1.8
Máxima velocidad media (m/s)	2.3	2.7	2.8	3.0	3.0
Máxima velocidad media en el cauce principal (m/s)	2.3	2.9	3.3	3.6	3.9
Mínima velocidad media (m/s)	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2
Mínima velocidad media en el cauce principal (m/s)	1.6	1.3	1.4	1.5	1.7
Tirante promedio (m)	7.7	8.8	9.4	10.0	10.6
Tirante máximo (m)	8.3	9.3	9.9	10.5	11.1
Tirante mínimo (m)	7.2	8.3	8.9	9.4	10.0

En la **figura 51** se muestra el perfil de flujo del río Piura a lo largo del tramo entre puente Bolognesi y puente Independencia.

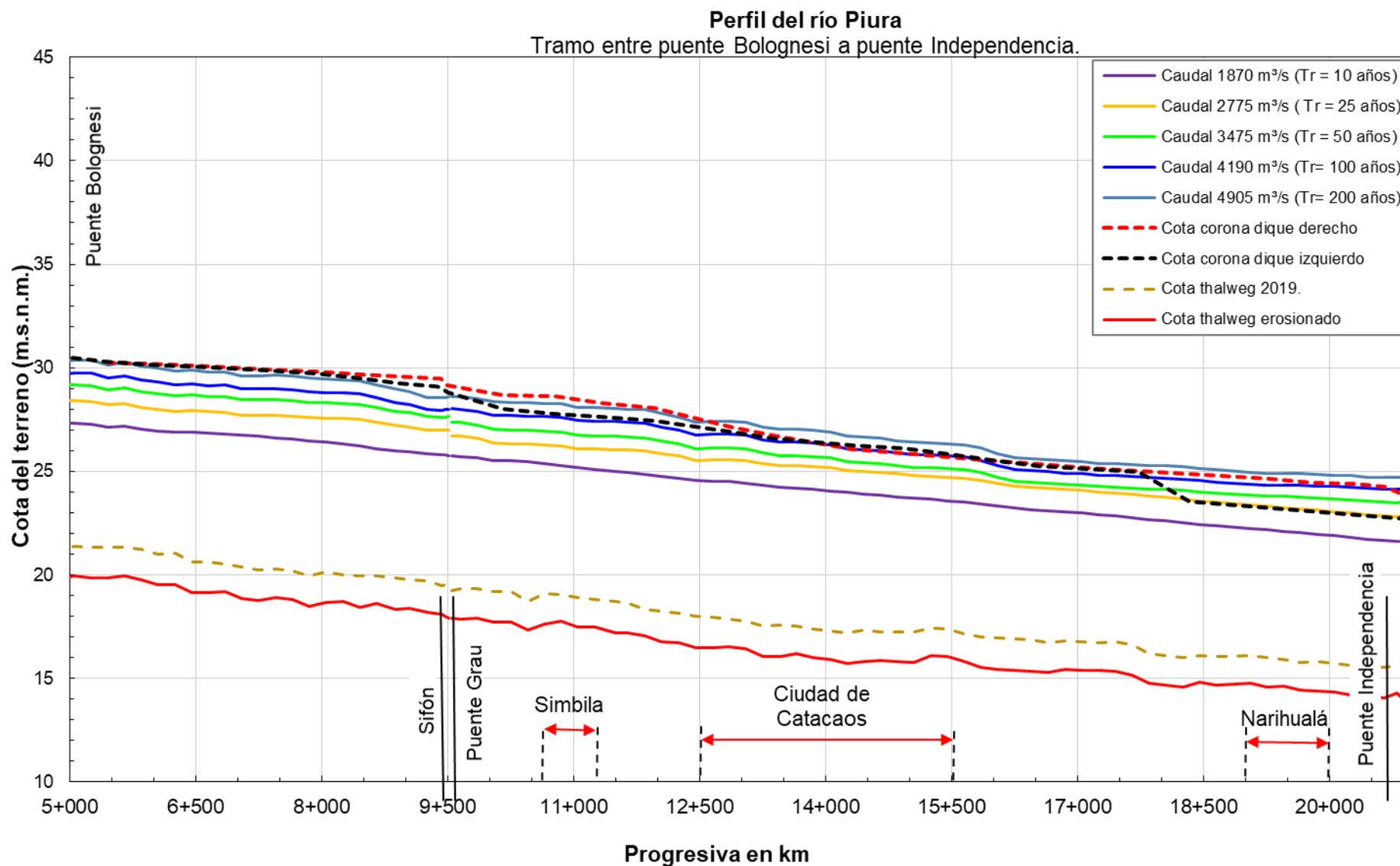


Figura 51 Perfil de flujo del río Piura tramo puente Bolognesi a puente Independencia para caudales con diferentes TRs.

4.3.3. Tramo del río entre puente Independencia y fin de encauzamiento. Condiciones hidráulicas generales.

Este tramo desarrolla un flujo gradualmente variado, con calados y velocidades inferiores a los tramos antes estudiados, esto a causa de que el encauzamiento varía el ancho de su sección de un promedio de 800 metros a más de 3 kilómetros.

A lo largo de este tramo se genera un estrangulamiento debido a la presencia de la alcantarilla del dren 1308, donde el ancho del encauzamiento se reduce a 450 metros, lo que genera una variación de las velocidades respecto a las velocidades medias del tramo.

El régimen de flujo es subcrítico, con velocidades de hasta 3.9 m/s para el caudal máximo de 4905 m³/s.

De la modelación hidráulica se han obtenido los siguientes resultados hidráulicos:

Tabla 28 Principales resultados hidráulicos tramo puente Independencia a fin de encauzamiento- diferentes periodos de retorno.

Variable	Caudal en m ³ /s				
	1870	2775	3475	4190	4905
Promedio de la velocidad media (m/s)	1.1	1.0	1.1	1.1	1.1
Máxima velocidad media (m/s)	2.4	2.2	2.1	2.2	2.4
Máxima velocidad media en el cauce principal (m/s)	2.5	2.9	3.3	3.6	3.9
Mínima velocidad media (m/s)	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4
Mínima velocidad media en el cauce principal (m/s)	1.4	1.3	1.4	1.6	1.7
Tirante promedio (m)	6.2	7.1	7.6	8.0	8.4
Tirante máximo (m)	7.3	8.4	9.1	9.7	10.2
Tirante mínimo (m)	5.5	6.1	6.5	6.8	7.1

En la **figura 52** se muestra el perfil de flujo del río Piura a lo largo del tramo entre puente Independencia hasta el Sector cordillera (fin de encauzamiento).

Mientras que en la **figura 53** se muestran los perfiles de flujo en el río Piura para todo el tramo de estudio con caudales de periodo de retorno de 10, 25, 50, 100 y 200 años, los mismos que varían de 1870 a 4905 m³/s. De la figura se puede apreciar que la cota de coronación del dique izquierdo se encuentra por debajo de la del dique derecho en diferentes tramos, limitando así la capacidad hidráulica del tramo encauzado.

De los resultados obtenidos puede indicar que el tramo encauzado no tiene la capacidad para transportar un caudal máximo de 4190 m³/s (caudal con periodo de retorno de 100 años), poniendo en riesgo a las diferentes localidades ubicadas en el Bajo Piura. Sin embargo, en el apartado siguiente se indicará exclusivamente a analizar la capacidad hidráulica del río Piura a lo largo de todos los tramos analizados.

Cabe señalar que los resultados antes mencionados corresponden a una situación con erosión en el cauce principal, lo que nos determina la capacidad hidráulica máxima del sistema contra inundaciones del Bajo Piura.

En las **figuras 54 y 55** se muestra como varía la velocidad en las márgenes y cauce principal del río Piura para caudales de 1870 y 4905 m³/s.

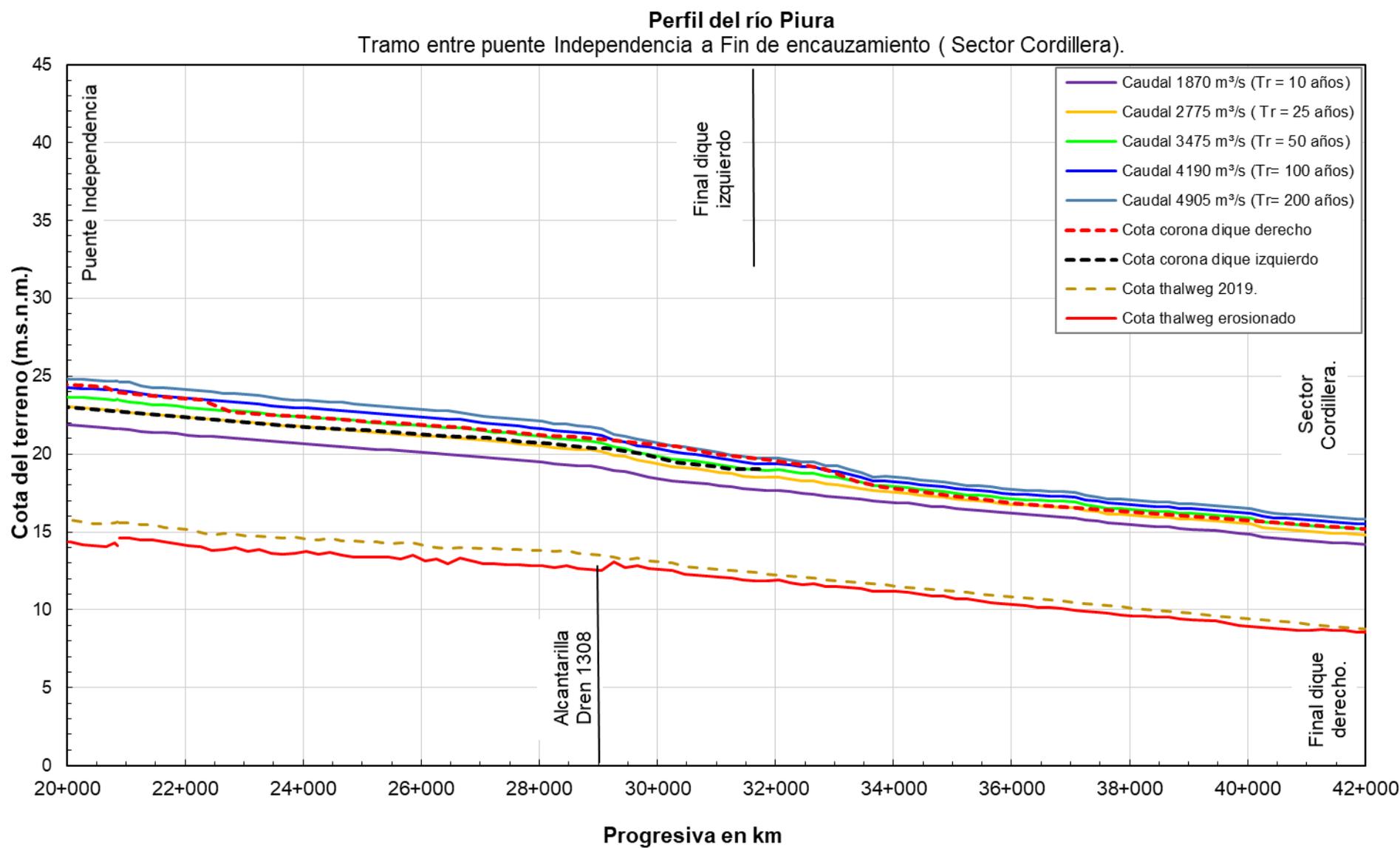


Figura 52 Perfil de flujo del río Piura tramo puente Independencia a fin de encauzamiento para caudales con diferentes TRs

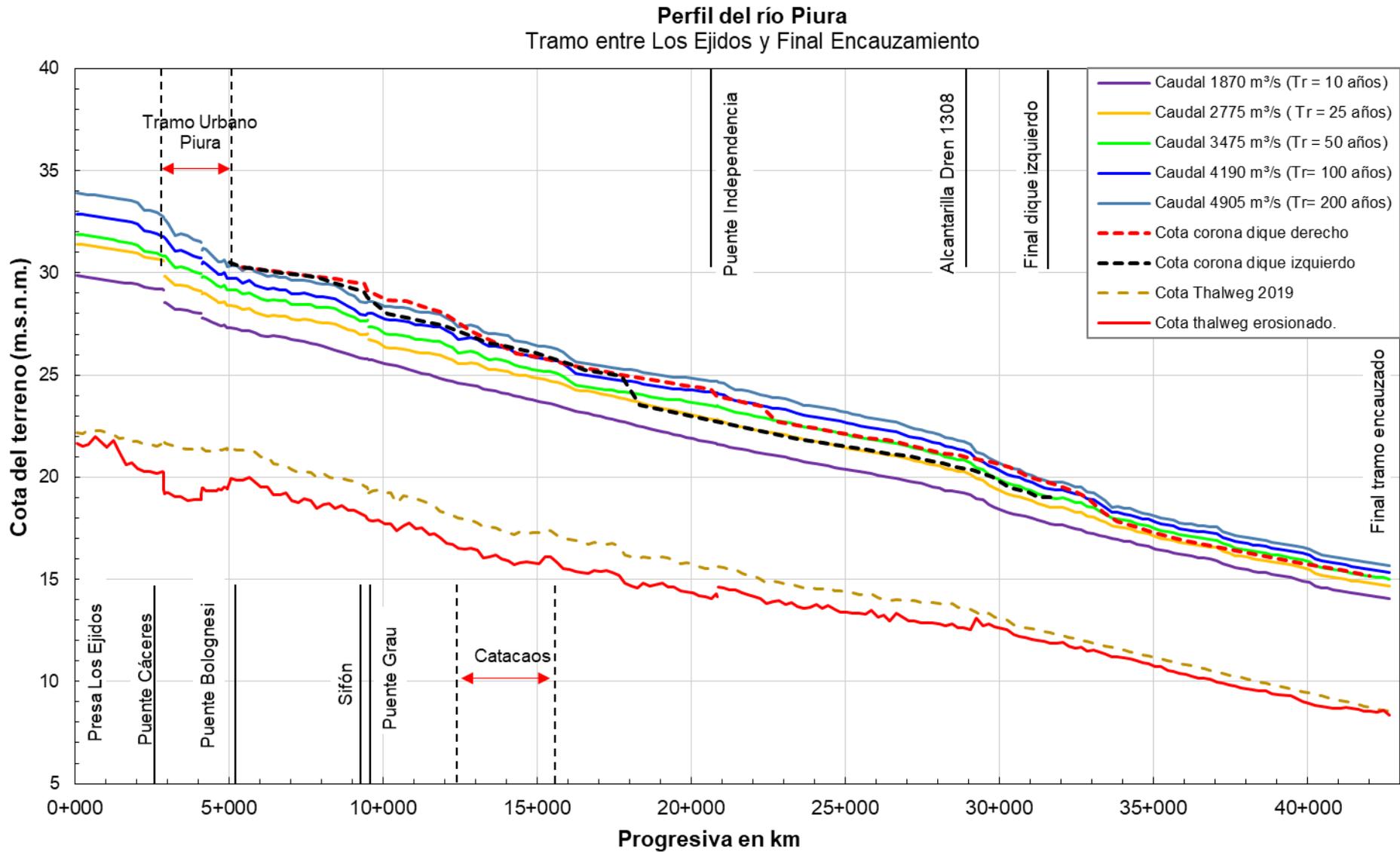


Figura 53 Perfil de Flujo del río Piura – Caudales para diferentes periodos de retorno.

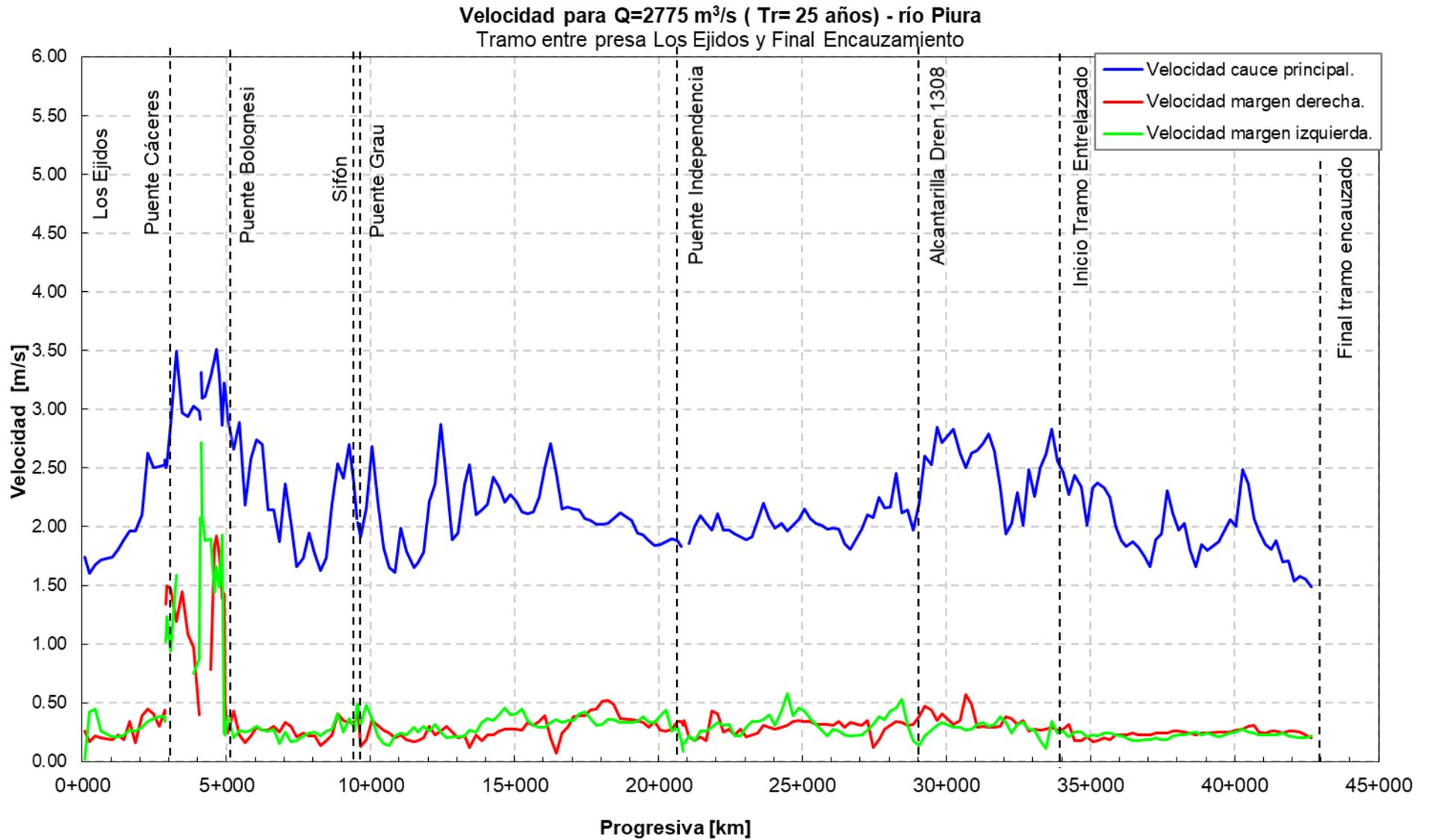


Figura 54 Velocidades del río Piura para caudal de $2775 \text{ m}^3/\text{s}$ (TR 25 años).

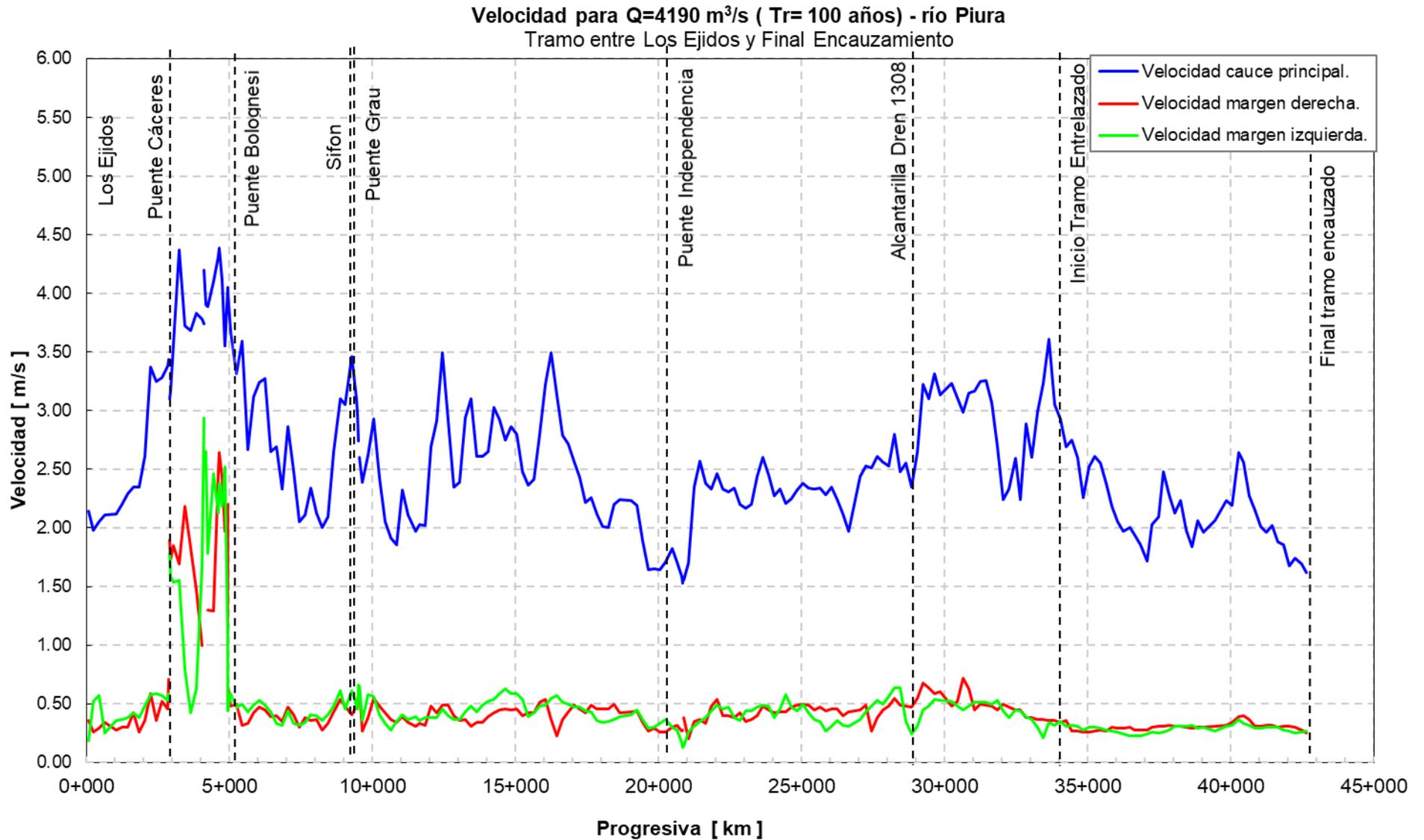


Figura 55 Velocidades del río Piura para caudal de $4190 \text{ m}^3/\text{s}$ (TR 100 años).

4.4. EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD HIDRÁULICA DEL RÍO PIURA EN EL TRAMO ENCAUZADO.

A partir de los diferentes caudales simulados los cuales varían entre 1870 y 4905 m³/s, se ha determinado la capacidad hidráulica del río Piura, considerando tramos similares al estudio de Class-Salzgitter (2001), como se muestra en la **figura 56** y en la **Tabla 29**.

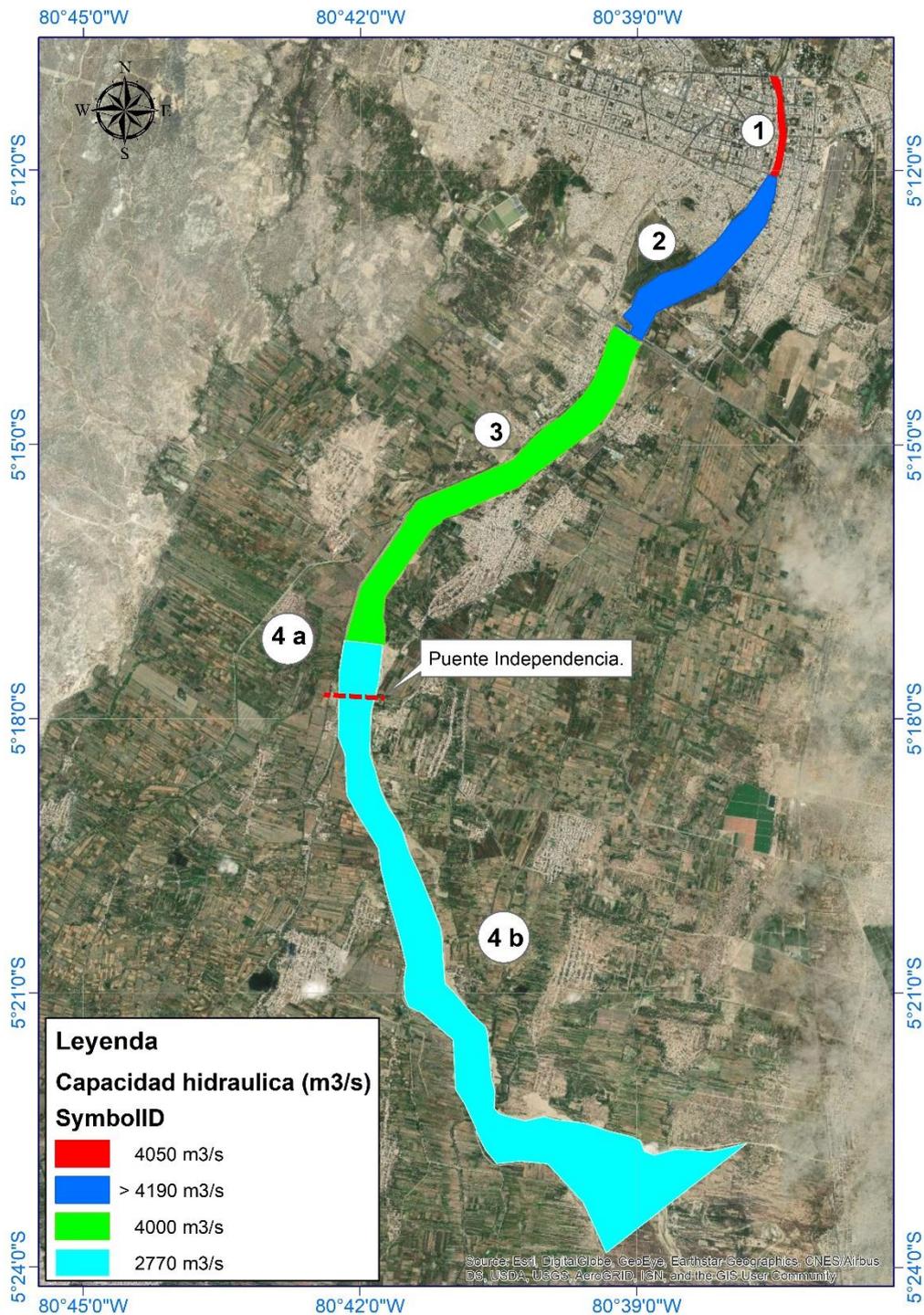


Figura 56 Capacidad hidráulica del río Piura tramo puente Cáceres a Final del tramo encauzado.

Tabla 29 Capacidad hidráulica del río Piura – condiciones actuales 2020.

Fuente: Elaboración propia con datos de Class-Salzgitter (2001).

ID	Tramo	Según Class-Salzgitter (2001)		Escenario actual 2020	
		Sin considerar erosión		Considerando erosión	
		Caudal máximo (m ³ /s)	Bordo libre (m)	Caudal máximo (m ³ /s)	Bordo libre (m)
1	Puente Cáceres – Puente Bolognesi	-	-	4050.00	0.00
2	Puente Bolognesi – Puente Grau.	> 3750.00	> 0.60	4190.00	0.60
3	Puente Grau - Dique fusible Narihualá (17+731)	3100.00	0.60	4000.00	0.00
4 a	Dique fusible Narihualá (17+731) – Puente Independencia.	2500.00	0.00	2770.00	0.00
4 b	Puente Independencia - Final tramo encauzado.	1700.00	0.60	2770.00	0.00

Los resultados indicados en la tabla anterior se han obtenido considerando erosión en el cauce principal durante el tránsito de la avenida, los mismos que han sido comparados con los valores obtenidos por Class-Salzgitter (2001).

Como se observa hay una ligera diferencia entre ambos resultados, esto a causa de que el estudio de Class-Salzgitter (2001), no consideró erosión en el cauce, además de que en la actualidad el cauce no posee las mismas características en planta, perfil y sección transversal que en el año 2000.

A partir de esta información podemos afirmar que para un caudal de 4190 m³/s, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, se generaría nuevamente el colapso del sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura e inundación de las localidades asentadas en las márgenes del río. Esto a causa de que el nivel de la cota de la lámina de agua superaría el nivel de coronación de los diques, generándose fallas por sobrevertido y posterior rotura de los diques por erosión en su cara seca debido a que estos están formados por materiales sueltos.

4.5. COMPORTAMIENTO SEDIMENTOLÓGICO DEL RÍO PIURA.

El río Piura tiene las características de un río aluvial, dado que éste fluye sobre el material transportado por el propio río bajo condiciones actuales de flujo. A partir de las muestras de sedimento obtenidas a lo largo del tramo en análisis, se ha determinado que el material de lecho está compuesto principalmente por arenas finas y limos arcillosos, con diámetros medios que varían desde 0.2 mm a menos de 0.005 mm entre el tramo de presa Los Ejidos hasta el Sector Cordillera como se observa en la **figura 57**.

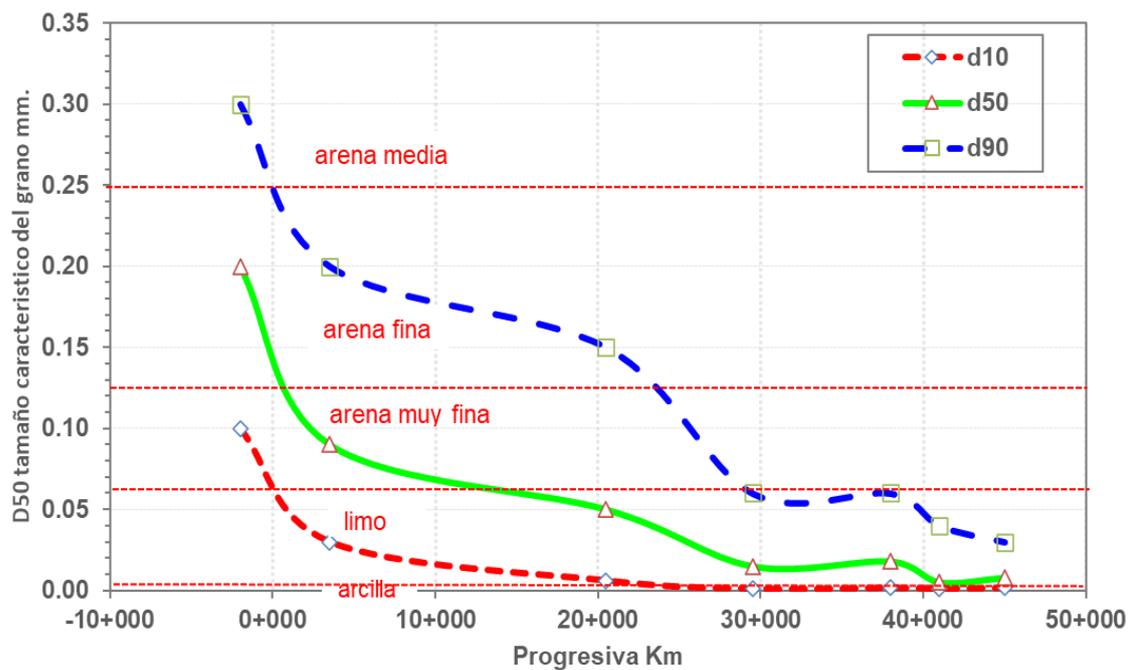


Figura 57 Función de distribución uniforme del tamaño característico de la partícula de sedimento.

Fuente: (Alvarado & Ettmer, 2008) .

4.5.1. Descarga de Sedimentos.

De la serie de sedimentos en suspensión medidos en el fenómeno El Niño de 1983, Class-Salzgitter (2001), estimó los valores correspondientes para El Niño de 1972 y 1998. A partir de los cuales determinaron los volúmenes de sólidos transportados durante dichos eventos como se muestra en la **Tabla 31**.

Tabla 30 volúmenes de sólidos transportados en los eventos máximos de El Niño.

Fuente: (Alvarado & Ettmer, 2008).

Evento	Peso total [10 ⁶ t]	Volumen total [10 ⁶ m ³]
1997/98	74 (130) **	41
1982/83	98(100) **	54
1971/72	10(10) **	5

* Peso específico de 1.8 t/m³

** Valor en paréntesis significa el peso total anual

Con la información antes mencionada y el valor de la concentración de sedimentos medida el 27 de marzo del 2017 por la Universidad de Piura en el Puente Cáceres y puente Sánchez Cerro se obtuvo el ploteo de la tasa de sedimentos en suspensión de los diferentes eventos, ver **figura 58**.

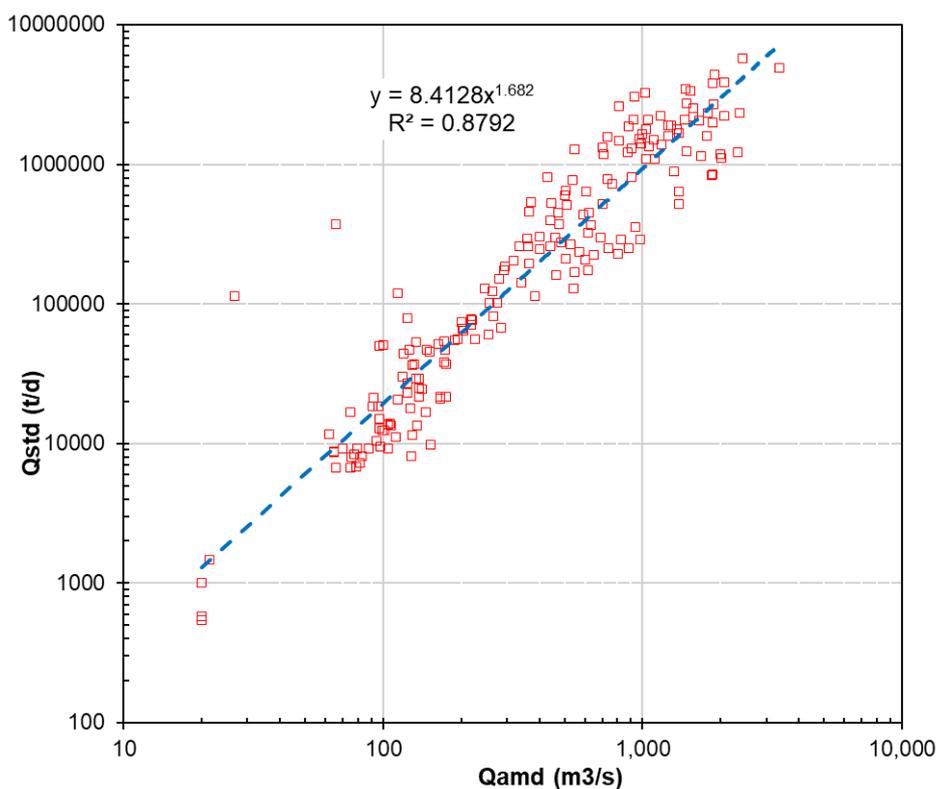


Figura 58 Tasa de sedimentos en suspensión y caudales en el río Piura para eventos (1973, 1983, 1998 y 2017)

Fuente: Elaboración propia con datos de Class-Salzgitter (2001).

De esta manera se estimó los volúmenes de sólidos aportados por el fenómeno del Niño Costero del 2017, como se muestra en la **Tabla 31**.

Tabla 31 Volumen de sólidos transportados en el evento de marzo del 2017.

Evento	Peso total [10 ⁶ t]	Volumen total [10 ⁶ m ³]
2017	64.50*	35.83

* Peso específico de 1.8 t/m³

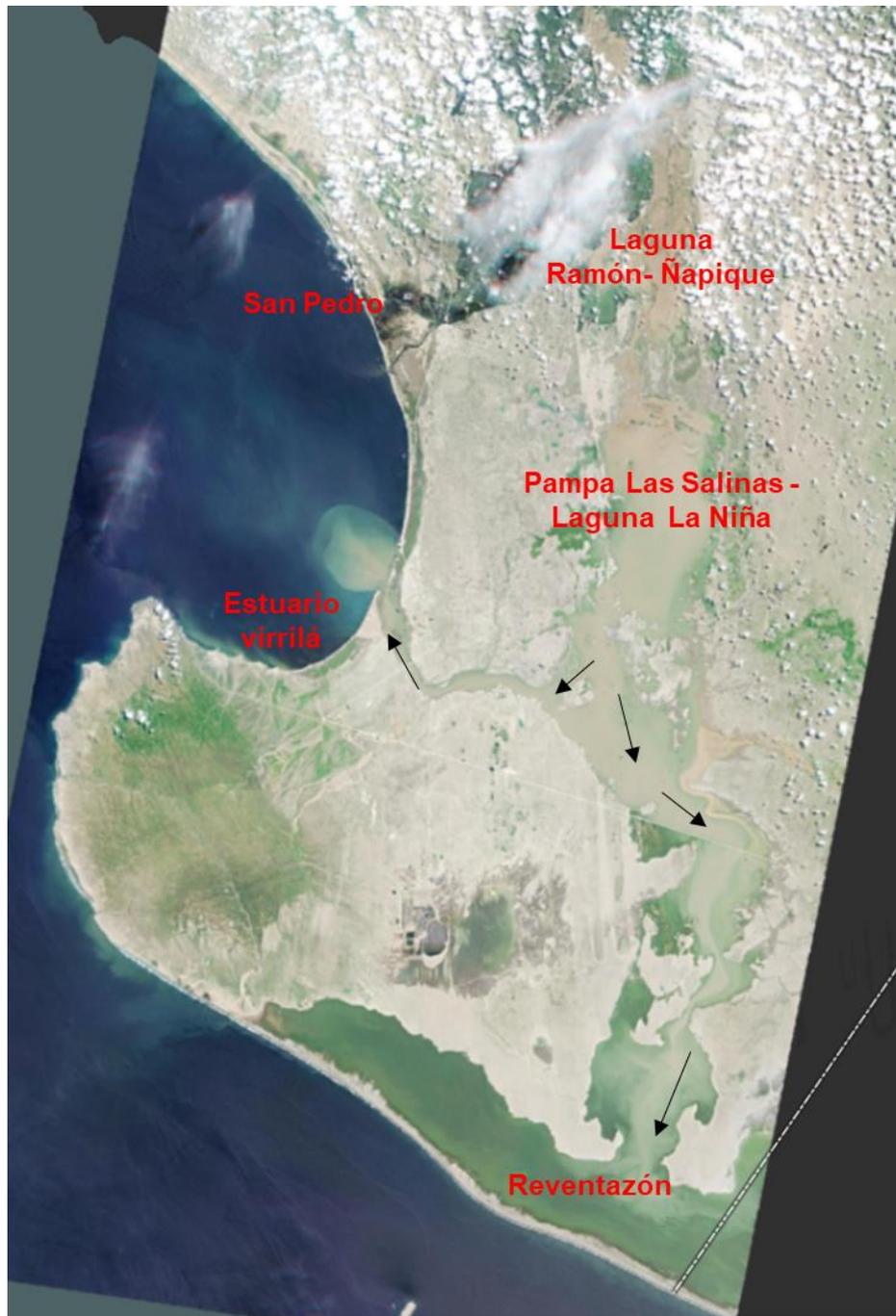


Figura 59 Cono eyector de sedimentos del río Piura hacia el mar a través de estuario Virrila (marzo, 2017)

Fuente: Planet Explorer - 2017.

De la **figura 59** se puede observar el área de inundación generada en la parte baja de la cuenca del río Piura durante el evento del Niño Costero en 2017. En la imagen están totalmente cubiertas las lagunas Ramón Ñapique y La Niña para finalmente descargar hacia el mar a través del estuario de Virrila y por Reventazón.

De la figura se muestra la gran cantidad de sedimentos en suspensión que son transportados por el río, además de ver el cono eyector de sedimentos formado en el estuario de Virrila.

4.5.2. Determinación de los tramos con erosión y sedimentación.

De acuerdo con la distribución de muestras de sedimento a lo largo del río Piura y del análisis de tensiones realizado con el modelo hidráulico, fue posible determinar el tirante mínimo necesario para iniciar el movimiento del material del lecho, los resultados se muestran en la **Tabla 32**.

Tabla 32 Análisis de situación crítica para el inicio del movimiento.

	M₂	M₃	M₄	M₅	M₉
	Km 5+037	Km 20+100	Km 31+320	Km 38+120	Km 41+000
	d₅₀	d₅₀	d₅₀	d₅₀	d₅₀
d (mm)	0.090	0.050	0.015	0.018	0.005
d*	2.266	1.259	0.378	0.453	0.126
τ_{*c}	0.105	0.179	0.528	0.448	1.420
$\tau_{0c} (N/m^2)$	0.154	0.145	0.128	0.131	0.115
Tirante (m)	0.071	0.067	0.059	0.061	0.053

Como se observa el material posee poca resistencia contra las fuerzas del flujo del agua por lo que solo es necesario unos centímetros para movilizar el material del fondo, lo que indica que con caudales máximos todo el material de fondo se encuentra en movimiento siendo transportado y depositado hacia aguas bajo.

En el apartado 3.3.1.2 se mostraron las curvas granulométricas de las diferentes calicatas realizadas a lo largo del río Piura, así como los diámetros característicos y distribución espacial de las mismas, ver **figuras 37 y 38**.

En las **figuras 60, 61 y 62** se muestran los diagramas de Shields- Van Rijn para las diferentes muestras de sedimentos y su localización obtenidas a partir del estudio de Class-Salzgitter (2001). A partir del parámetro adimensional de Shields y el diámetro sedimentológico (diámetro de material d_{90}) se determinó el estado de las partículas que conforman el material cauce principal de las llanuras de inundación para caudales entre 1870 y 4190 m^3/s .

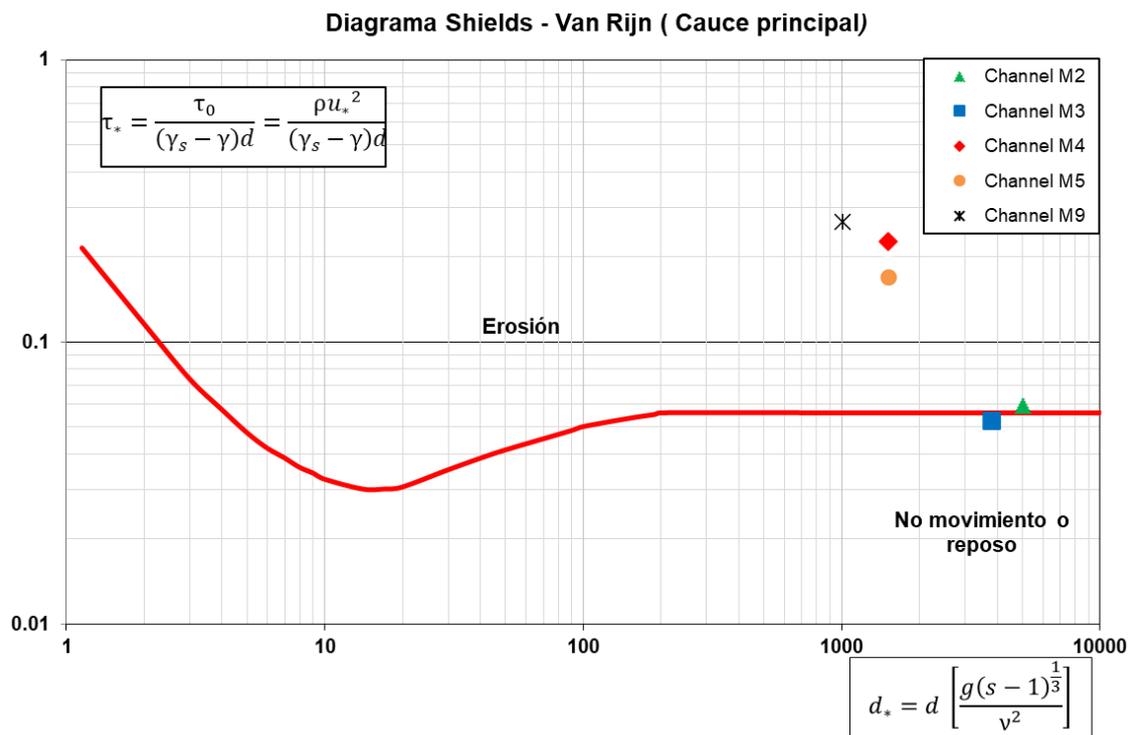


Figura 60 Diagrama de Shields – Van Rijn – río Piura (Cauce principal, $Q=1870 \text{ m}^3/s$).

Como se observa para caudales de $1870 \text{ m}^3/s$ se genera erosión en el cauce principal debido a las velocidades y fuerzas tractivas que aquí se generan, mientras que en las llanuras de inundación el material se encuentra en reposo o no movimiento, ver **figuras 61 y 62**.

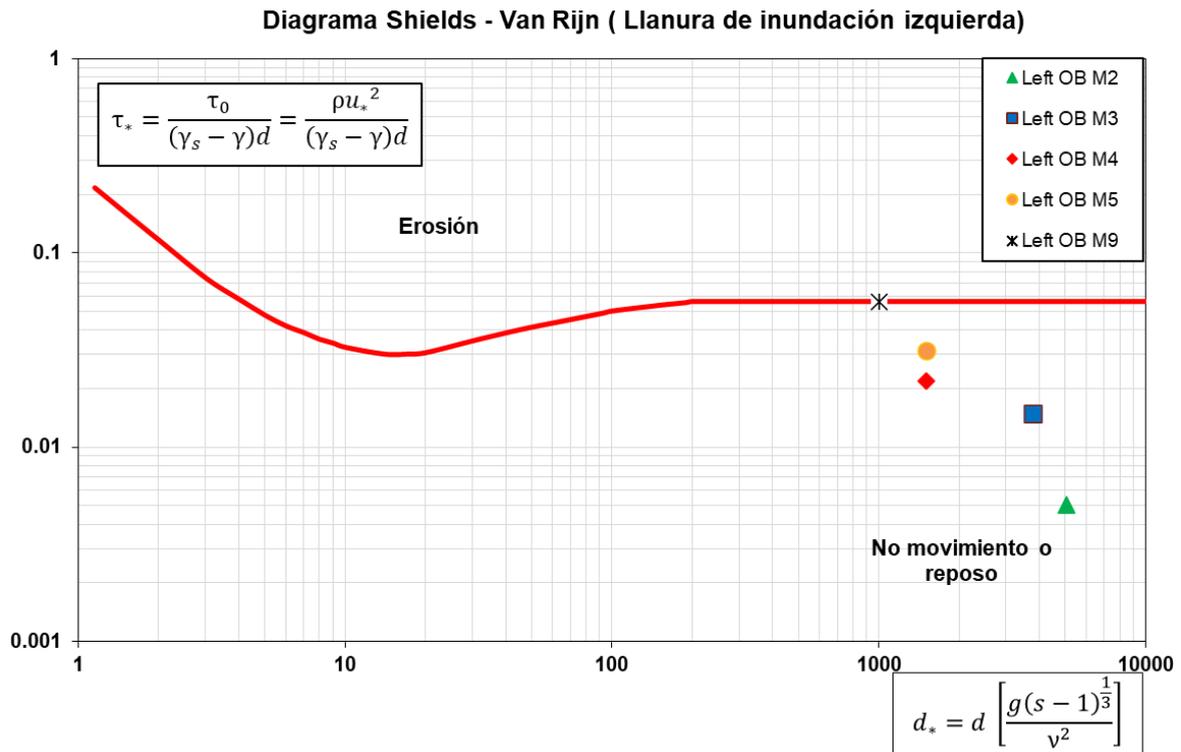


Figura 61 Diagrama de Shields – Van Rijn – río Piura (margen izquierda, Q=1870 m³/s).

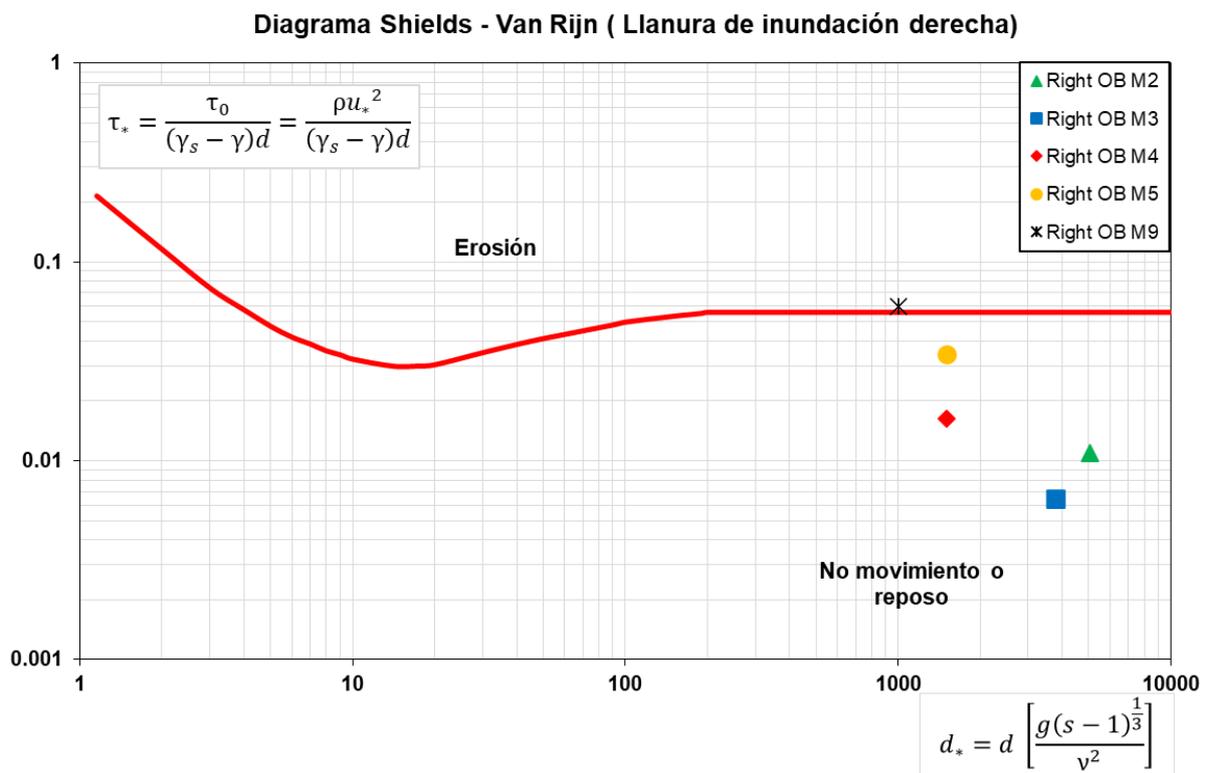


Figura 62 Diagrama de Shields – Van Rijn – río Piura (margen derecha, Q=1870 m³/s).

De los resultados obtenidos para caudales de 4190 m³/s, según el diagrama de Shields- Van Rijn y Hjülström, en las diferentes muestras de sedimentos se genera erosión tanto en el cauce principal como en las llanuras de inundación, **figuras 63**.

A partir del diámetro determinante de los materiales del cauce río Piura ($d_{\text{determinante}} = 0.045 \text{ mm}$) Class- Salzgitter (2001) estimó que la estabilidad del fondo se desarrolla para fuerzas tractivas de la corriente entre 6 N/m^2 a 10 N/m^2 (criterio de Lange/ Lecher), mientras que el movimiento de los materiales del fondo se genera a partir de velocidades promedio entre 0.2 m/s y 0.4 m/s (Diagrama de Hjulström).

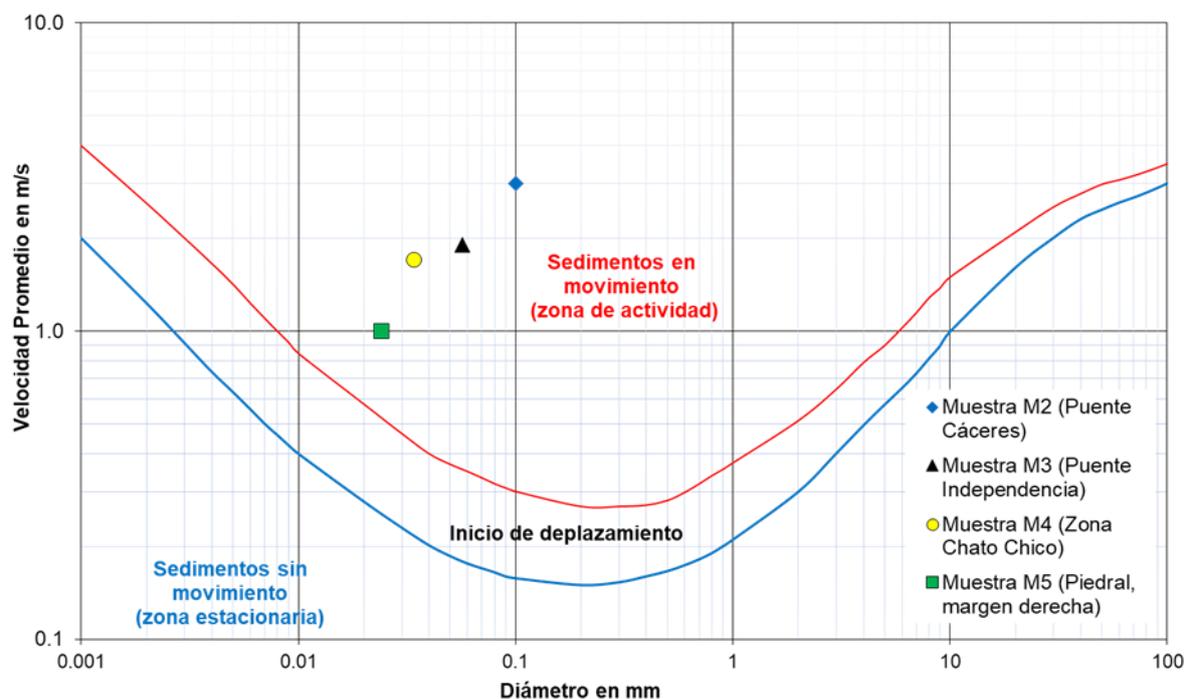


Figura 63 Diagrama de Hjulström, velocidad promedio crítica para muestras de sedimento, estimado para caudal de $4190 \text{ m}^3/\text{s}$.

Fuente: Elaboración propia con datos de (Class-Salzgitter., 2001).

De los resultados de la simulación hidráulica para un caudal máximo de $4190 \text{ m}^3/\text{s}$ (TR= 100 años) se tienen fuerzas tractivas a lo largo del cauce principal y llanuras de inundación con valores máximos de hasta 80 N/m^2 en el tramo urbano y un valor promedio de 10 N/m^2 en el tramo inferior de la zona encauzada, mientras que para un caudal de $1870 \text{ m}^3/\text{s}$ (TR=10 años) las fuerzas tractivas en el tramo urbano se reducen a 42 N/m^2 mientras que en el tramo inferior son menores a 5 N/m^2 .

Del análisis de resultados se observa que el cambio brusco de la sección transversal en los sectores de puente Grau y alcantarilla del dren 1308, produce una variación significativa de los valores medios de las fuerzas tractivas y velocidades, como se muestra en las figuras 64, 65, 66 y 67.

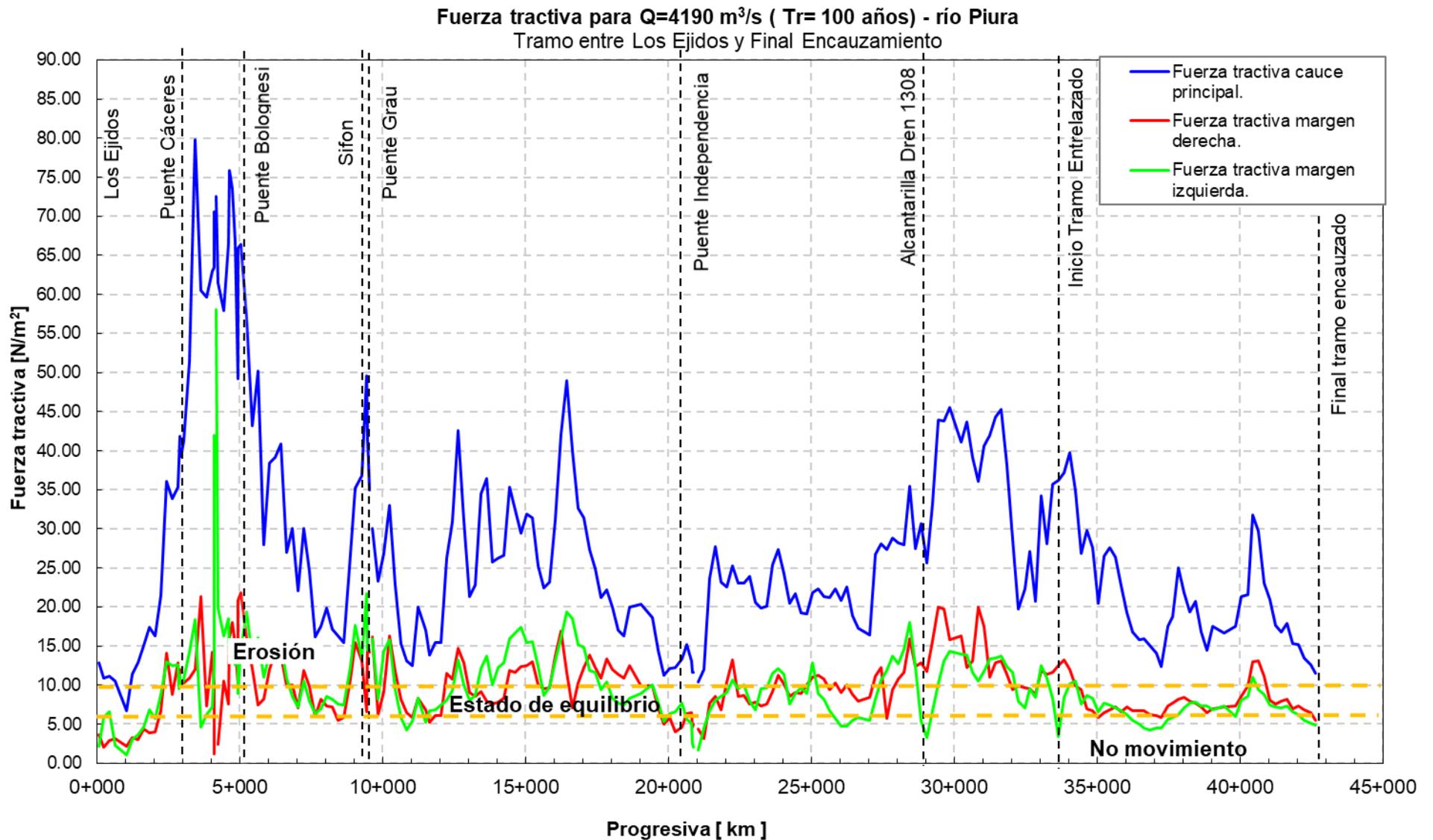


Figura 64 Fuerzas tractivas a lo largo del río Piura, estimado para caudal de $4190 \text{ m}^3/\text{s}$.

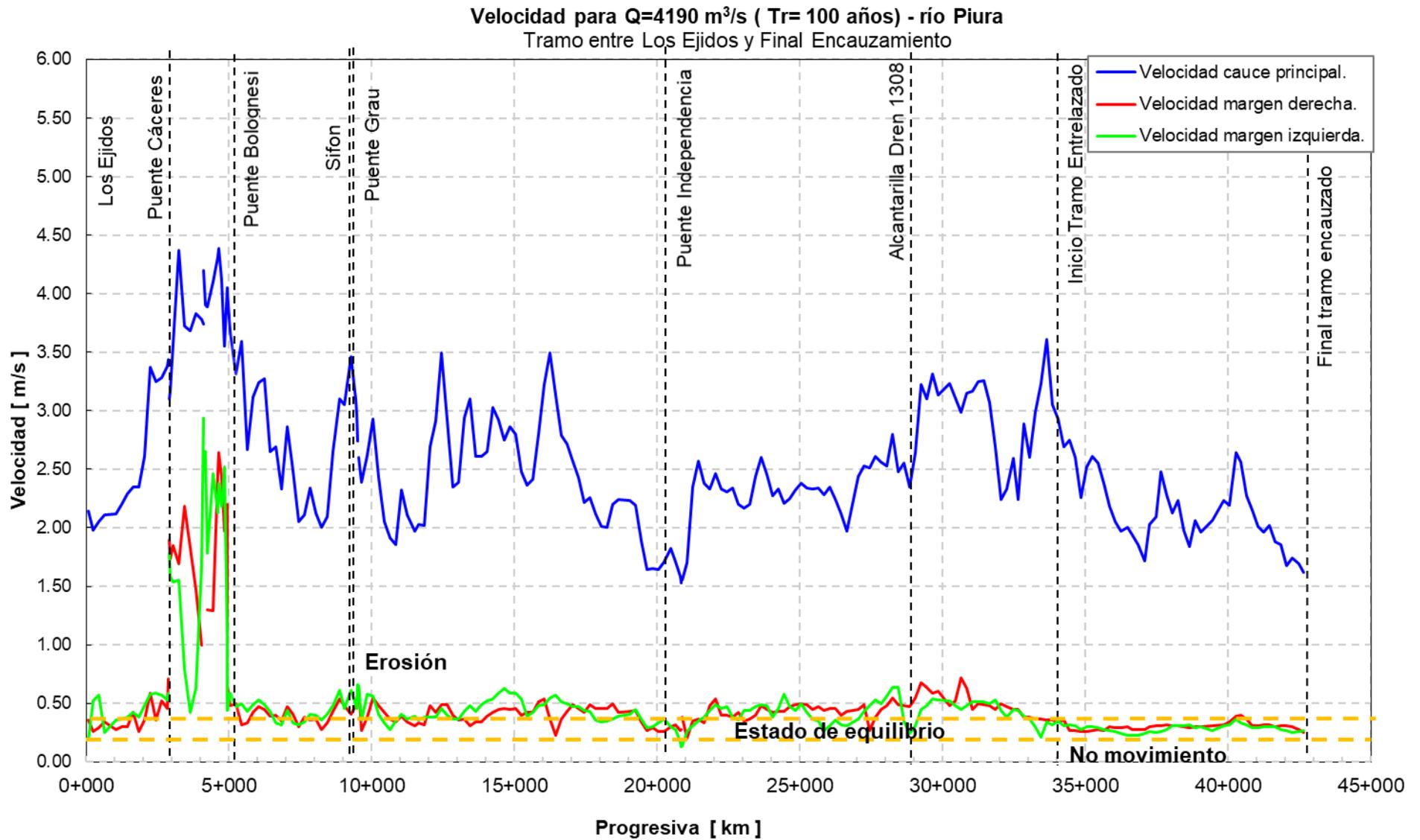


Figura 65 Velocidades a lo largo del río Piura, estimado para caudal de $4190 \text{ m}^3/\text{s}$

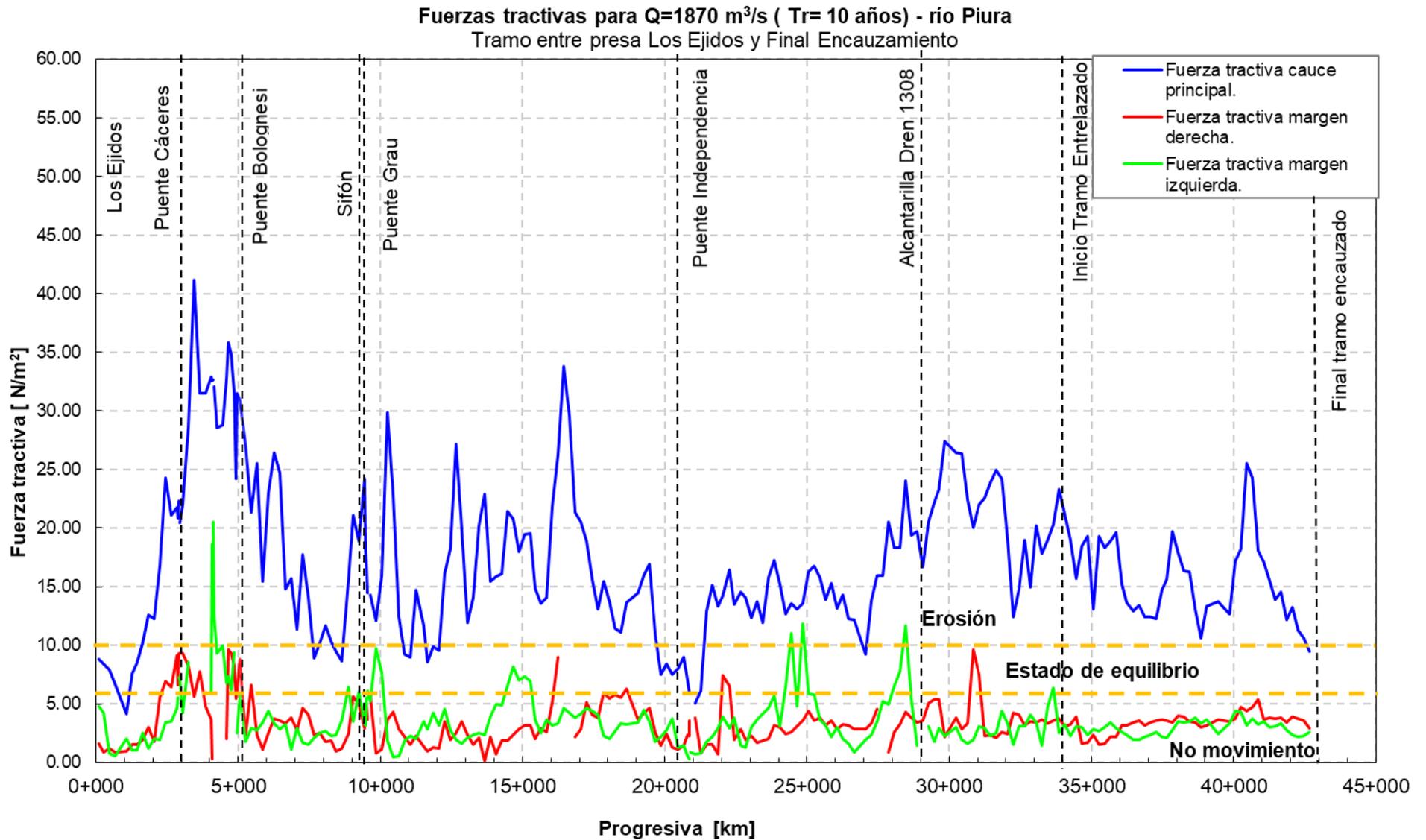


Figura 66 Fuerzas tractivas a lo largo del río Piura, estimado para caudal de $1870 \text{ m}^3/\text{s}$.

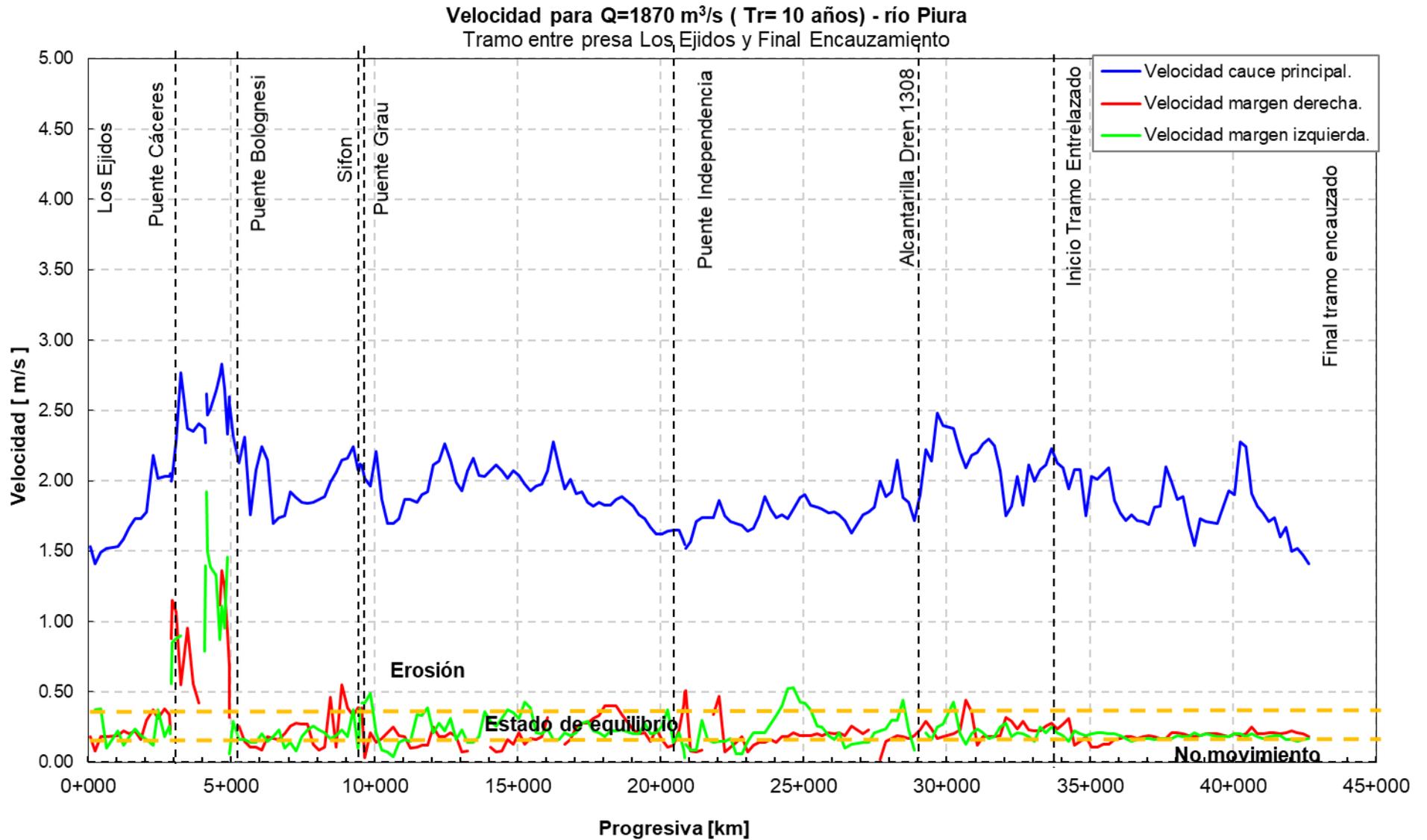


Figura 67 Velocidades a lo largo del río Piura, estimado para caudal de $1870 \text{ m}^3/\text{s}$.

4.5.3. Análisis de la evolución morfológica del río Piura.

Para el análisis de la morfología en planta, perfil y sección transversal del río Piura, se analizó la información topográfica obtenida Class-Salzgitter (2001), ANA (2015), Agrorural (2017), y ANA (2019), a partir de las cuales se ha evaluado el proceso de agradación y degradación del cauce.

De la recolección de imágenes satelitales durante los años 2000 a 2019 (**figura 69**) se muestra la variación de la configuración en planta del río a lo largo del tramo entre presa Los ejidos hasta su desembocadura al mar a través del estuario de Virrila. A lo largo de este periodo de tiempo el cauce ha tenido un desplazamiento limitado por los diques longitudinales, sin embargo, aguas abajo de la alcantarilla del dren 1308 donde el ancho del encauzamiento aumenta de 650 a más de 3 kilómetros el cauce posee una configuración que varía entre meándrica a entrelazada.

Class-Salzgitter (2001), planteó un realineamiento del cauce principal en el tramo inferior del río, a fin de mejorar las condiciones de flujo y reducir el efecto de la sedimentación, ver **figura 68**.

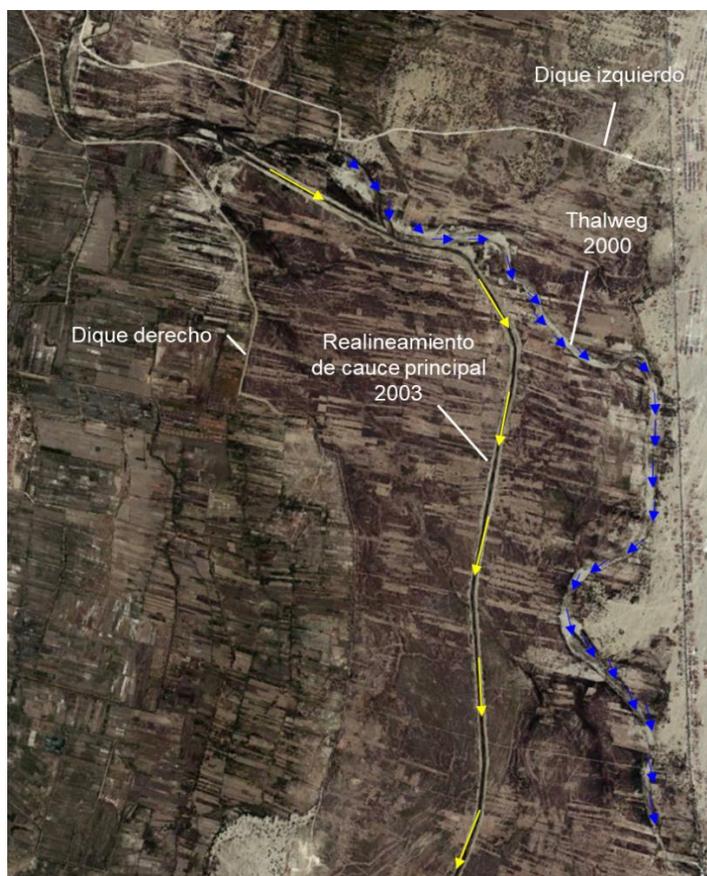


Figura 68 Realineamiento del cauce principal inferior según Class- Sazlgitter (2001) – ejecutado en el año 2003.

Sin embargo, durante el año 2008 en la presa Los Ejidos se registró un caudal máximo de 2010 m³/s, que provocó la modificación del alineamiento planteado antes de la entrada a la laguna Ramón- Ñapique, ver **figura 69**.

Del análisis del perfil longitudinal, modelo digital de elevaciones (MDT) y secciones transversales mostradas a partir de la **figura 74 a 77**, se puede señalar que a partir del año 2000 el cauce ha sufrido un proceso acelerado de agradación del cauce principal y llanuras de inundación. Esto respalda el análisis del colapso del sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura indicado en el apartado 4.2, en la que se señala que la sedimentación del cauce fue el principal causante de la inundación de la ciudad de Piura, Castilla y localidades del Bajo Piura, así como las diferentes roturas a lo largo del dique izquierdo.

De la información topográfica después del evento de marzo del 2017, está nos indica que durante el tránsito de la avenida se ha generado un proceso de erosión en el cauce principal hasta niveles próximos a la cota del thalweg del cauce del año 2000 (tramo puente Independencia – final tramo encauzado). Sin embargo, aguas abajo donde el cauce aumenta su relación ancho/tirante (B/H) y reduce su pendiente longitudinal se ha generado la deposición de gran cantidad de sedimentos a lo largo de las llanuras de inundación.

Como ya se ha mencionado, las autoridades después de la inundación generada en marzo del 2017 realizaron una serie de actividades de descolmatación masiva a lo largo de todo el río Piura incluyendo el tramo encauzado. Aquí se logró alcanzar los niveles de fondo del thalweg del río Piura que se muestran en la **figura 70** (2019).

A simple vista se vería que el cauce en la actualidad se encuentra en una situación similar incluso con niveles de thalweg por debajo de fondo del cauce del año 2000. Sin embargo, solo se recuperó un porcentaje de la capacidad hidráulica del cauce, ya que, en las actividades de descolmatación (dragado) realizadas en agosto del 2017, solo se consideró la intervención en un ancho promedio de 100 metros, dejando en iguales condiciones a las llanuras de inundación las cuales se encuentran en su mayoría sedimentadas. Como se ha mencionado anteriormente el ancho del tramo encauzado posee anchos que varían entre 650 a 850 metros, es decir que solo se ha intervenido en aproximadamente 15 % del ancho total de la sección transversal.

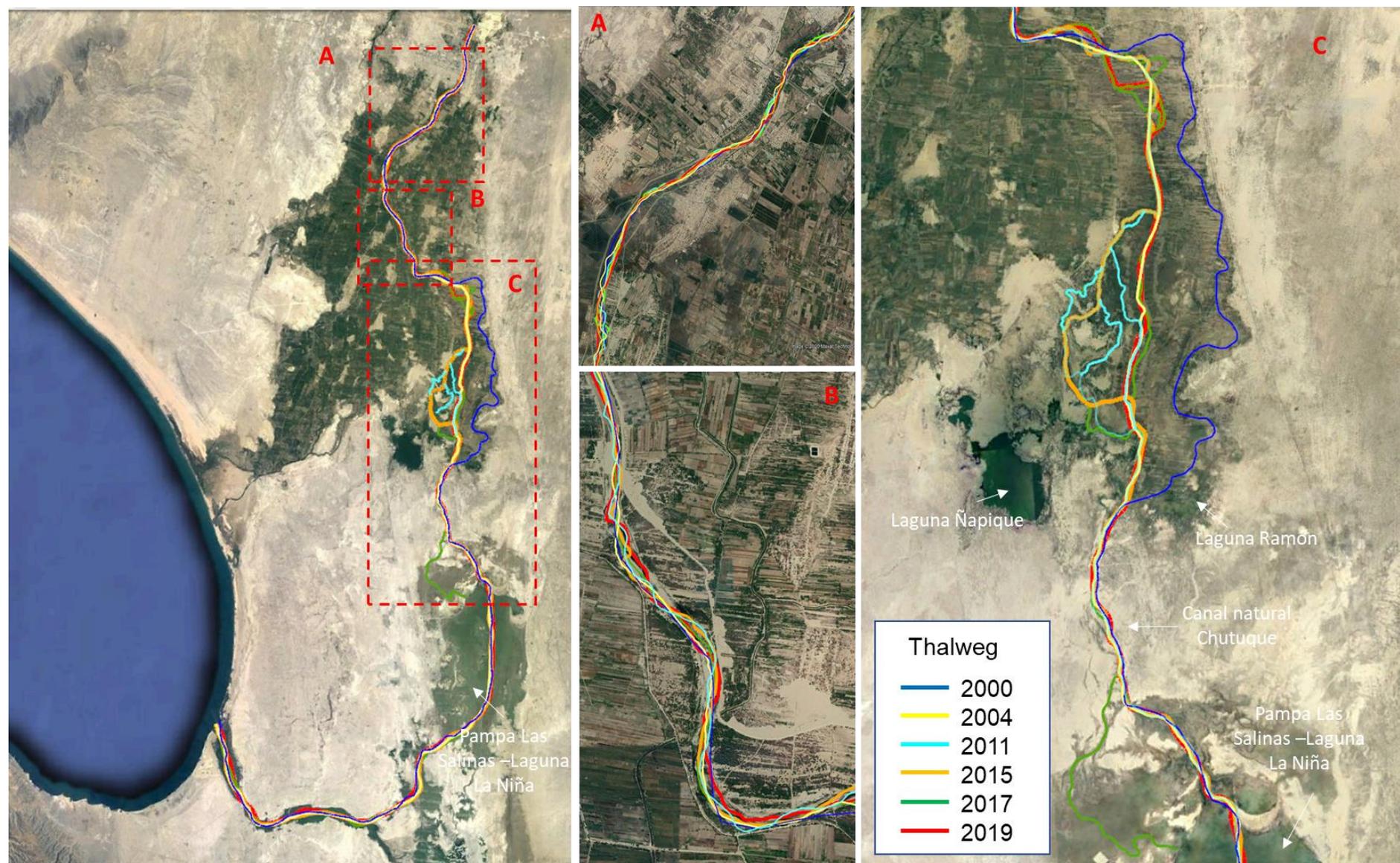


Figura 69 Vista en planta del thalweg del río Piura tramo presa Los Ejidos hasta la salida al mar por el estuario Virrila (2000 – 2019).

Análisis del comportamiento hidráulico - sedimentológico del río Piura, tramo presa Los Ejidos- Sector Cordillera, Perú. Problemática actual y propuestas de solución.

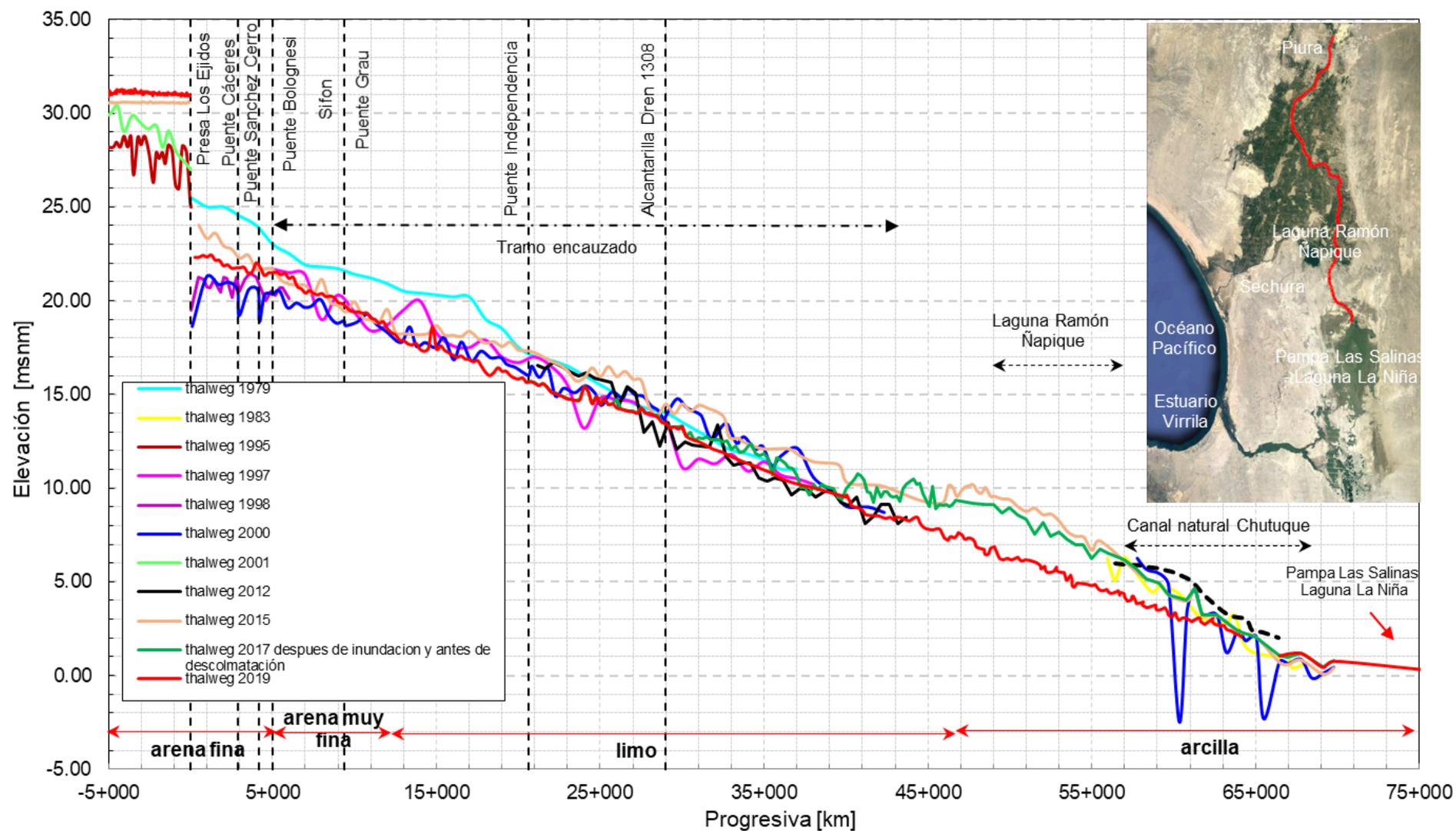


Figura 70 Vista en perfil del thalweg del río Piura tramo presa Los Ejidos hasta Pampa Las Salinas – Laguna La Niña (1979 – 2019).

Fuente: Elaboración propia con datos de Alvarado & Ettmer (2008), ANA (2015), Agrorural (2017) y ANA (2019).

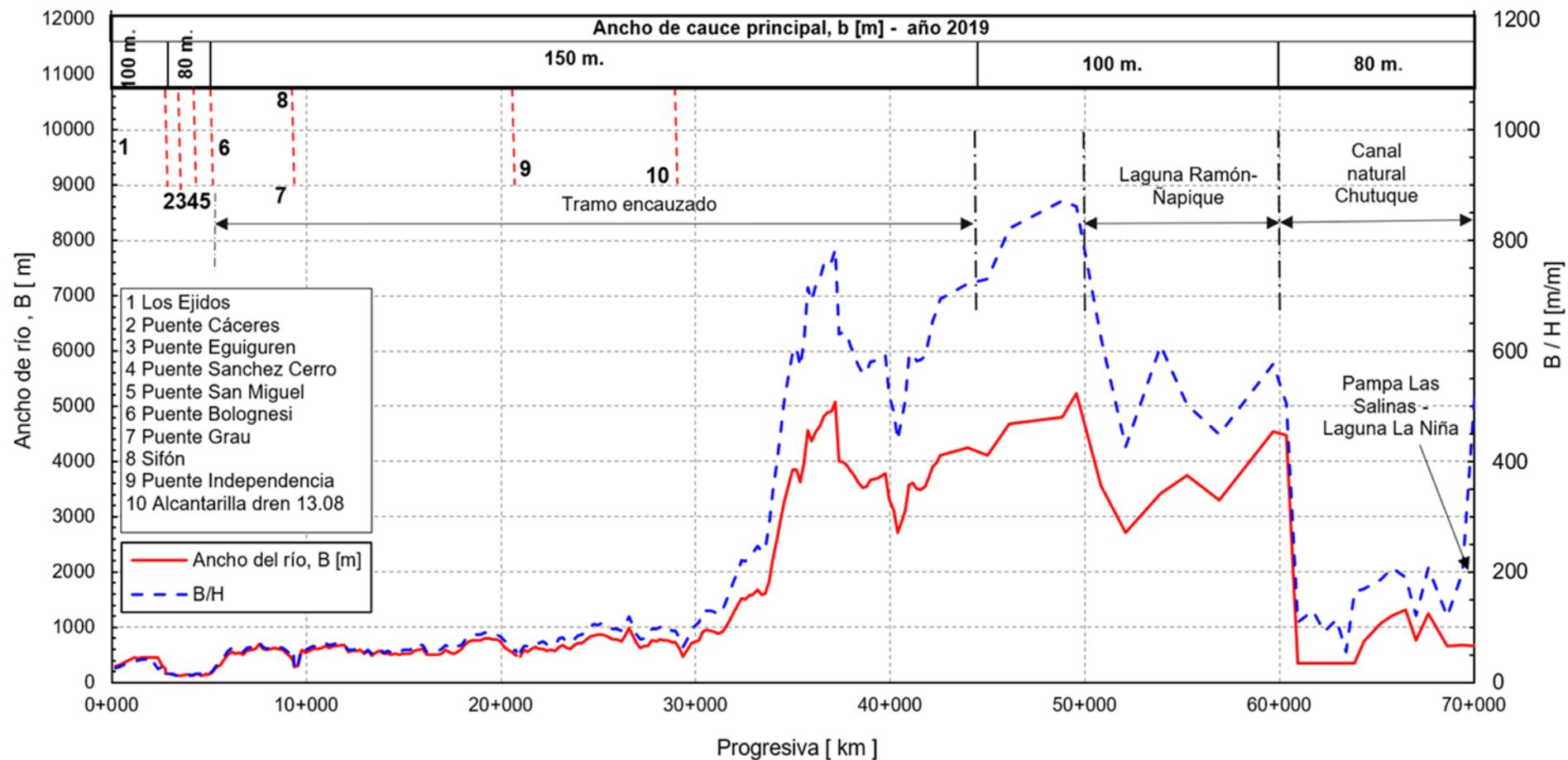


Figura 71 Ancho y relación B/H del río Piura tramo presa Los Ejidos hasta Pampa Las Salinas - Laguna La Niña.

De la **figura 69** se puede apreciar la variación del thalweg en planta del río entre los años 2000 a 2019, se observa que la longitud del cauce principal en el año 2000 es mucho mayor a la actual, esto se debe a las actividades de rectificación del cauce realizadas durante el año 2003 y 2017. Mientras que en la **figura 70** se muestra la variación del thalweg en perfil entre los años 1979 a 2019, aquí se aprecia las zonas donde se ha generado el proceso de agradación y degradación a lo largo del cauce.

Para una mejor comprensión de lo antes mencionado se han elaborado diferentes secciones transversales y procesado áreas de elevación digital del terreno en río Piura a lo largo del tramo encauzado, mostrando la geometría transversal del río para diferentes periodos de tiempo.

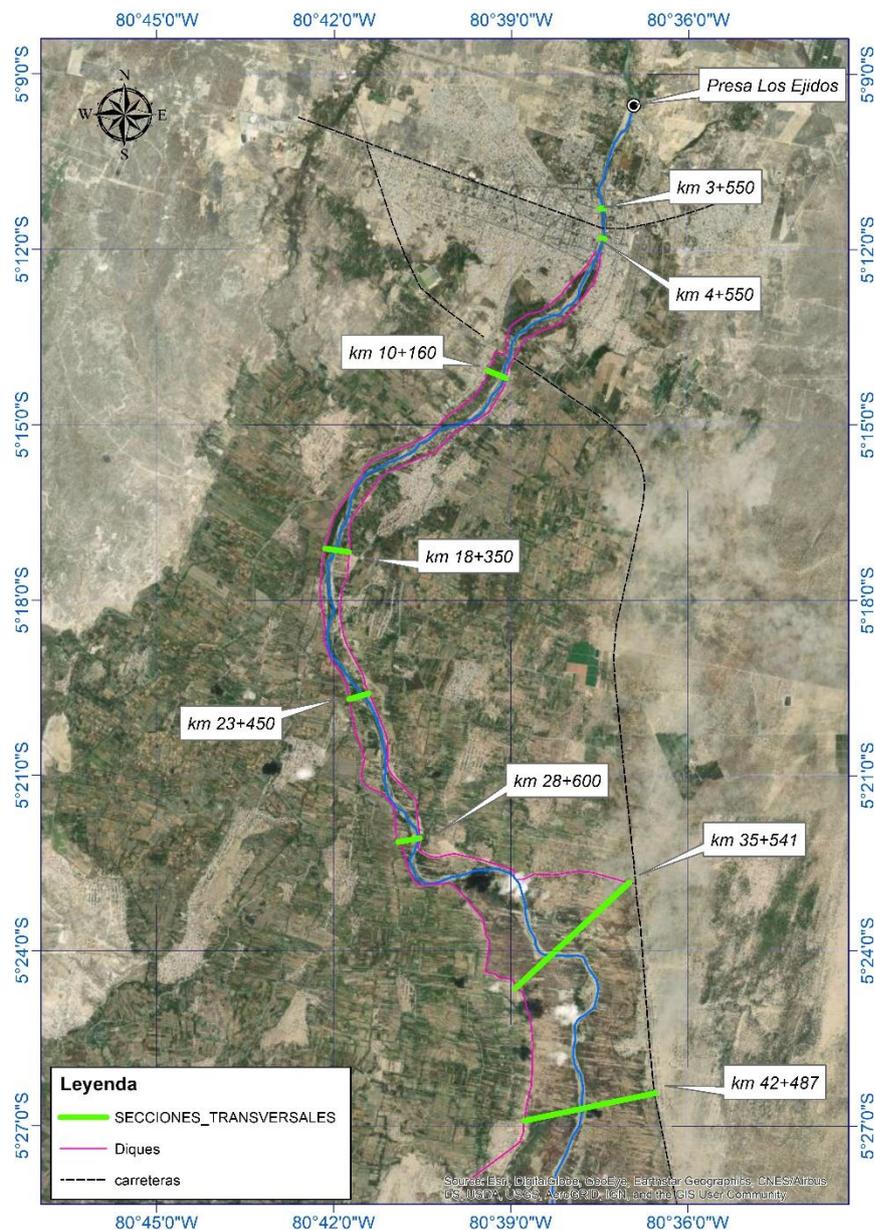


Figura 72 Distribución espacial de secciones transversales.

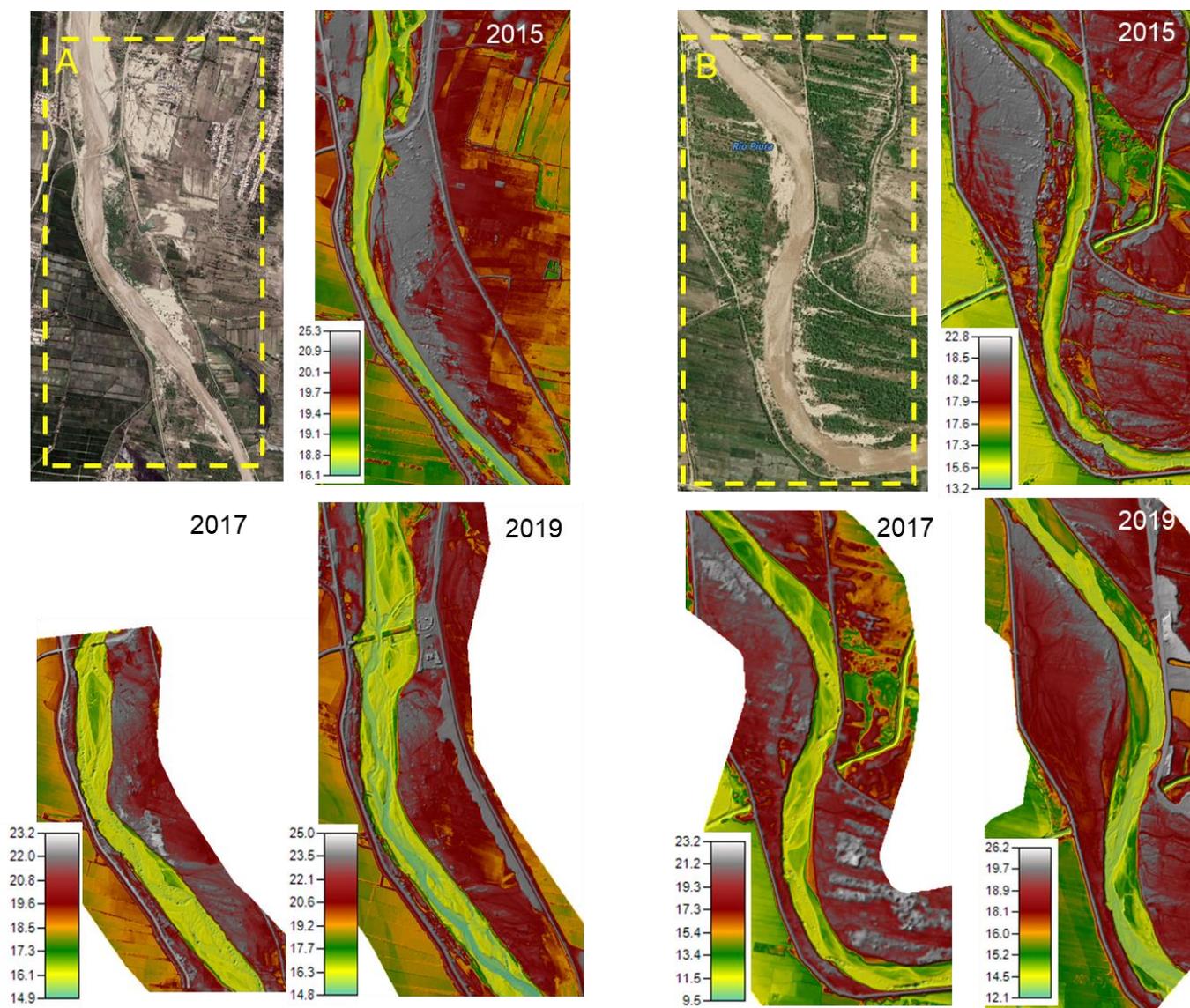


Figura 73 MDT Zona puente Independencia (A-2017) y Alcantarilla del dren 1308 (B-2017) - (2015, 2017, 2019).

Fuente: ANA (2015), Agrorural (2017) y ANA (2019).

De la **figura 73** se puede observar la morfología del río Piura en la zona del puente Independencia y alcantarilla del dren 1308 durante los años 2015, 2017 y 2019. Del MDT de cada año se puede indicar que durante el 2015 se había generado una gran deposición de sedimentos en las llanuras de inundación, sin embargo, después de la avenida de marzo del 2017 estos sedimentos han sido transportados hacia aguas abajo y depositados en el tramo inferior de río, en donde el cauce posee una menor pendiente.

Además, se puede visualizar que el ancho del cauce principal aumento en ambas zonas después de la avenida del 2017.

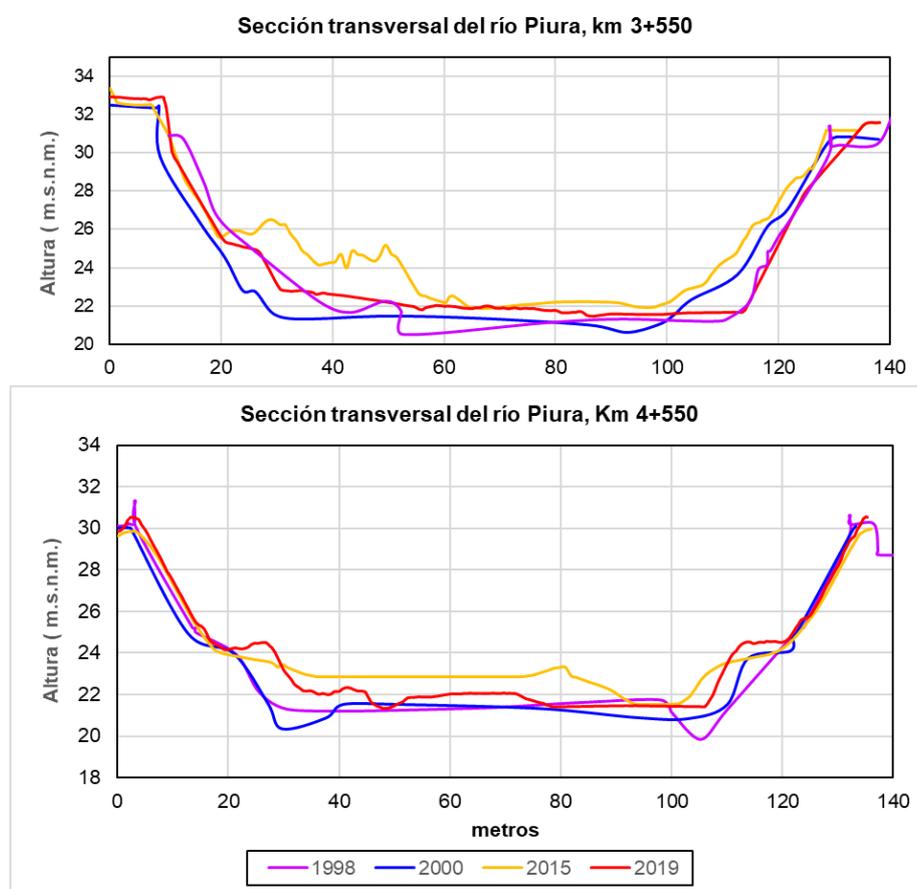


Figura 74 Topografía de secciones transversales del río Piura (km 3+550 y 4+550). (Orientación en sentido del flujo).

Fuente: Elaboración propia con datos de Class-Salzgitter (2001), ANA (2015), y ANA (2019).

En las secciones transversales de la **figura 74** se puede mostrar cómo es la variación de la geometría de la sección transversal del río Piura a partir del año 1998 hasta el 2019. Estas secciones corresponden al tramo urbano de la ciudad de Piura, el cual se encuentra ubicado entre los puentes Cáceres y Bolognesi, de la figura se observa

que el nivel del fondo del cauce principal antes de la avenida del 2017 se encontraba altamente sedimentado.

Se puede señalar además que el nivel a lo largo del cauce en la actualidad se encuentra ligeramente por encima del nivel del fondo del cauce en el año 2000.

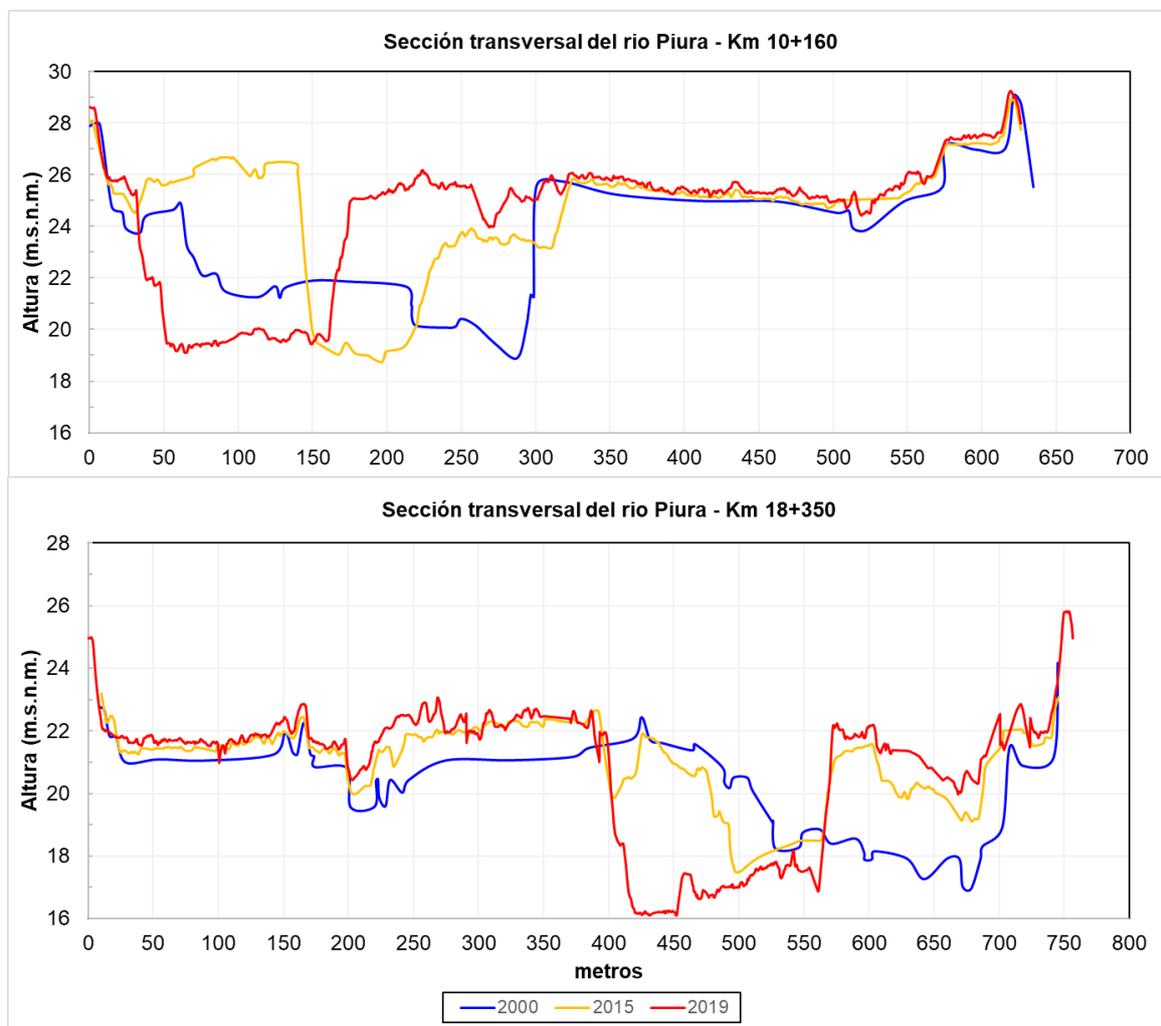


Figura 75 Topografía de secciones transversales del río Piura (km 10+160 y 18+350). (Orientación en sentido del flujo).

Fuente: Elaboración propia con datos de Class-Salzgitter (2001), ANA (2015), y ANA (2019).

En la sección transversal de la progresiva km 10+160 se puede apreciar que hay una ligera sedimentación en la llanura de inundación de la margen derecha mientras que el cauce principal ha tenido un desplazamiento horizontal de derecha a izquierda, para finalmente en el año 2019 terminar pegado al pie del talud del dique izquierdo.

En la progresiva km 18+350 se aprecia que el nivel de sedimentación en la planicie de inundación izquierda alcanza un promedio de hasta 1.0 metro, mientras que el cauce principal se ha desplazado hacia la izquierda, se puede indicar que el fondo

del thalweg del año 2019 se encuentra por debajo del fondo del thalweg del año 2000.

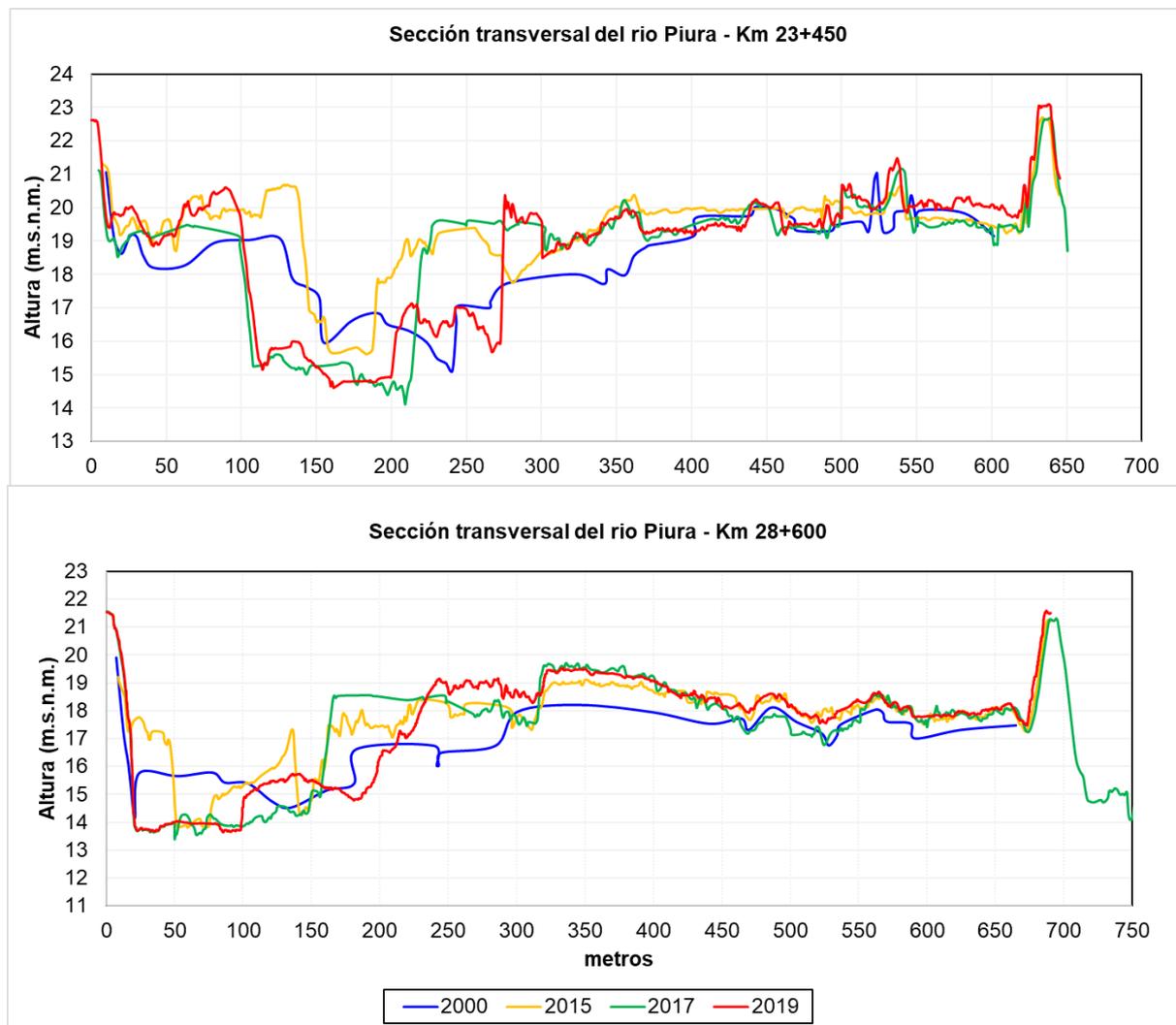


Figura 76 Topografía de secciones transversales del río Piura, (km 23+450 y 28+600). (Orientación en sentido del flujo).

Fuente: Elaboración propia con datos de Class-Salzgitter (2001), ANA (2015), y ANA (2019).

De la **figura 76 y 77** podemos observar que a medida que nos desplazamos hacia aguas abajo el nivel de sedimentación en las llanuras de inundación es más notorio, alcanzando niveles de agradación de hasta 1.5 metros con respecto a la topografía del año 2000.

En la **figura 77** se observa la superposición de la información topográfica del año 2000 y 2019 en las progresivas 35+541 y 42+487. En esta zona el ancho del encauzamiento alcanza valores de hasta 5 kilómetros, de la imagen se aprecia como prácticamente todo el ancho se encuentra sedimentado, así como se observa la zona

de intervención (ancho de 150 metros) durante las actividades de descolmatación masiva ejecutadas por Agrorural en agosto del 2017.

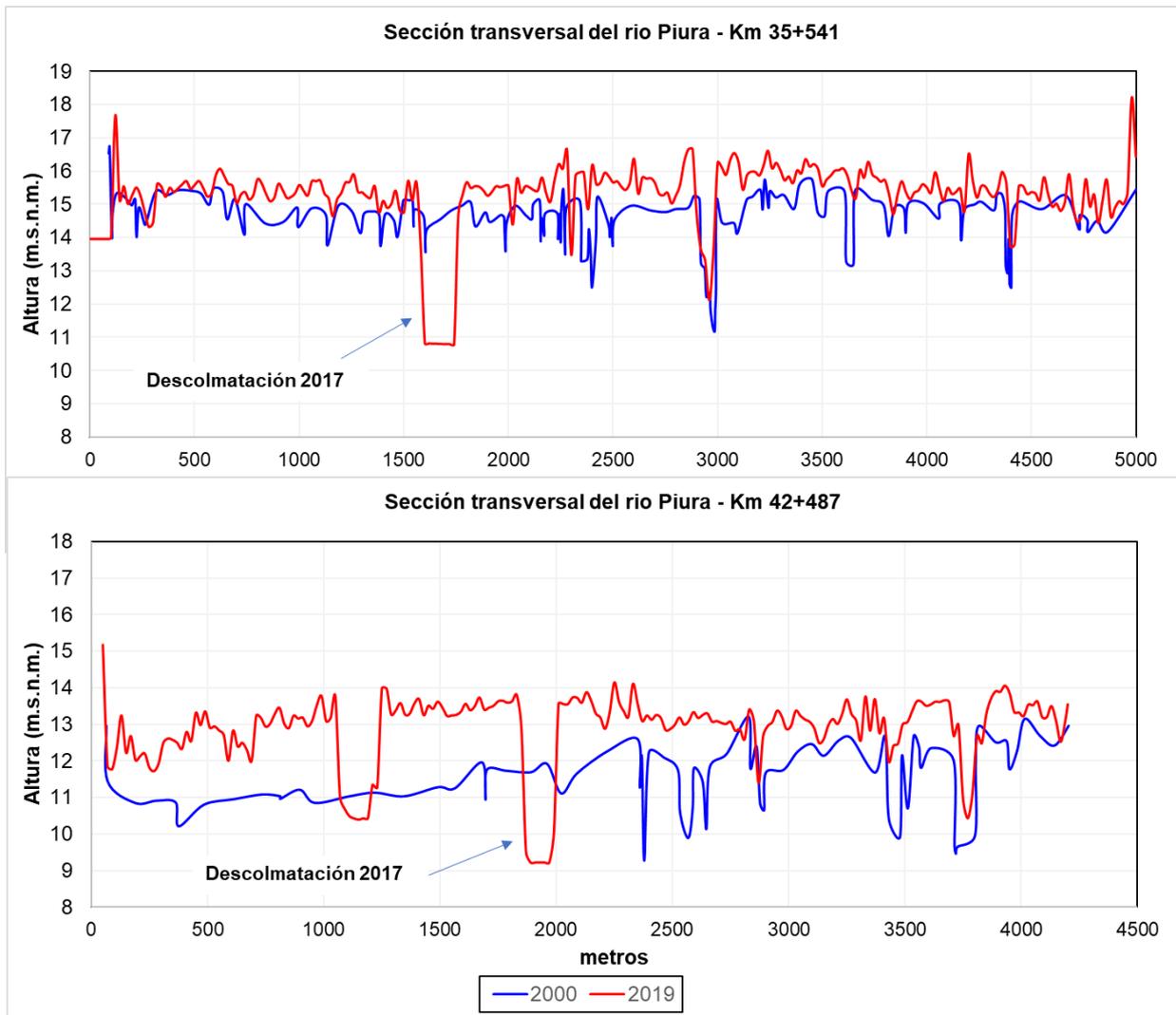


Figura 77 Topografía de secciones transversales del río Piura, (km 23+450 y 28+600). (Orientación en sentido del flujo).

Fuente: Elaboración propia con datos de Class-Salzgitter (2001) y ANA (2019).

De la información mostrada a nivel de perfil longitudinal y sección transversal se puede señalar que el cauce a lo largo del tramo encauzado se encuentra altamente sedimentado. Esto se puede visualizar en la **Figura 78**, en la que se muestra la sedimentación en las llanuras de inundación en el río Piura desde las presa Los ejidos hasta la entrada a la Pampa Las Salinas – Laguna La Niña.

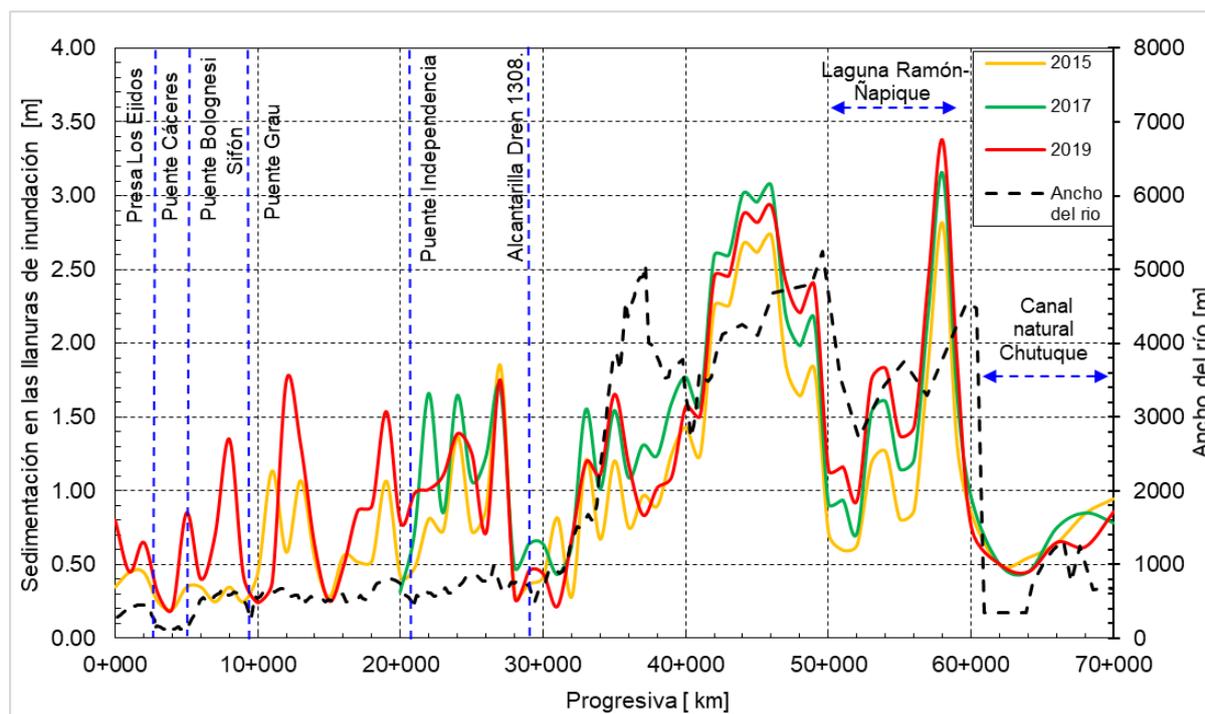


Figura 78 Sedimentación en las llanuras de inundación con respecto al año 2000.

Fuente: Class-Salzgitter (2001) y ANA (2015), Agrorural (2017) y ANA (2019).

A partir de la información tipográfica realizada por Class-Salzgitter (2001) y ANA (2019), se estimó el volumen de sedimentos acumulados en el río Piura a lo largo del tramo de estudio, obteniendo los valores que se muestran en la **Tabla 33**.

Tabla 33 Sedimentación del cauce del río Piura periodo 2000 -2019.

Tramo	Progresiva (km)	Sedimentación del cauce periodo 2000 - 2019		
		%	10 ⁶ t	10 ⁶ m ³
Los Ejidos - puente Grau	0+000 - 9+400	6.1	5.6*	3.1
Puente Grau - Puente Independencia	9+401 - 20+600	6.3	5.7*	3.2
Puente Independencia - Alcantarilla Dren 1308	20+601 - 28+900	5.6	5.9*	2.9
Alcantarilla Dren 1309 - Sector Cordillera (fin encauzamiento)	28+900 - 42+300	18.4	16.9*	9.4
Sector Cordillera a Laguna Ramón	42+300 - 56+000	63.6	58.56*	32.5

* en base a peso específico de 1.8 Tn/m³

Como se observa la mayor cantidad de sedimentos se acumula en el tramo inferior del río Piura, alcanzando valores de hasta 44.8 millones de metros cúbicos entre el puente Independencia y Laguna Ramón -Ñapique.

Es necesario mencionar que durante las actividades de descolmatación realizadas el 2017 se intervino en el cauce en un ancho promedio de 100 metros de la cual se dragó un total de 13.5 millones de metros cúbicos de material en el tramo entre presa Los Ejidos a laguna La Niña, como se detallan en la **tabla 34**.

Tabla 34 Volúmenes de material dragado a lo largo del río Piura durante actividades de descolmatación - 2017.

Fuente: Ministerio de Agricultura y Riego (2017).

Tramo	Progresiva (km)	Ancho de Descolmatación	Volúmenes dragados	
		B promedio (m)	%	10 ⁶ m ³
Los Ejidos - Bolognesi	0+000 – 5+000	80	0.03	0.39
Puente Bolognesi - Puente Independencia	5+000 – 20+600	100	0.18	2.4
Puente Independencia – Sector Cordillera	20+600 - 43+000	150	0.32	4.3
Sector Cordillera – Laguna Ramón	43+000 - 56+600	100	0.40	5.4
Laguna Ramón -Laguna La Niña	56+600 – 69+900	80	0.075	1.01

Sin duda esto nos brinda una idea del elevado nivel de sedimentación en el tramo encauzado, además de la distribución sedimentos depositados a lo largo del mismo.

De la información obtenida del modelo hidráulico y teniendo en cuenta las condiciones límites de estabilidad según Lange-Lecher (1993) e inicio del movimiento de según Hjülstrom (1935) empleadas en el estudio de Class- Salzgitter (2001), se tiene:

- el proceso de erosión comienza con tensiones del flujo mayores de 10 N/m² y/o con la velocidad del flujo mayor que 0.4 m/s;
- estado equilibrio con tensiones del flujo en el orden de 8 N/m² y/o con la velocidad de 0.3 m/s;
- el proceso de sedimentación comienza con tensiones del flujo menor que 2 N/m² y/o con velocidades menores que 0.2 m/s.

A partir de estos se han estimado las zonas de erosión y sedimentación a lo largo del tramo de estudio para los caudales con periodos de retorno de 2, 10, 25 y 50 años los cuales varían entre 410 y 3475 m³/s.

Tabla 35 Tramos con erosión, estado de equilibrio y no movimiento en el río Piura.

Tramo del Río Piura	Caudal											
	Tr = 2 años			Tr = 10 años			Tr= 25 años			Tr= 50 años		
	410 m ³ /s			1870 m ³ /s			2775 m ³ /s			3475 m ³ /s		
	MI	CP	MD	MI	CP	MD	MI	CP	MD	MI	CP	MD
Presa Los Ejidos - Puente Cáceres	n/s	0	n/s	+	-	+	0	-	0	0	-	0
Puente Cáceres – puente Bolognesi	n/s	0	n/s	n/s	-	n/s	n/s	-	n/s	n/s	-	n/s
Puente Bolognesi - Grau	n/s	0	n/s	0	-	+	0	-	+	0	-	+
Puentes Grau - Independencia	n/s	0	n/s	0	-	+	0	-	+	0	-	0
Puente Independencia- Alcantarilla dren 1308	n/s	0	n/s	+	-	+	0	-	0	0	-	+
Alcantarilla dren 1308 - Sector Cordillera	n/s	+	n/s	+	0	+	+	-	+	+	-	+

Leyenda:

- MI : Margen izquierda
- CP : Cauce principal
- MD : Margen derecha
- : Erosión
- 0 : Estado equilibrio
- n/s : No aplicable/ sin datos.
- +

Los resultados mostrados en la **Tabla 35** y **figura 79** son una estimación a partir de umbrales considerados según Class-Salzgitter (2001). Esto nos brinda una idea de cómo es el comportamiento del río para diferentes caudales, así como identificar las zonas más propensas a los fenómenos de erosión y sedimentación a lo largo del río Piura.

Para un caudal de 410 m³/s el flujo circula a través del cauce principal, presentando un estado de equilibrio desde la presa Los Ejidos hasta la alcantarilla del dren 1308, a partir de esta zona empieza el fenómeno de sedimentación por efecto de la reducción de la velocidad y fuerzas tractivas.

Para 1870 m³/s el flujo cubre el cauce principal y ambas llanuras de inundación, se puede señalar que se genera erosión a lo largo del cauce principal desde la presa Los Ejidos hasta aproximadamente la alcantarilla del dren 1308, a partir de esta zona hacia aguas abajo se desarrolla un estado de equilibrio. Del análisis de resultados se determinó que la margen derecha e izquierda aguas arriba del puente Cáceres se encuentran en un estado de sedimentación, mientras que aguas abajo del puente Bolognesi la margen izquierda está en estado de equilibrio y la margen derecha está

en un proceso de sedimentación. Además, se puede indicar que aguas abajo de la alcantarilla del dren 1308 hacia el final del tramo encauzado se genera el proceso de sedimentación en ambos márgenes.

Del análisis realizado para el caudal de $3475 \text{ m}^3/\text{s}$ muestra que se desarrolla un proceso de erosión a lo largo todo el cauce principal, mientras que la margen izquierda en tramo entre la presa Los Ejidos hasta la alcantarilla del dren 1308 se encuentra en un estado de equilibrio y la margen derecha entre un estado que varía entre equilibrio y sedimentación. Se puede indicar también que aguas debajo de la alcantarilla de dren 1308 se desarrolla un proceso de sedimentación en ambos márgenes, ver **figura 79**.

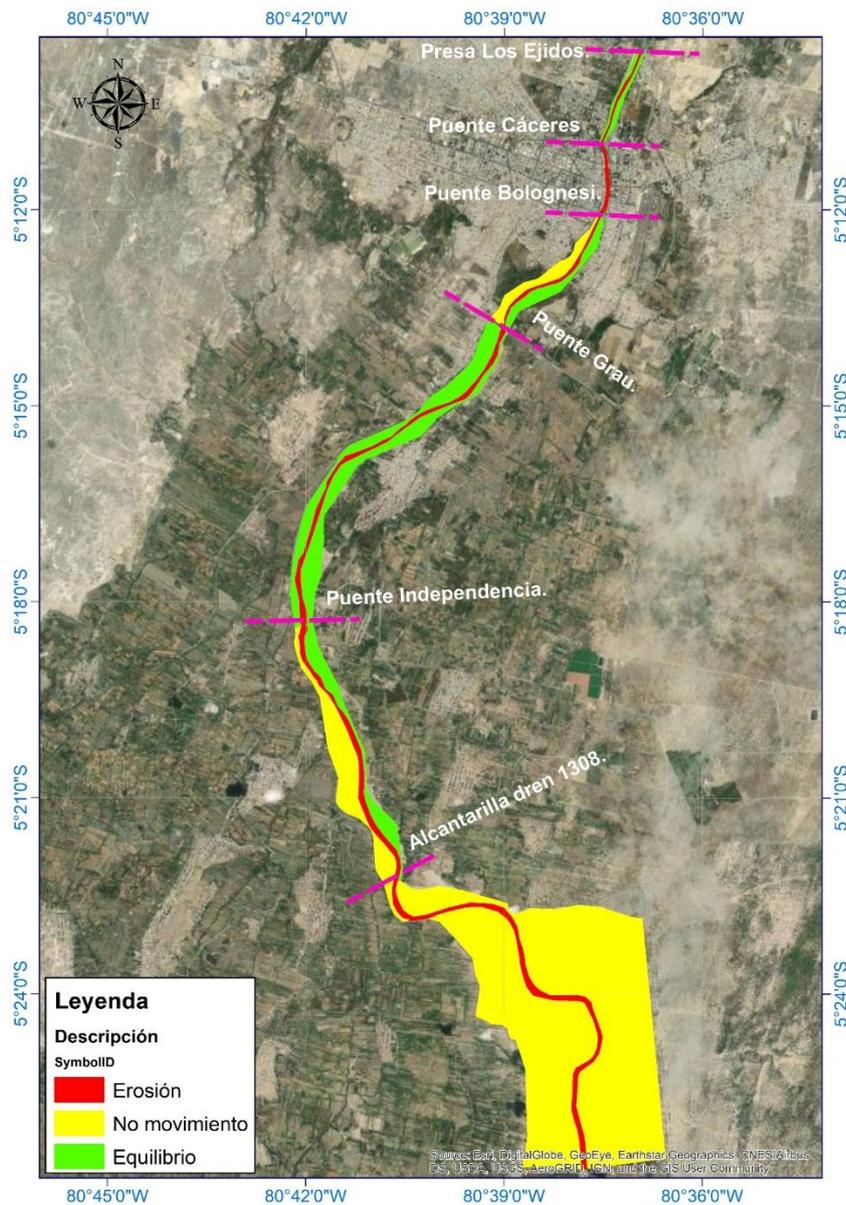


Figura 79 Tramos con erosión, estado de equilibrio y no movimiento para $3475 \text{ m}^3/\text{s}$.

4.6. DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL DEL RÍO PIURA, TRAMO

PRESA LOS EJIDOS A SECTOR CORDILLERA.

A partir de imágenes satelitales, fotografías y topografía de las condiciones actuales del río Piura, se puede señalar lo siguiente:

- Presenta sus llanuras de inundación con densa y extensa vegetación.
- Llanuras de inundación altamente sedimentadas.
- Condiciones deterioradas de obras de protección de diques longitudinales (espigones, enrocados de pie de talud, etc.).

A partir de esto, se analizó del comportamiento hidráulico y sedimentológico del río Piura:

De los resultados de la modelación hidráulica se determinó los caudales máximos que puede transportar el río Piura a lo largo del tramo encauzado, ver **Tabla 36**. Esto se ha indicado en el apartado 4.4, ver **figura 56**:

Tabla 36 Capacidad hidráulica del río Piura.

ID	Tramo	Escenario actual 2020	
		Considerando erosión	
		Caudal máximo (m ³ /s)	Bordo libre (m)
1	Puente Cáceres – Puente Bolognesi	4050.00	0.00
2	Puente Bolognesi – Puente Grau.	4190.00	0.60
3	Puente Grau - Dique fusible Narihualá (17+731)	4000.00	0.00
4 a	Dique fusible Narihualá (17+731) – Puente Independencia.	2770.00	0.00
4 b	Puente Independencia - Final tramo encauzado.	2770.00	0.00

Como se observa el tramo encauzado no posee la capacidad hidráulica para transportar un caudal de 4190 m³/s (periodo de retorno de 100 años) a lo largo del mismo, por lo que es necesario tomar medidas que permitan brindar la seguridad a la población de las localidades ubicadas en el Bajo Piura.

Como se observar, el gasto de S/ 283`718,146.00 nuevos soles, en actividades de descolmatación masivas en los ríos Piura y Chira, permitieron aumentar la capacidad hidráulica del río Piura con respecto a las condiciones previas al evento de marzo del 2017. Sin embargo, éstas no han asegurado la uniformidad en nivel de protección a lo largo de todo el tramo encauzado ya que solo se ha intervenido en un ancho promedio de 100 metros a lo largo del mismo. Según los cálculos realizados, el cauce en la actualidad cuenta con volumen de 51. 1 millones de metros cúbicos de sedimento acumulado más que en el año 2000 a lo largo del tramo entre la presa Los Ejidos hasta Laguna Ramón-Ñapique.

Es por ello, que del análisis sedimentológico realizado se ha observado que bastan 15 años para sedimentar el cauce principal con niveles de 0.5 a 1.25 metros (ver **figura 70**), como el caso del fondo del thalweg del año 2000 y del 2015, por lo que es lógico pensar que dentro de un periodo similar se tendrán que realizar las mismas actividades de descolmatación masiva a fin de evitar una situación similar a la del 2017.

Lo antes mencionado se puede verificar con la estimación de descarga de sedimentos realizada en el apartado 4.5.1, la cual indica que solo en la avenida del 2017 se transportaron 35.83 millones de metros cúbicos de sedimentos lo cuales han sido depositados a lo largo del tramo inferior del río Piura.

A partir de los resultados obtenidos es necesario plantear propuestas que permitan resolver esta problemática a fin de evitar la pérdida de vidas humanas, así como gastos millonarios en periodos de tiempo muy cortos. Por lo tanto, el siguiente capítulo se dedicará íntegramente a plantear medidas que solucionen el problema de inundaciones y sedimentación a lo largo del tramo de estudio.

CAPITULO V: ALTERNATIVAS VIABLES.

5.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE ALTERNATIVAS:

De acuerdo con el análisis de los resultados obtenidos del modelo hidráulico, se puede señalar que el tramo encauzado del río Piura no posee la capacidad para transportar un caudal máximo correspondiente a un periodo de retorno de 100 años. Además, se puede indicar que debido al acelerado proceso de sedimentación, así como el incremento de la rugosidad, este ha perdido su capacidad hidráulica de diseño. A partir de esto se han propuesto una serie de medidas estructurales y no estructurales con el fin reducir el riesgo ante inundaciones en igual nivel de protección para la ciudad de Piura y las localidades del Bajo Piura, así como reducir el fenómeno de agradación del lecho y llanuras de inundación en el tramo inferior del río.

5.1.1. Medidas no estructurales.

Estas medidas comprenden básicamente el mantenimiento del cauce, mediante el manejo de la rugosidad de Manning a través del control de la vegetación riparia en las llanuras de inundación dentro del tramo encauzado, teniendo prioridad con la conservación de las especies nativas de la zona.

Es necesario indicar que en la actualidad la vegetación riparia está constituida por cultivos estacionales, arbustos y árboles los cuales han consolidado un bosque ripario a lo largo de las márgenes del tramo encauzado.

Lo que se busca es reducir la resistencia al flujo provocada por la extensa vegetación, además de evitar que esta funcione como un gran decantador de sedimentos en las grandes avenidas. Con esta medida se pretende controlar la sobrepoblación de especies de bajo valor ecológico a fin de mantener la rugosidad en el río.

Se ha estimado que la rugosidad actual en las llanuras de inundación en ambas márgenes varía entre un rango de 0.075 a 0.10, muy superior a al valor de 0.067 que se consideró para el diseño del sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura.

Lo que se pretende alcanzar con esta medida es aproximarse al valor de rugosidad de Manning de diseño, la cual se representará mediante la reducción de los coeficientes de rugosidad actuales ingresados en el modelo numérico.

5.1.2. Medidas estructurales.

Las medidas estructurales que se proponen buscan reducir el riesgo ante inundaciones de la ciudad de Piura y el Bajo Piura además de resolver el problema de deposición y acumulación de sedimentos en el tramo inferior del río.

Éstas consisten en la sobreelevación de la corona de los diques a lo largo del tramo encauzado para lograr transportar un caudal máximo de 4190 m³/s (periodo de retorno de 100 años) y la renaturalización de la salida al mar del río Piura por su cauce antiguo hacia Sechura. Esta última se plantea fundamentalmente para solucionar el problema de inundaciones y la acumulación de sedimentos en el tramo inferior del río por efecto de la sedimentación, además de permitir descargar las masas de agua cargadas de sedimentos hacia el mar en tiempos más cortos.

Como respaldo al planteamiento de la salida al mar del río Piura por su cauce antiguo, se cita las recomendaciones de varios especialistas entre ellos varios contratados por el Proyecto Especial Chira Piura para evaluar la situación del sistema de defensas del Bajo Piura después del fenómeno El Niño ocurrido en el año de 1982-1983.

Castillo (2019) señala que la renaturalización de la salida al mar por Sechura mejora las condiciones hidráulicas aguas arriba de la alcantarilla del dren 1308, además de que se permite evacuar una mayor cantidad de sedimentos hacia el mar, evitando así la sedimentación a lo largo del tramo encauzado del Bajo Piura.

Bruk (1983) menciona que después de la avenida el río Piura ha seguido la línea del dren 1308 hasta Sechura, señalando que por este nuevo curso pasaron 2/3 de la masa total de agua y probablemente más de un 75 % de sedimentos. Señala que las condiciones son mucho mejores hacia Sechura que a la Laguna Ramón, debido a que el río presenta una mayor pendiente y por ende existe un mayor transporte de sedimentos.

Garbrecht (1983) indica que el río Piura después de la avenida de 1983 rompió el dique derecho en la zona de Chato y formó un cauce nuevo hacia Sechura, el cual era más corto con mayor pendiente capaz de transportar mayor cantidad del material acarreado desde aguas arriba, por lo que recomendó que era más ventajoso encauzar este cauce nuevo que se había formado. Garbrecht señala que para esto era necesario probarlo a partir de un modelo matemático de

movimiento de sedimentos, incluso propone construir un aliviadero que lleve parte de las aguas al cauce antiguo del río.

Van Tuu (1983) menciona que después de la rotura del dique derecho después del avenida del fenómeno El Niño en 1983 las aguas discurrieron totalmente por el dren 1308 (antiguo cauce del río Piura hacia el mar cruzando Sechura), señala que el nuevo cauce presenta pendientes entre 0.1% y 0.3% con buenas condiciones, consiguiendo evacuar hasta un total de 60 millones de m³ de material hacia el mar.

De lo antes mencionado se propone desviar un caudal de 1800 m³/s, a partir de la alcantarilla del dren 1308 mediante el eje de cauce mostrado en la **figura 80**. Este eje proyectado sigue el alineamiento del dique derecho en aproximadamente 8 kilómetros aguas abajo de la alcantarilla, con esto se pretende emplear dicha estructura como dique izquierdo en el nuevo sistema de encauzamiento. Aguas abajo el cauce proyectado confluirá con el actual dren 1308 y seguirá su alineamiento hasta desembocar finalmente en la bahía de San Pedro. De la **figura 80** se observa la batimetría y la circulación marina en la Bahía de Sechura la cual muestra las condiciones necesarias para evacuar el caudal derivado.

Es necesario señalar que con la renaturalización de la salida al mar del río Piura por Sechura, la altura de sobreelevación de la corona de los diques será menor aguas abajo de la alcantarilla del dren 1308 a causa de la disminución del caudal, además de varios kilómetros aguas arriba de la misma, por efecto de la depresión de la lámina de agua.

5.2. DESARROLLO Y RESULTADOS DE PROPUESTAS DE SOLUCIÓN.

5.2.1. Alternativa A: Considerando sobreelevación de corona de los diques y adicionando mantenimiento de cauce.

Para representar la alternativa A, se realizó la reducción de los coeficientes de rugosidad de Manning, a fin de representar el mantenimiento de cauce, ver **Tabla 37**.

Tabla 37 Coeficientes de rugosidad de Manning considerando mantenimiento de cauce.

Progresiva		Coeficiente de Rugosidad		
de	a	Margen Izquierda	Cauce	Margen derecha
Tramo Los Ejidos - Puente Cáceres				
0+000	2+860	0.067	0.028	0.067
Tramo Puente Cáceres - Puente Bolognesi				
2+860	4+960	0.015	0.028	0.015
Tramo Puente Bolognesi - Puente Grau				
4+960	9+580	0.067	0.028	0.067
Tramo Puente Grau - Puente Independencia				
9+580	20+640	0.067	0.028	0.067
Tramo Puente Independencia – Sector Cordillera - Fin encauzamiento.				
20+640	33+300	0.067	0.028	0.067
33+300	43+780	0.100	0.028	0.100

Estos valores han sido implementados en el modelo hidráulico unidimensional en régimen cuasi-transitorio con fondo móvil, donde se ha simulado el caudal de 4190 m³/s (periodo de retorno de 100 años).

A partir de la cota de la lámina de agua y considerando un borde libre igual al empleado en el diseño según Class-Salzgitter (2001) de 0.60 metros, se ha proyectado la cota de coronación de los diques en ambas márgenes como se muestra en la **figura 81**.

Como se observa se debe realizar la sobreelevación de la coronación de ambos diques, con valores entre 0.35 a 1.65 metros, para garantizar un nivel de protección contra inundaciones a lo largo de todo el tramo encauzado.

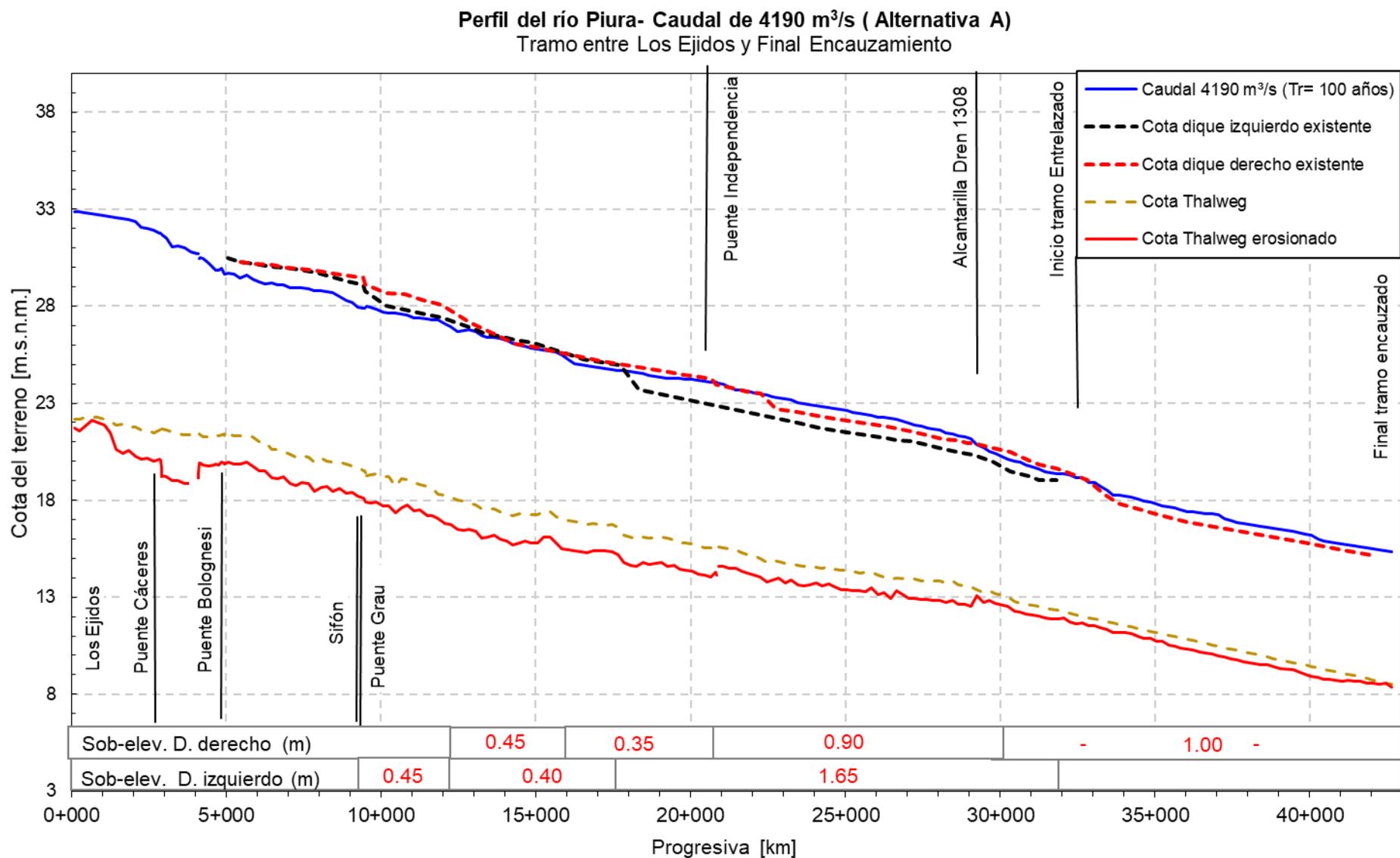


Figura 81 Alternativa A (sobreelevación corona de diques adicionando mantenimiento de cauce).

De los resultados obtenidos y del análisis realizado se puede indicar que la elección de esta alternativa no sería la solución definitiva para el problema de inundaciones y agradación del río en su tramo inferior. Esto debido al alto transporte de sedimentos del río durante máximas avenidas las cuales provocan la elevación del fondo del cauce y llanuras de inundación por la deposición de sedimentos en un tiempo de aproximadamente 15 años según el análisis de la morfología del río realizado en el acápite anterior, por lo que esta alternativa traería consigo una serie de actividades periódicas de dragado del río a fin de evitar futuras inundaciones.

5.2.2. Alternativa B: Renaturalización de la salida al mar por Sechura, adicionando sobreelevación de corona de diques y mantenimiento de cauce.

La renaturalización de la salida al mar por el dren Sechura se representó en el modelo hidráulico unidimensional en régimen cuasi-transitorio, a través de la condición de contorno de flujo lateral en la progresiva km 29+500. Esto permitió sacar del sistema caudales entre 1500 y 2000 m³/s, con el fin de evaluar la capacidad hidráulica del río, además de verificar las condiciones de descarga de sedimentos hacia el mar por Sechura.

Para representar el mantenimiento de cauce se asignó el coeficiente de rugosidad de Manning, como se ha detallado en la **Tabla 37**.

Con finalidad de seleccionar el caudal a derivar y ancho de encauzamiento a lo largo del cauce planteado en la **figura 80**, se ha realizado la simulación hidráulica con caudales de 1500, 1800 y 2000 m³/s además de que para cada caudal se ha considerado un ancho de encauzamiento de 200, 250, 300 y 350 metros.

Es necesario señalar que para el caudal de diseño del cauce principal se ha considerado el criterio de Martín (2001), el cual indica que la capacidad del cauce principal sin desborde sobre las llanuras de inundación, se da para un caudal correspondiente a un período de retorno entre 1 y 2 años (en zonas semejantes a la zona de estudio).

Martín (2001), señala que según el criterio de Lacey y Simmons / Albertson, el tamaño del cauce principal debe dimensionarse en base al caudal dominante, por lo que para nuestro caso empleando estas formulaciones se ha estimado un ancho promedio de 50 metros.

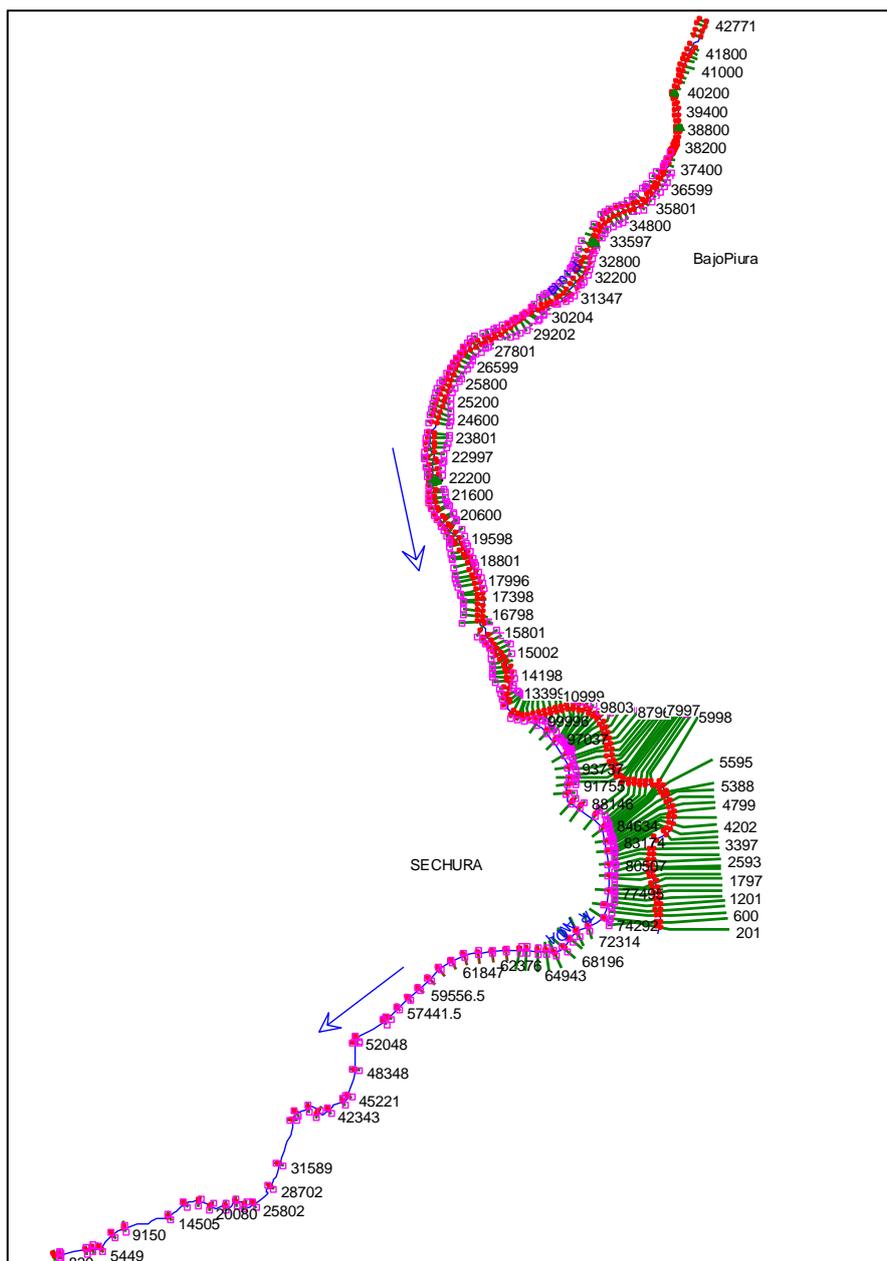


Figura 82 Geometría del modelo para alternativa B. (Salida al mar por Sechura).

En la **figura 83** se muestra la vista en planta del cauce actual del río Piura desde la presa derivadora Los Ejidos hasta su desembocadura al mar a través del estuario de Virrila, se observa que el recorrido a partir de la estructura de derivación hasta Virrila es mucho mayor a la longitud del cauce proyectado a través de la renaturalización del río por Sechura, además de que este último posee una mayor pendiente longitudinal.

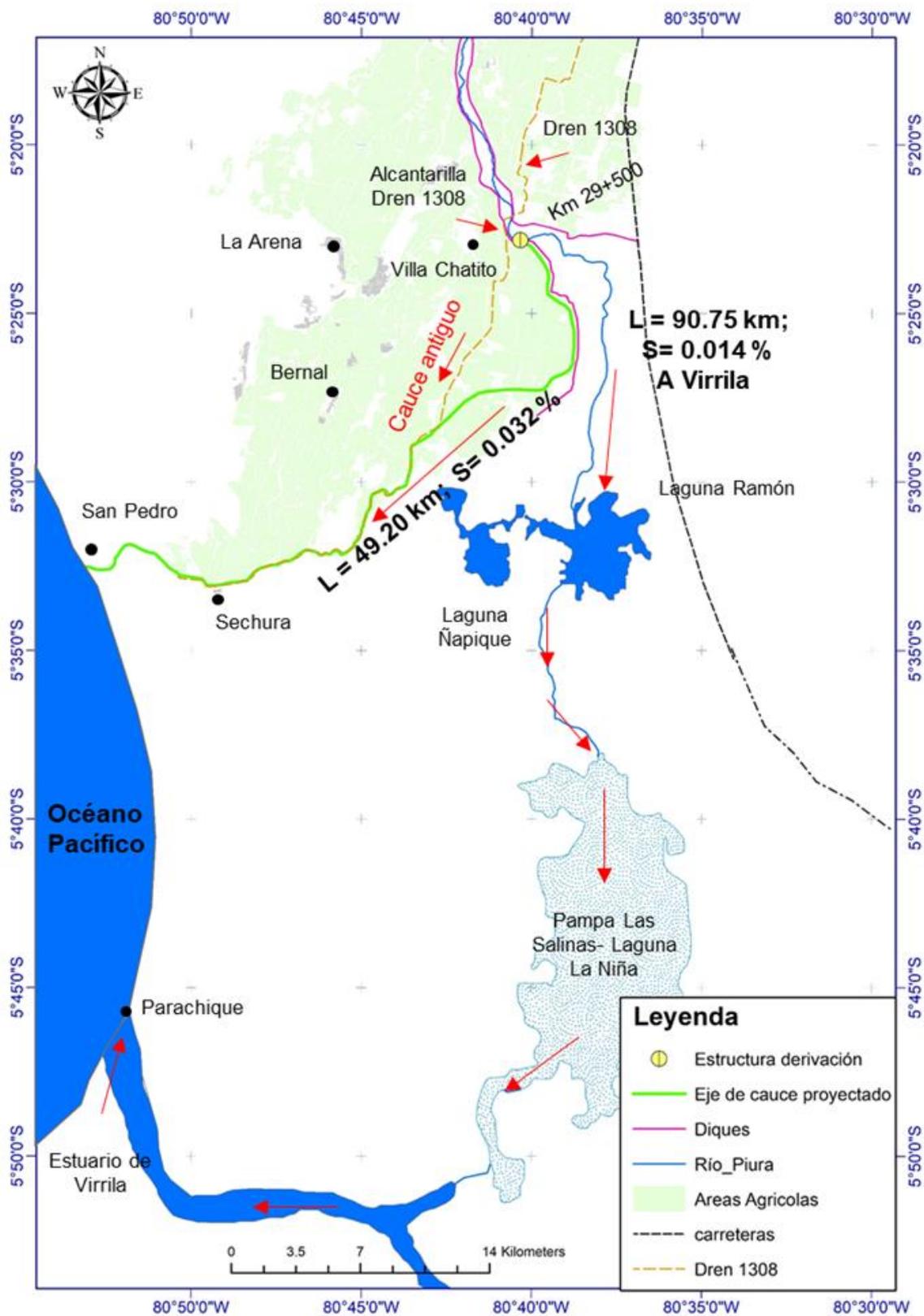


Figura 83 Vista en planta del cauce proyectado hacia bahía Sechura – Alternativa B.

En la **figura 84** se muestran los resultados obtenidos de la simulación hidráulica, se observan los valores promedio del área hidráulica y velocidades generadas en el cauce principal para diferentes anchos de encauzamiento.

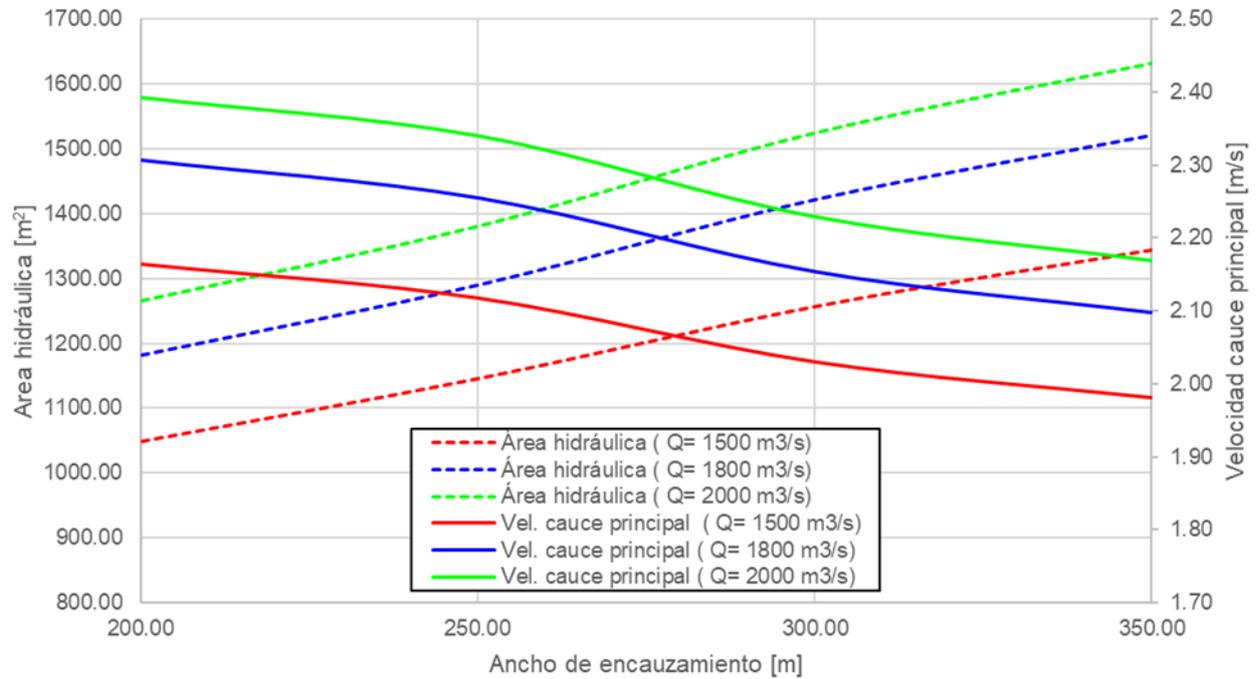


Figura 84 Valores promedio de velocidad y área hidráulica para diferentes anchos de encauzamiento.

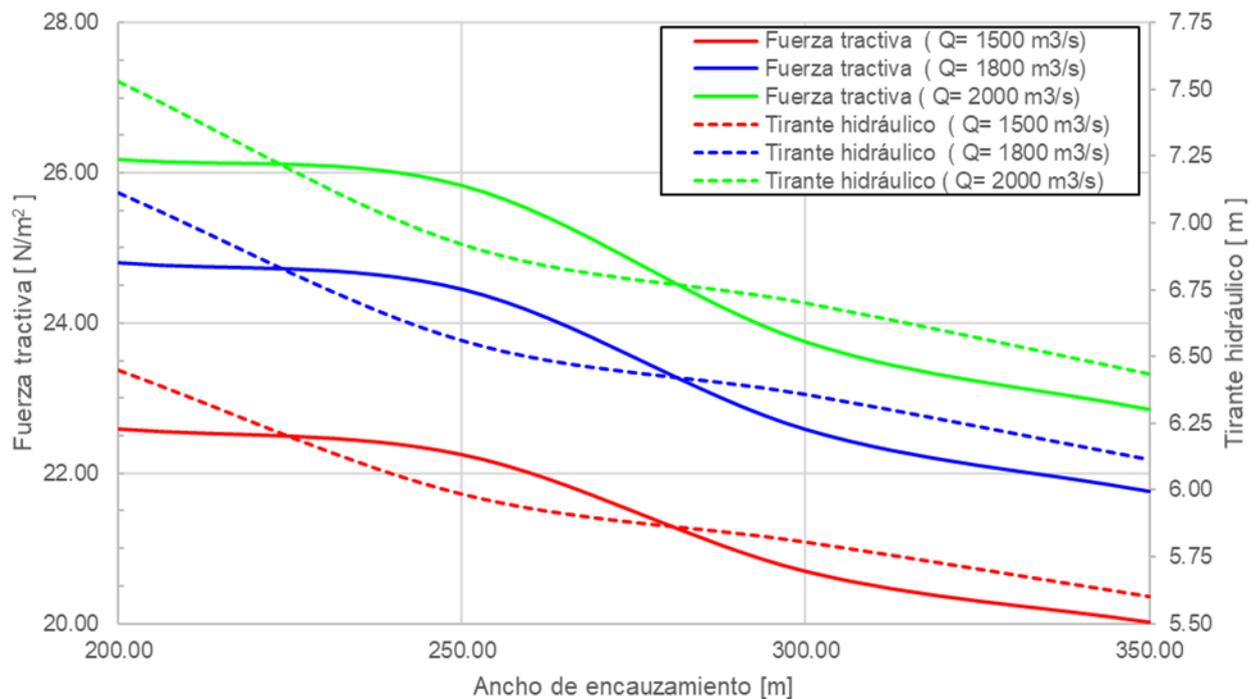


Figura 85 Valores promedio de fuerzas tractivas y tirantes hidráulicos en el cauce principal para diferentes anchos de encauzamiento.

Mientras que en las **figuras 85 y 86** se observa el promedio de las fuerzas tractivas y tirantes que se generan en el cauce principal y llanuras de inundación para diferentes anchos de encauzamiento.

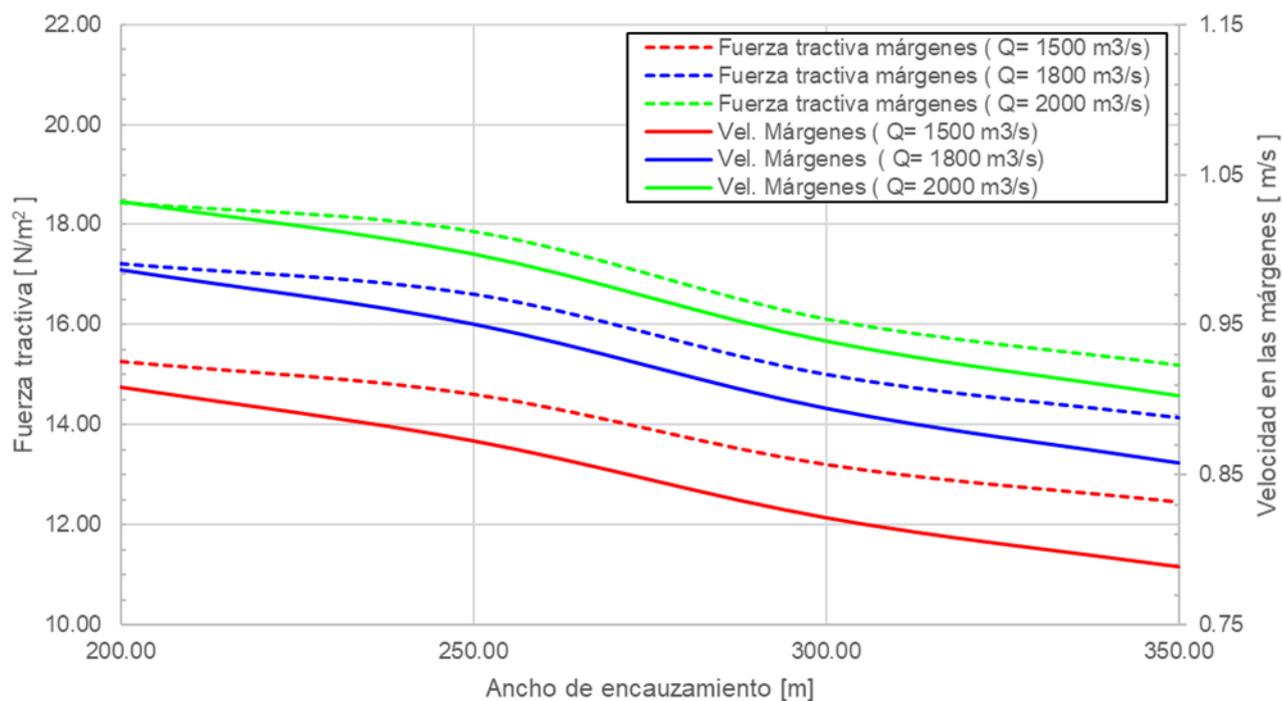


Figura 86 Valores promedio de fuerzas tractivas y tirantes hidráulicos en las llanuras de inundación para diferentes anchos de encauzamiento.

A partir de los resultados obtenidos considerando la renaturalización del río Piura, se puede indicar que con la derivación de un caudal de 1800 m³/s a través de un ancho de encauzamiento de 250 metros se mejoran las condiciones para transporte y descarga de sedimentos hacia el mar. Las condiciones topográficas existentes brindan una mayor pendiente longitudinal además de una menor distancia de recorrido del río, lo que garantiza el funcionamiento de la propuesta.

Según las **figuras 84, 85 y 86**, las velocidades y fuerzas tractivas a lo largo del cauce proyectado poseen un valor promedio de 2.25 m/s y 24.5 N/m² para el cauce principal, mientras que 0.95 m/s y 16.8 N/m² en las llanuras de inundación.

Considerando las características del material del lecho, condiciones de límites estabilidad de Lange-Lecher (1993) e inicio del movimiento de Hjülstrom (1935), se asegura la evacuación de los sedimentos hacia el mar.

De los resultados obtenidos se puede indicar que la alternativa B mejoraría la capacidad de descarga de sedimento hacia el mar, además de ampliar la capacidad hidráulica del tramo encauzado del Bajo Piura en su tramo inferior. Como se aprecia en los resultados para la alternativa B con caudal de TR= 100 años, las condiciones han mejorado aguas abajo de la alcantarilla 1308 donde estaría ubicada la estructura de derivación. Además, se incrementa el valor del borde libre hacia aguas arriba debido a que se genera una curva remanso tipo S2 la cual provoca el descenso de la lámina de agua en una longitud de hasta 12 km, ver **figura 87**.

De los resultados para la alternativa B, se observa que el nivel de sobreelevación de la corona de los diques en ambas márgenes es menor a los valores obtenidos de la alternativa A, se puede indicar que estos valores varían 0.25 a 1.30 metros.

Con respecto al mantenimiento de cauce se puede mencionar que la reducción de la rugosidad de Manning no tiene mucha influencia para caudales grandes como el de 4190 m³/s, ya que solo se logra deprimir la lámina de agua en un valor promedio de 0.15 m.

De los resultados y el análisis realizado se puede indicar que la alternativa B permite resolver el problema de inundaciones en el Bajo Piura, además de mejorar la capacidad de descarga de sedimentos hacia el mar, evitando así la deposición de gran cantidad de sedimentos a lo largo del tramo encauzado y complejo lagunar Ramón – Ñapique.

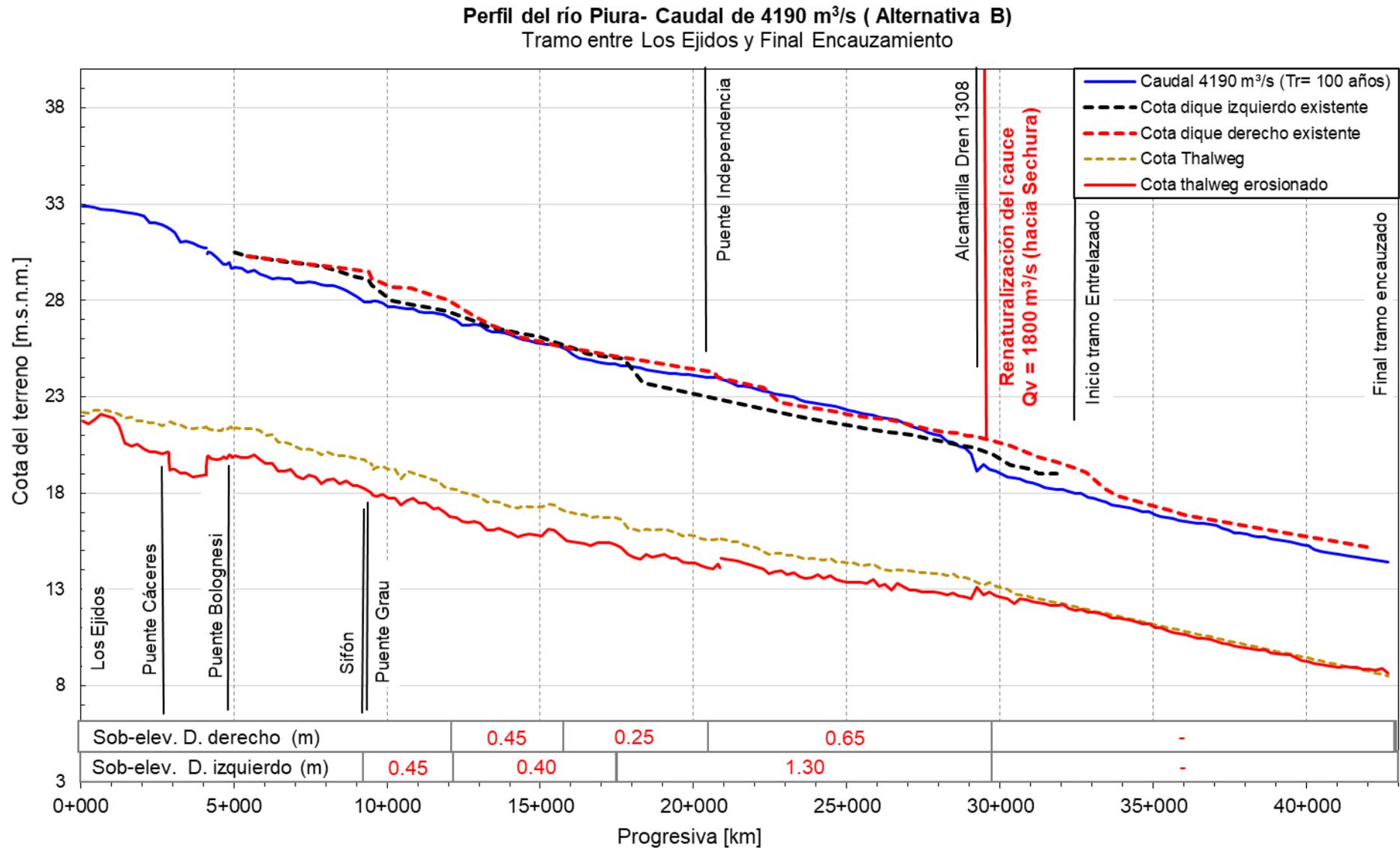


Figura 87 Perfil de flujo del río Piura y sobreelevación de diques– Alternativa B.

Velocidad para $Q=4190 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr= 100$ años) - río Piura - Alternativa B
Tramo entre presa Los Ejidos y puente Sechura.

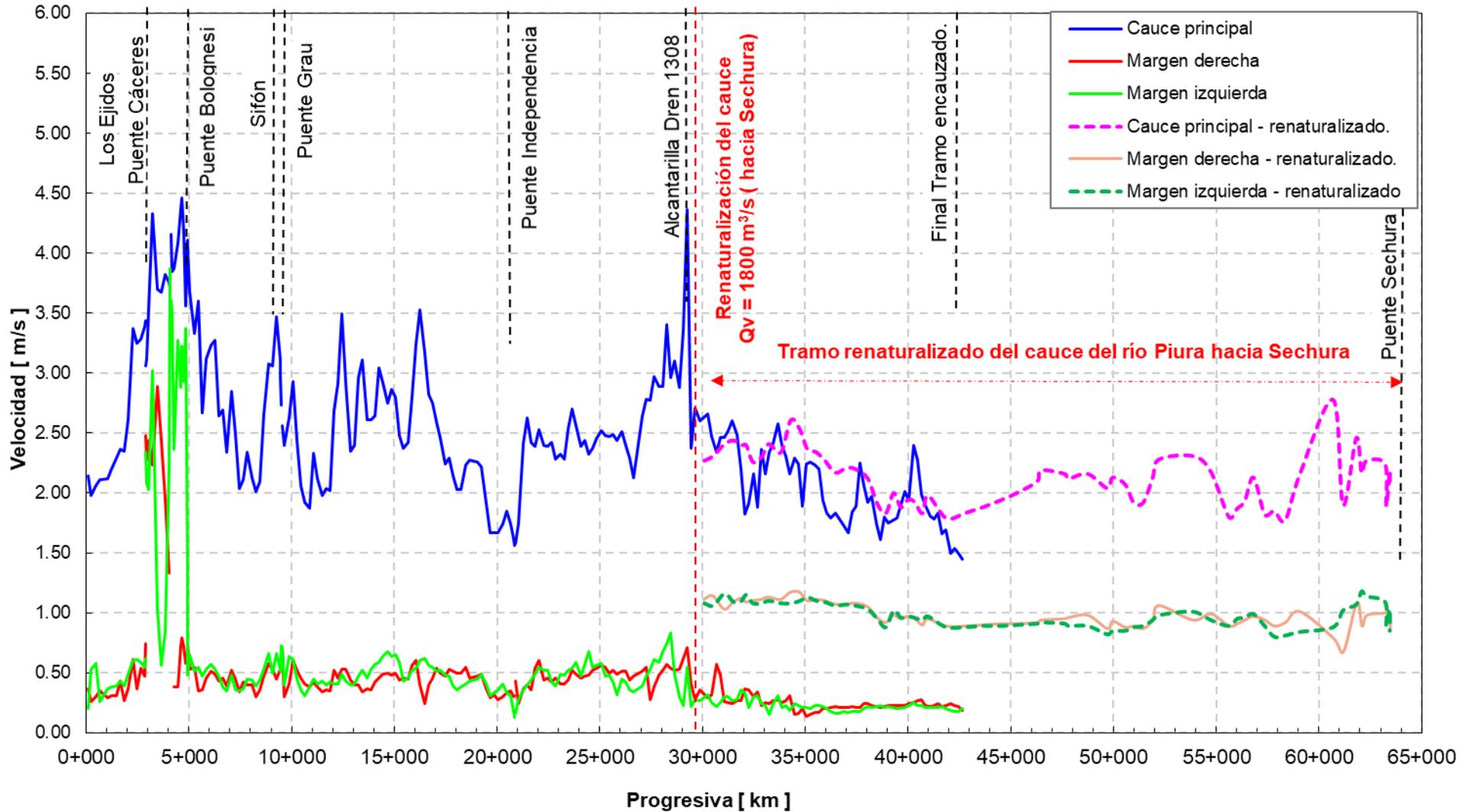


Figura 88 Perfil de velocidades del río Piura – Alternativa B (Caudal derivado $1800 \text{ m}^3/\text{s}$).

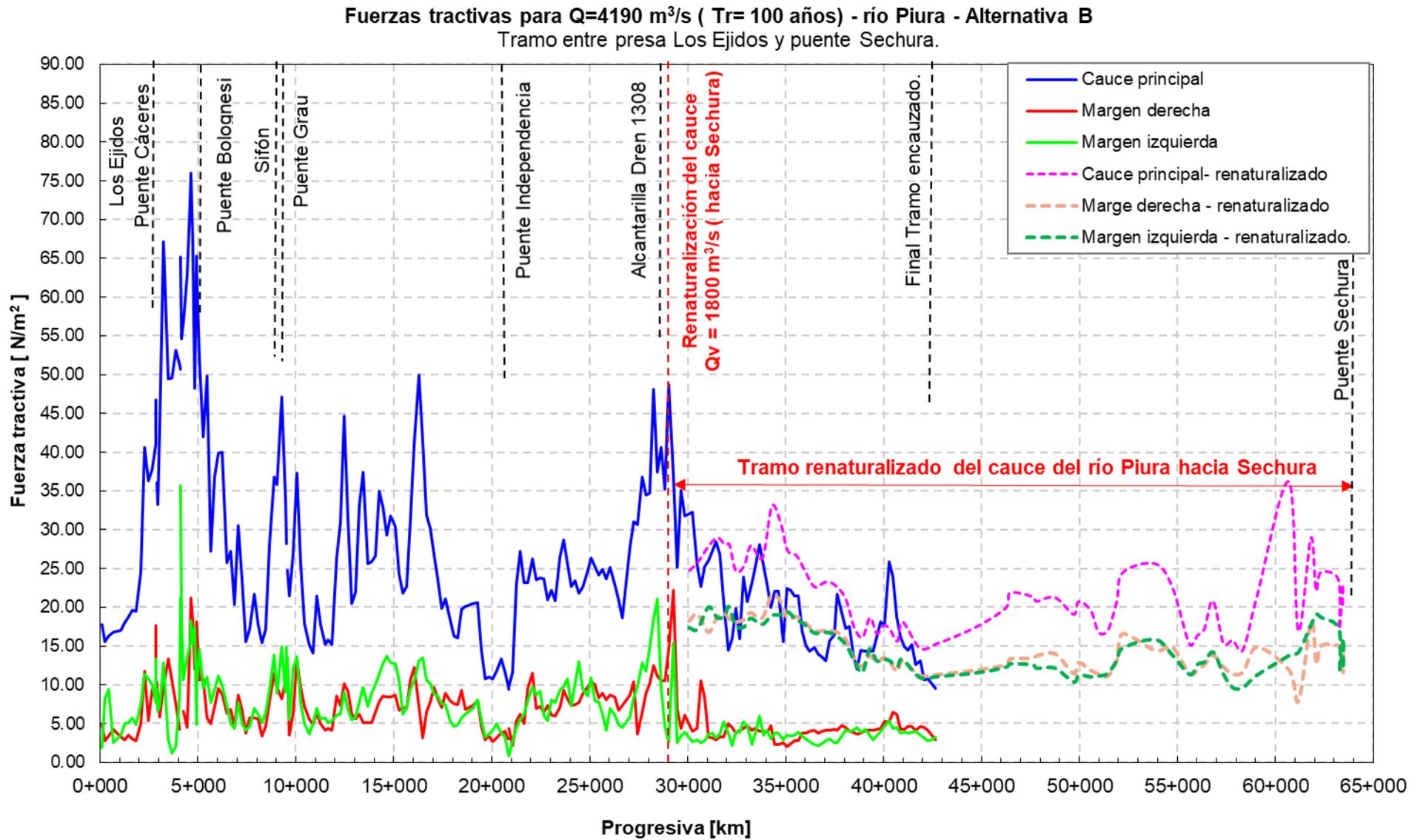


Figura 89 Perfil de fuerzas tractivas del río Piura – Alternativa B (Caudal derivado $1800 \text{ m}^3/\text{s}$).

CAPITULO VI: PROPUESTA DE SOLUCIÓN.

6.1. SOLUCIÓN PROPUESTA.

Después del análisis de las alternativas propuestas en el capítulo anterior, se ha determinado que la alternativa B (renaturalización de la salida al mar por Sechura adicionando mantenimiento de cauce y sobreelevación de la corona de los diques), garantiza la protección ante inundaciones en la ciudad de Piura y las localidades del Bajo Piura para un caudal de 4190 m³/s correspondiente a periodo de retorno de 100 años, así como también brinda las condiciones para el transporte y descarga de sedimentos hacia el mar.

El nuevo cauce proyectado con un ancho de encauzamiento de 250 metros y una altura de diques en ambas márgenes de 5 metros hacia Sechura, posee una mayor pendiente longitudinal además de un menor recorrido para desembocar al Océano Pacífico a través de la Bahía de San Pedro. De los resultados de la simulación hidráulica se ha obtenido que el valor de las velocidades y fuerzas tractivas que se generan a lo largo del cauce principal y llanuras de inundación evitan la deposición y acumulación de material a lo largo del tramo encauzado.

Además del perfil de flujo se observa que a partir de la estructura de derivación se genera una curva remanso tipo S2 hacia aguas arriba, que reduce los niveles de la lámina libre del agua, disminuyendo así la altura de sobreelevación de la corona de los diques en ambas márgenes a lo largo del tramo superior del encauzamiento. Además de que ya no sería necesario sobreelevar la corona de los diques en el tramo inferior del mismo.

Esto permitirá darle un mayor periodo de vida útil a la infraestructura de protección contra inundaciones del Bajo Piura, así como evitar en un futuro la pérdida de vidas humanas y el gasto de cientos de millones de nuevos soles en actividades de descolmatación masiva a lo largo del tramo encauzado del río Piura.

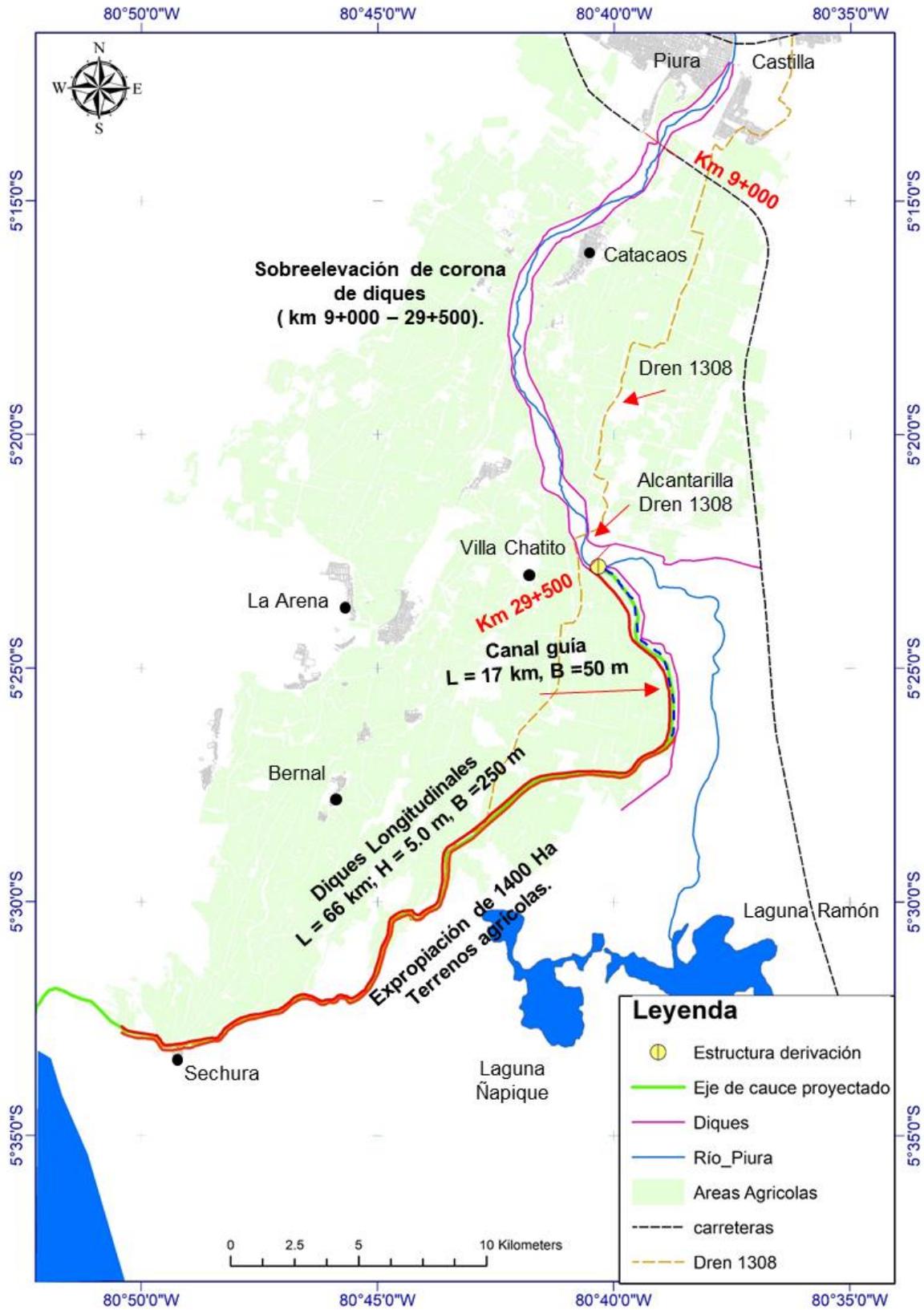


Figura 90 Esquema de solución propuesta.

6.2. ESTIMACIÓN DE PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN DE LA PROPUESTA.

A partir de la solución propuesta en el apartado anterior se ha realizado una estimación del costo que significaría la ejecución de ésta.

La propuesta está constituida por obras longitudinales continuas en ambas márgenes del del cauce proyectado hacia Sechura, el dique izquierdo posee una longitud de 29 km y el dique derecho 37 km. Se ha empleado el diseño de la sección típica de los diques del estudio de “Rehabilitación del dique derecho del río Piura – Bajo Piura km 0+000 al km 38+500”, elaborado por el Gobierno Regional de Piura en el año 2018, en la cual se plantean diques con rellenos compactados de material común (limo- arenoso), protegidos con una pantalla impermeable de 3.0 m de ancho (arcillas). Se proyecta un ancho de coronación de 4.00 m con una capa de rodadura afirmada de 0.25 m de altura, el talud de la cara húmeda es de 1: 2.5 (H: V) y el talud de la cara seca es de 1: 2 (H: V).

Se ha determinado un total de 1400 Ha de expropiación de terrenos agrícolas a lo largo del cauce proyectado, además de la excavación de un canal guía a lo largo de los primeros 17 kilómetros de encauzamiento y la sobrelevación de la corona de los diques del sistema contra inundaciones del Bajo Piura (progresiva 9+000 a 29+500).

A partir del análisis de costos unitarios realizado en el estudio del GORE Piura (2018), se han estimado un presupuesto de ejecución de la propuesta igual a US \$ 86,453,085.48, el cual se detalla en la **tabla 38**.

Tabla 38 Estimación de presupuesto de ejecución.

PROPUESTA PLANTEADA		
Descripción		Total (US \$)
Diques (L = 66.0 km)	US \$ 782 793 /km	51,664,334.41
Expropiación de terrenos agrícolas (1 400 Ha)	US \$ 17 500 /Ha	24,500,000.00
Canal guía (b= 50 m. H = 2.5 m) - L= 17 km	US \$ 172 140 /km	2,926,428.57
Sobrelevación de diques km (9+000 a 29+500)		7,362,322.50
Costo		86,453,085.48

CAPITULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

7.1. CONCLUSIONES

- A través del modelo numérico unidimensional y bidimensional HEC-RAS 5.0.6, se ha representado satisfactoriamente el comportamiento hidráulico del río Piura en el evento del 27 de marzo del 2017, con un caudal máximo instantáneo de 3468 m³/s. Los niveles de lámina libre del agua y las áreas de inundación obtenidos a partir del modelo matemático son muy similares a los generados durante la avenida, por lo que se puede señalar que la modelación numérica es una herramienta muy potente y eficiente en el análisis de sistemas fluviales.
- En base al análisis de los resultados de la modelación hidráulica del evento del 27 de marzo del 2017 se concluye lo siguiente:
 - La reducción del área hidráulica en el tramo urbano genera un remanso que provoca el incremento del nivel de la lámina libre del agua hacia aguas arriba del puente Cáceres en donde se alcanzan tirantes promedio de 11.20 m, y una velocidad de 2 m/s mientras que en el tramo urbano la velocidad máxima es de 4.5 m/s y el tirante promedio de 9.90 m.
 - El flujo a lo largo del tramo de estudio es gradualmente variado, sin embargo, es necesario indicar que los estrechamientos generados en el sector de puente Grau, puente Independencia y alcantarilla del dren 1308 generan una perturbación en el flujo, que desvían significativamente los valores medios de las velocidades y tirantes hidráulicos.
 - El tirante promedio a lo largo del tramo entre puente Bolognesi y puente Independencia es de 8.70 m, y la velocidad varía entre 0.8 y 2.7 m/s, mientras que aguas abajo de puente Independencia hasta el fin del tramo encauzado el tirante hidráulico varía entre 4.2 y 7.30 m y las velocidades van desde 0.3 a 1.8 m/s.
- La modelación de transporte de sedimentos en régimen cuasi-transitorio de HEC-RAS 5.0.6. permitió aproximarnos al comportamiento real del río Piura en el evento del 27 de marzo del 2017, logrando representar la erosión general a lo largo del tramo de estudio además de obtener tendencias similares entre la topografía simulada y la observada tras el evento.

- A partir de modelación hidráulica y análisis morfológico del río Piura se puede concluir que la inundación de la Ciudad de Piura y el colapso del sistema contra inundaciones del Bajo Piura ocurridas el día 27 de marzo del 2017 se debió principalmente por el fenómeno de agradación del cauce y llanuras de inundación a lo largo del tramo encauzado, además de incremento de la rugosidad de Manning por la densa y extensa vegetación y al estado deteriorado de las estructuras de protección de pie de talud y espigones de enrocado.
- Con el modelo calibrado se representó el comportamiento hidráulico del río Piura para caudales con periodos de retorno de 10, 25, 50 y 100 años, del análisis de los resultados considerando lecho móvil se concluyó lo siguiente:
 - Para el caudal de $1870 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondiente al periodo de retorno de 10 años, el flujo en todo el tramo de análisis es gradualmente variado. A lo largo del tramo urbano se desarrolla un tirante promedio de 8.30 m y una velocidad máxima de 2.8 m/s, aguas abajo de éste hasta puente Independencia el valor promedio del tirante es de 7.7 m y una velocidad de 1.7 m/s, mientras que en el tramo inferior las velocidades y tirantes se reducen a un promedio de 1.10 m/s y 6.2 m.
 - Para el caudal de $2775 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondiente al periodo de retorno de 25 años, la velocidad máxima en el tramo urbano alcanza un valor de 3.5 m/s y un tirante hidráulico de 10.7 m, aguas abajo hasta puente independencia las velocidades se reducen a un valor promedio de 1.6 m/s, mientras que en el tramo final del encauzamiento el tirante hidráulico promedio en el cauce principal es de 7.1 m con una velocidad media de 1.0 m/s.
 - Para el caudal de $3475 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondiente al periodo de retorno de 50 años se genera un remanso aguas arriba del tramo urbano, el valor promedio de la velocidad a lo largo del tramo es de 2.1 m/s, mientras que aguas abajo del puente Cáceres la velocidad se incrementa a 3.90 m/s con un tirante hidráulico promedio de 11.70 m. En el sector aguas abajo del puente Bolognesi hasta puente Independencia la velocidad media es de aproximadamente 1.70 m/s mientras que la velocidad máxima es de 3.3 m/s, en el tramo inferior hasta el fin del tramo encauzado la velocidad media se reduce a 1.1 m/s con un tirante promedio del cauce principal de 7.6 m.

- Para el caudal de $4190 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondiente al periodo de retorno de 100 años las condiciones de flujo a lo largo de todo el tramo corresponden a un flujo gradualmente variado, se observa que el tirante hidráulico aguas arriba del tramo encauzado alcanza un valor promedio de 12.10 metros y una velocidad máxima de 4.4 m/s. Aguas abajo del puente Bolognesi hasta puente independencia los tirantes varían entre 9.4 y 10.5 m, con una velocidad media de 1.8 m/s mientras que en tramo inferior los valores medios de velocidad y tirantes hidráulicos se reducen a 1.1 m/s y 8.0 m.
- Para la evaluación de la capacidad hidráulica del río Piura se han considerado los mismos tramos del estudio de rehabilitación y reconstrucción sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura realizado en el año 2001. Del análisis de los resultados de la simulación hidráulica en régimen cuasi-transitorio se concluyó lo siguiente:
 - La capacidad hidráulica del río Piura entre el puente Cáceres y puente Bolognesi es igual a $4050 \text{ m}^3/\text{s}$, aguas abajo entre puente Bolognesi y puente Grau la capacidad hidráulica es mayor a $4190 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que desde puente Grau hasta el dique fusible en Narihualá (progresiva km 17+731) la capacidad de descarga es de $4000 \text{ m}^3/\text{s}$, además aguas abajo del dique fusible Narihualá hasta el final del tramo encauzado la capacidad se reduce a $2770 \text{ m}^3/\text{s}$. Los valores antes señalados corresponden a una situación de erosión máxima y sin considerar borde libre.
- En el tramo comprendido entre la presa Los Ejidos hasta aproximadamente la alcantarilla del dren 1308 (progresiva km 29+300) predomina el proceso de erosión. Sin embargo, en algunas zonas a lo largo de las llanuras de inundación se genera sedimentación o proceso de agradación. Aguas abajo de la alcantarilla del dren 1308 hacia el complejo lagunar Ramón-Ñapique el cauce aumenta su ancho y reduce su pendiente longitudinal dando lugar a la deposición de gran cantidad de sedimentos, lo que en el futuro provocara una sobreelevación del nivel del fondo del cauce y llanuras de inundación, además de la influencia en las condiciones hidráulicas del tramo encauzado.

- Como conclusión final, podemos señalar que la propuesta planteada aumenta la capacidad hidráulica del río Piura, reduciendo los niveles de riesgo y vulnerabilidad frente a inundaciones en el Bajo Piura, además de resolver el problema de deposición y acumulación de sedimentos a lo largo del tramo inferior, por lo siguiente:
 - La salida al mar del río Piura por Sechura a través del cauce proyectado posee una pendiente promedio de 0.032 %, valor superior a la pendiente actual del río desde el punto de derivación hasta su desembocadura en el estuario Virrila que es igual a 0.014 %.
 - En base al criterio de estabilidad de Lange-Lecher (1993) e inicio del movimiento de Hjulstrom (1935), las velocidades y fuerzas tractivas que se desarrollan a lo largo cauce aseguran la evacuación de sedimentos hacia el mar, evitando así la deposición de material a lo largo del tramo inferior de sistema de protección contra inundaciones del Bajo Piura y complejo Lagunar Ramón Ñapique.
 - La renaturalización de la salida al mar del río por Sechura asociado con el mantenimiento del cauce mejora la capacidad hidráulica del tramo encauzado en su tramo inferior, además reducir los niveles de sobreelevación de la corona de los diques aguas arriba de la estructura de derivación para un caudal de 4190 m³/s (periodo de retorno de 100 años).

7.2. RECOMENDACIONES

- Analizar con estudios a nivel de detalle la propuesta de renaturalización de la salida al mar del río Piura por Sechura, así como evaluar el caudal máximo a derivar con el fin de evitar daños a la población de Sechura y a la propiedad privada. Se recomienda realizar un estudio de impacto ambiental a fin de evaluar los efectos que se pueden generar en el área de conservación regional ubicada en el complejo lagunar Ramón-Ñapique, así como los potenciales impactos que se podrían desarrollar en los manglares de San Pedro y la Bahía de Sechura.
- Implementar la medición de sedimentos en suspensión en las diferentes estaciones hidrométricas a lo largo de la cuenca del río Piura con el fin de analizar el régimen de transporte de sedimentos además de los procesos de agradación y degradación en el cauce.
- Se recomienda realizar un mantenimiento periódico al cauce y llanuras de inundación en el tramo encauzado del río Piura, con el fin de mantener los valores de diseño del coeficiente de rugosidad de Manning, además de evitar la pérdida de la capacidad hidráulica por excesiva vegetación riparia.
- Realizar el mantenimiento y reforzamiento de la infraestructura de protección contra inundaciones del Bajo Piura, además de proteger con espigones y enrocados de pie de talud los tramos críticos a lo largo del tramo encauzado.
- Las alternativas planteadas son propuestas que buscan reducir la vulnerabilidad física ante inundaciones de la ciudad de Piura y de las localidades del Bajo Piura, sin embargo, se recomienda realizar un estudio integral para el control de inundaciones en toda la cuenca, proyectando estructuras de regulación de caudales en la parte alta las cuales permitan laminar los caudales máximos generados en eventos extraordinarios como el fenómeno El Niño.

Yoel Esleiter Córdova Elera.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- Agro rural. (2017). *Descolmatación del cauce del río Piura, desde el Sector Cordillera hasta el puente Independencia - tramo III*. Piura.: Ministerio de Agricultura y Riego.
- Alvarado, A. C., & Ettmer, B. (2008). Agradación y degradación del río Piura - realineamiento del cauce principal inferior, fenómeno El Niño, Perú. *Ingeniería hidráulica en México*, 5-28.
- ANA. (2015). *Proyecto de Modernización de la Gestión de los Recursos Hídricos-PMGRH*. Piura.: Autoridad Nacional del Agua.
- ANA. (2019). *Delimitación de fajas marginales del río Piura Sector La Joya-Balcones*. Piura.
- Basile, P. A. (2000). *Modelo Matemático hidro-morfo-sedimentológico para ríos con lechos constituidos por granulometría extendida*. XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica.
- Basile, P. A. (2018). *Transporte de sedimentos y morfodinámica de ríos aluviales*. Rosario: Universidad Nacional de Rosario.
- Bladé, E., Cea, L., & Corestein, G. (2014). Modelación numérica de inundaciones fluviales. *Ingeniería del agua*, 71-82. doi:<https://doi.org/10.4995/ia.2014.3144>
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vásquez Cerdón, E., . . . Coll, A. (2014). Iber: herramienta de simulación numérica de flujo en ríos. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería.*, 1-10.
- Brownlie, J. S. (1981). Prediction of flow depth and sediment discharge in open channels. Report KH-R- 43A,. *Lab. Hydraul. and Water Resour., Calif. Inst. of Technol.*, 232 p.
- Bruk, S. (1983). *Informe de la Estadia en Piura*. Instituto de Recursos Hídricos " Jaroslav Cerni", Belgrado.
- Castillo Z, P. (2019). *Propuesta para reducir la vulnerabilidad física a inundaciones por avenidas extremas en el Bajo Piura-Perú. [Tesis fin de Máster]*. Piura.: Eadic - Escuela Técnica.
- Class-Salzgitter. (2001). *Estudio definitivo para la reconstrucción y rehabilitación del sistema de defensas contra inundaciones en el Bajo Piura y modelo matemático para prognosis*

- de avenidas en tiempo real en la cuenca del río Piura. Piura, Perú.* DEPECHP-Banco Mundial.
- CONIDA. (2017). *Productos desarrollados inundaciones Perú 2017*. Lima.: Agencia Espacial del Perú. Recuperado el 5 de febrero de 2020, de <https://geocatalogo.jimdofree.com/descargas-2/productos/>
- COPERNICUS. (2017). *EMSR199: Inundaciones en Perú*. Piura.: Copernicus Europe's eyes on Earth-European Union. Recuperado el 5 de febrero de 2020, de <https://emergency.copernicus.eu/mapping/list-of-components/EMSR199>
- Córdova, E. Y., & Castillo, Z. P. (2017). *Modelación hidraulica bidimensional del rio Piura sector La Huaquilla*. Lambayeque.: VIII Congreso Latinoamericano y del Caribe de estudiantes de ingeniería Agrícola y VIII Congreso Nacional de Estudiantes de Ingeniería Agrícola.
- Diario El comercio. (2017). *Así luce el Bajo Piura luego de dos desbordes del río*. Piura: Grupo El Comercio.
- Eguiguren, E. V. (1984). *Levantamiento del lecho del rio Piura*. Lima: Sociedad Geografica de Lima.
- Einstein, H. A. (1950). *The Bed Load Funtion for Sediment Transportation in Open Channel Flows*. Technical Bulletin 1026, USDA, Soil Conservation Service.
- Engelund , F., & Hansen, E. (1967). *A monograph on sediment transport in alluvial streams.*[*Technical University of Denmark*]. Copenhagen V, Denmark: TEKNISK FORLAG.
- Erasmio, A., Battikk, M., Castillo, C., Mendoza, A., Poveda, J., & Vásquez, E. (2015). Métodos numéricos para la prediccion de inundaciones. *Revista de iniciación Cientifica [Journal of Undergraduate Research]*, 28-33.
- Fernández Bono, J. F., Ortiz Andrés, E., & Domínguez Sánchez, C. (1996). *Hidraulica Fluvial: Procesos de la mecánica del flujo bifase agua-sediemntos en cauces naturales*. Valencia: Universidad Politecnica de Valencia.
- Garbrecht, G. (1983). *Informe preliminar resumido de las propuestas y recomendaciones sobre las medidas de proteccion contra máximas avenidas en el río Piura*. Piura.

- García, F. M., & Maza, Á. J. (1996). *Manual de Ingeniería de ríos. [Capítulo 7- Origen y propiedades de los sedimentos]*. Mexico: Universidad Nacional Autónoma de Mexico.
- González, D. T., & García, D. J. (2001). *Restauración de ríos y riberas*. Madrid: Mundi-Prensa Libros, s.a.
- GOPE PIURA. (2018). *Rehabilitación del dique derecho del río Piura – Bajo Piura km 0+000 al km 38+500*. Piura.: Gobierno Regional de Piura.
- Gracia, S. J., & Maza, Á. J. (1996). *Mnual de Ingeniería de ríos [Capítulo 11 -Morfología de ríos]*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Hjulstrom, F. (1935). *The morphological activity of rivers as illustrated by river Fyris*. Bulletin of Geological Institute.
- Lange, G., & Lecher, K. (1993). *Gewässerreglung-Gewässerpflege. Naturnaher Ausbau und Unterhaltung*. Parey, Berlin, Hamburg.: Naturnaher Ausbau und Unterhaltung.
- Leopold, L. B., & Wolman, M. G. (1957). *Patrones de canales fluviales: trezado, serpenteante y recto. [River channel Patterns: Braided, Meanderring and Straight]*. Washington: United states Government Printing Office.
- Martín, V. J. (2001). *Ingeniería de ríos*. Barcelona: Universidad Politecnica de Catalunya.
- Martínez, M. E. (2001). *Hidráulica fluvial: Principios y Práctica*. Madrid: Bellisco.
- Maza, A. J., & García, F. M. (1996). *Manual de Ingeniería de ríos. [Capítulo 10- Transporte de sedimentos]*. México: Universidad Nacional Autonoma de México.
- Maza, Á. J., Camargo, H. J., & Franco, V. (1996). *Manual de diseño de obras civiles. [Hidraulica fluvial]*. México: Instituto de Ingeniería- UNAM.
- Maza, S. J. (2019). *Análisis del comportamiento hidráulico del río Piura, en el tramo Los Ejidos – Puente Independencia*. Piura.: Universidad de Piura.
- Meyer-Peter, E., & Müller, R. (1948). Formulas for Bed load Transport. *Proc. 2do Congress IAHR.*, 39-64.
- Minagri. (2017). *Prevención en el río Piura 2017*. Lima.: Ministerio de Agricultura y Riego.
- Molnar, P. (2011). *Calibration - Watershed Modelling*. Zürich: Institute of Environmental Engineering.

- Morón, O., Velazco, F., & Beltran, L. (2013). *Características hidrográficas y sedimentológicas de la bahía de Sechura*. Callao, Perú.: Instituto del mar del Perú.
- Organización Panamericana de la Salud. (2018). *Fenómeno El Niño Región Piura, Perú. Acciones, resultados y lecciones aprendidas*. OPS, Lima. Obtenido de <http://iris.paho.org>.
- PECHP. (2017). *Reporte de caudales del río Piura*. Proyecto Especial Chira Piura.
- Pezet, C. T. (2019). *Evaluación de la evolución geomorfológica mediante modelación hidráulica y sedimentológica del torrente de San Miguel, Mallorca (Islas Baleares)*. [Tesis Fin de Máster]. Valencia.: Universidad Politecnica de Valencia.
- PNUD. (2001). *Estudio para el Tratamiento Integral del Río Piura*. Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo., Piura. Recuperado el 15 de Marzo de 2020, de <http://siar.regionpiura.gob.pe/>
- Rocha, F. A. (1998). *Introducción a la hidráulica fluvial*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Schroeder, S. (2018). *El fenómeno del Niño Costero 2017 (FEN) en la ciudad de Piura y en su vida urbana*. Ecuador: FLACSO.
- Servicio Geológico Checo. (2010). *Evaluación de las condiciones geomorfológicas e hidrogeológicas de las Cuencas bajas del Río Piura y Río Chira para mitigar factores ambientales que restringen el desarrollo social y económico de las regiones: reporte final*. Praha.: Servicio Geológico Checo. Recuperado el 6 de Febrero de 2020, de <http://repositorio.ana.gob.pe/handle/ANA/33>
- Simons, D. B., & Richardson, E. V. (1961). Forms of Bed Roughness in Alluvial Channels. [Journal of the Hydraulic Division]. ASCE, 87-105.
- USACE. (2016a). *River Analysis system :2D Modeling User's Manual*. Davis: US Army Corps of Engineers [Institute for Water Resources].
- USACE. (2016b). *HEC-RAS River Analysis System [Hydraulic Reference Manual]*. Davis: U.S Army Corp of Engineers.
- Van Rijn, L. C. (1984). Sediment Transport, Part III: Bed Forms and Alluvial Roughness. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110 (12), 1733-1754.

Van Tuu, N. (1983). *Informe de consultoria - Sistema de protección contra las inundaciones*. BUREAU CENTRAL D'ETUDES POUR LES ÉQUIPEMENT D'OUTRE -MER, Piura.

Ven Te Chow. (2004). *Hidraulica de Canales abiertos*. Colombia: Nemos S.A.

Zech, Y. (2016). *Hydraulique Fluviale; [fluvialAdaptation morphologique à un rétrécissement local]*. Louvain: Université Catholique de Louvain.