

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERIA AGRÍCOLA



**“MODELAMIENTO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DEL RIO RÍMAC
EN EL SECTOR HUACHIPA, TRAMO KM. 27+450 AL KM. 28+525.”**

Presentado por:

ENZO PABLO HURTADO MENA

Tesis para optar el título de
INGENIERO AGRICOLA

Lima - Perú

2017

A LA MEMORIA DE MI ABUELITO PABLO, QUE
ME GUÍA DESDE EL CIELO Y QUE EN PAZ DESCANSE.

A MIS QUERIDOS PADRES FAMILIARES Y
AMIGOS.

AGRADECIMIENTOS

Quisiera expresar mis más sinceros agradecimientos a mi alma mater, Universidad Nacional Agraria La Molina y a la Facultad de Ingeniería Agrícola, que me formó académicamente con sus dedicados docentes, de los cuales guardo grandes enseñanzas.

A mi asesor, Ricardo Apaella Nalvarte, por su valiosa amistad, por brindarme sus valiosos comentarios, sugerencias y apoyo de manera desinteresada en la realización del presente trabajo.

A mi padre Jorge Hurtado Marengo y en especial a mi madre Rosa Mena Roalcaba, por su apoyo en todo momento, por sus consejos, valores y paciencia que me han permitido ser quien soy, al igual su amor incondicional.

A mis amigos quienes siempre me brindaron su apoyo y consejos durante la elaboración del presente trabajo: Max Gutiérrez y Niel Rivas.

A la Ing. Elizabeth León Chinchay, por su apoyo incondicional durante la elaboración del presente trabajo.

Al Ing. Manuel Contreras Canchan y a los integrantes de “*CIDHMA Ingenieros*”, por su guía y asesoría para la culminación de este trabajo.

A mis amistades: Kevin Paz, Nancy Gamboa, Pepe Chávez, Romulo Ayala, Giancarlo Yanapa, y Fabio Huayaney quienes siempre me apoyaron y se acordaron de mí.

ÍNDICE

RESUMEN	i
ABSTRACT	ii
I. INTRODUCCIÓN	1
II. REVISION DE LITERATURA	4
2.1. DETERMINACION DE MAXIMAS AVENIDAS	4
2.1.1. Máximas Avenidas	4
2.1.2. Caudal Máximo Instantáneo.....	5
2.2. ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y BONDAD DE AJUSTE	6
2.2.1. Periodo de Retorno	6
2.2.2. Análisis de Frecuencia de Avenidas.....	9
2.2.3. Distribuciones de Probabilidades Usadas en Hidrología	9
2.2.4. Pruebas de Bondad de Ajuste	10
2.3. HIDROGRAMA DE AVENIDA	11
2.3.1. Hidrograma Unitario	11
2.3.2. Hidrogramas Unitario Sintético	12
2.3.3. Tránsito de Ondas de Flujo	15
2.4. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO	18
2.4.1. Clasificación según el Tipo de Flujo.....	18
2.4.2. Clasificación según el Comportamiento de Flujo	18
2.4.3. Clasificación Dimensional de Flujo	18
2.5. FAJAS MARGINALES	19
2.6. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	20
2.6.1. Método de Cowan	21
2.7. MODELO DIGITAL DE TERRENO (MDT)	23
2.8. MODELO DE ELEVACIÓN DIGITAL (DEM)	23
2.9. MODELACIÓN MATEMÁTICA	23
2.9.1. Modelos Unidimensionales	23
2.9.2. Modelos Bidimensionales	23
2.9.3. Mallas de cálculo.....	24
2.10. MODELO HIDRÁULICO IBER	24
2.10.1. Módulos de cálculo	25
2.10.2. Estructura del programa	25

2.10.3.	Ecuaciones Hidrodinámicas en el Modelo IBER.....	26
2.10.4.	Condiciones de Contorno Hidrodinámicas	28
2.10.5.	Condiciones de Contorno Internas	32
2.10.6.	Esquemas Numéricos	33
2.11.	MODELO HIDRÁULICO HEC-RAS 2D.....	36
2.11.1.	Capacidades y Ventajas.....	36
2.11.2.	Limitaciones Actuales	37
2.11.3.	Ecuaciones Hidráulicas en el modelo HEC-RAS 2D.....	37
2.11.4.	Esquemas Numéricos	44
2.11.5.	Paso de Tiempo Computacional.....	45
2.11.6.	Información Requerida por el Modelo	47
2.11.7.	Interfaz RAS Mapper	47
III.	MATERIALES Y MÉTODOS.....	49
3.1.	ZONA DE ESTUDIO.....	49
3.1.1.	Cuenca del Rio Rímac	49
3.1.2.	Descripción del Tramo de Estudio	50
3.1.3.	Estructuras Existentes	54
3.2.	MATERIALES Y EQUIPOS	56
3.2.1.	Topografía de la Zona	56
3.2.2.	Imagen espacial de la Zona	57
3.2.3.	Información Hídrica	57
3.2.4.	Estudios de coeficientes de uso de suelos	58
3.2.5.	Equipos.....	58
3.3.	METODOLOGÍA DE TRABAJO	58
3.3.1.	Determinación de Caudales Máximos.....	58
3.3.2.	Análisis de Máximas Avenidas	63
3.3.3.	Hidrograma de Avenida	65
3.3.4.	Calibración del modelo	80
3.3.5.	Mapa de Uso de Suelo.....	82
3.3.6.	Generación de la Geometría del Terreno	86
3.3.7.	Modelación Hidráulica	88
IV.	RESULTADOS Y DISCUSION	104
4.1.	DESCARGAS MÁXIMAS	104
4.2.	MODELAMIENTO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL	107

4.2.1.	Análisis del Perfil de Río	107
4.2.2.	Resumen de Parámetros Hidráulicos.....	110
4.3.	ÁREAS DE INUNDACIÓN	118
4.3.1.	Determinación de las Áreas de Inundación.....	118
4.3.2.	Comparación de las Áreas de Inundación	118
4.4.	IDENTIFICACIÓN DE ZONAS CRÍTICAS	120
4.4.1.	Zonas Críticas con Tirante Elevado	120
4.4.2.	Zonas Críticas de desborde	125
4.4.3.	Zonas Críticas de Velocidades Máximas	129
4.4.4.	Zonas Críticas con Esfuerzos Cortantes Máximos.....	133
V.	CONCLUSIONES.....	139
VI.	RECOMENDACIONES.....	141
VII.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	142
VIII.	ANEXOS.....	145

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores de período de retorno “T” años	8
Tabla 2. Valores máximos recomendados para riesgo admisible de obras de drenaje.....	8
Tabla 3. Valores críticos “d” para la prueba Kolmogorov – Smirnov	11
Tabla 4. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning (n).....	21
Tabla 5. Valores de Cowan de diversos factores que influyen en el coeficiente “n”.....	22
Tabla 6. Valores para el cálculo de “E” de acuerdo al tipo de régimen de flujo.....	29
Tabla 7. Condiciones de contorno implementadas en los contornos abiertos	32
Tabla 8. Evolución del tipo de modelización y herramientas de HEC-RAS.....	36
Tabla 9. Coeficientes de mezcla transversal de viscosidad de torbellino.....	42
Tabla 10. Información del centro poblado presente en el tramo de estudio.....	55
Tabla 11. Información de la estación hidrométrica Chosica.	59
Tabla 12. Parámetros de cuenca delimitada del río Rímac.....	60
Tabla 13. Caudales máximos y máximos instantáneos durante el periodo de años hidrológicos 1967-2016. Estación hidrométrica Chosica.....	61
Tabla 14. Resumen de prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov.....	64
Tabla 15. Valores tabulares del hidrograma unitario adimensional de la cuenca del río Rímac.....	73
Tabla 16. Datos requeridos de la cuenca delimitada para hidrograma.....	75
Tabla 17. Valores tabulares del hidrograma unitario adimensional, Tr=140 años.....	76
Tabla 18. Variables empleadas en la regresión lineal.	78
Tabla 19. Valores de hidrograma utilizados en el modelo.	79
Tabla 20. Variables de Cowan usadas en el cálculo de la rugosidad en zonas urbanas.....	82
Tabla 21. Valores de coeficientes de rugosidad referenciados.....	83
Tabla 22. Valores de coeficientes de rugosidad utilizados en el modelo.....	84
Tabla 23. Resumen de resultados tabulares del modelo HEC-RAS 2D, Tr=140 años.	110
Tabla 24. Resumen de resultados tabulares del modelo IBER, Tr=140 años.	111
Tabla 25. Comparación de tirantes máximos entre los modelos IBER y HEC-RAS 2D..	112
Tabla 26. Áreas inundables totales generadas entre los modelos utilizados.	119
Tabla 27. Áreas inundables generadas dentro del tramo estable.....	119
Tabla 28. Áreas inundables generadas a lo largo de los márgenes del río.	119
Tabla 29. Ubicación de tramos con tirantes críticos.....	121
Tabla 30. Secciones transversales críticas de desbordes.....	126

Tabla 31. Ubicación de tramos con velocidades críticas.....	130
Tabla 32. Ubicación de tramos con esfuerzos cortantes críticos.....	134
Tabla 33. Descripción de punto GPS de tercer orden, GPS-1A.....	150
Tabla 34. Descripción de punto GPS de tercer orden, GPS-1.....	151
Tabla 35. Descripción de punto de control topográfico, P-1.....	152
Tabla 36. Descripción de punto de control topográfico, P-2.....	153
Tabla 37. Resumen de resultados del análisis de frecuencias con HYDROGNOMON. ..	157
Tabla 38. Valores tabulares del hidrograma para T =100 años - Subcuenca Río Blanco.	159
Tabla 39. Valores tabulares del hidrograma para T =100 años - Subcuenca Alto Rímac.	160
Tabla 40. Valores tabulares del hidrograma para T =100 años - Subcuenca Santa Eulalia.....	161
Tabla 41. Valores tabulares del hidrograma para T =100 años - Quebrada Parac.	162

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Riesgo de al menos una excedencia de evento de diseño durante la vida útil.	7
Figura 2. Hidrograma unitario triangular del S.C.S.	12
Figura 3. Hidrograma unitario adimensional.....	15
Figura 4. Módulos de cálculo en el programa IBER.	25
Figura 5. Estructuras de procesos que maneja IBER.....	26
Figura 6. Ejemplo de malla no estructurada formada por elementos triangulares.	34
Figura 7. Propiedades de las celdas en una malla computacional.	45
Figura 8. Mapa de ubicación de la cuenca del Rímac.	50
Figura 9. Inicio de tramo de determinación del ancho estable-progresiva 0+020.....	51
Figura 10. Vista de la margen derecha del río Rímac.	51
Figura 11. Vista de la margen izquierda del río Rímac.	52
Figura 12. Ubicación geográfica de la zona de estudio. Ate, Lima-Perú.	53
Figura 13. Vista dentro del puente Huachipa, L=25m.	54
Figura 14. Presencia de viviendas en las zonas de las riberas del río Rímac	55
Figura 15. Viviendas y terrenos de cultivo de la asociación de pequeños agricultores “HUASCAR”.	56
Figura 16. Punto de control topográfico GPS-1, al noroeste del puente Huachipa.....	57
Figura 17. Hidrograma de caudales máximos, años hidrológicos 1967-2016.....	59
Figura 18. Cuenca delimitada del río Rímac en función a la estación hidrométrica.	60
Figura 19. Hidrograma de caudales máximos instantáneos durante los años hidrológicos 1967-2016. Estación hidrométrica Chosica.	62
Figura 20. Mapa de unidades hidrográficas en la cuenca del río Rímac.	66
Figura 21. Hidrograma unitario sintético $T_r = 100$ años –Subcuenca Río Blanco.....	67
Figura 22. Hidrograma unitario sintético $T_r = 100$ años –Subcuenca Alto Rímac.	67
Figura 23. Hidrograma unitario sintético $T_r = 100$ años –Subcuenca Río Santa Eulalia....	68
Figura 24. Hidrograma unitario sintético $T_r = 100$ años –Subcuenca Quebrada Parac.	68
Figura 25. Elementos hidrológicos del modelo de la cuenca del río Rímac en HEC-HMS.	69
Figura 26. Parámetros hidráulicos ingresados al modelo, subcuenca Alto Rímac.....	70
Figura 27. Parámetros hidráulicos ingresados al modelo, subcuenca Santa Eulalia.	70
Figura 28. Parámetros hidráulicos ingresados al modelo, subcuenca Río Blanco.	71
Figura 29. Parámetros hidráulicos ingresados al modelo, Quebrada Alto Parac.	71
Figura 30. Especificaciones de control para el modelo.	72
Figura 31. Hidrograma de máximas avenidas en la cuenca del río Rímac ($T_r = 100$ años)..	72

Figura 32. Hidrograma unitario adimensional de la cuenca del río Rímac.	73
Figura 33. Hidrograma unitario adimensional de la cuenca del Rímac, TR =140 años.	77
Figura 34. Caudales promedio mensuales del río Rímac- 1967-2016.....	78
Figura 35. Hidrograma de diseño para TR =140 años.....	80
Figura 36. Sección de calibración del modelo.....	80
Figura 37. Nivel de superficie medido, usado para la calibración del modelo.....	81
Figura 38. Mapa de uso de suelos elaborado.....	85
Figura 39. Conversion de curvas de nivel del terreno del tramo del río a TIN.	86
Figura 40. Conversión del TIN a Raster.....	87
Figura 41. DEM importado dentro de RAS Mapper.	89
Figura 42. Mapa de uso de suelos importado dentro de RAS Mapper.....	90
Figura 43. Asignacion de valores de los coeficientes de rugosidad.	90
Figura 44. Herramientas para generar la geometría 2D.....	91
Figura 45. Configuración de los parámetros para la creación de la malla 2D.....	92
Figura 46. Mallas generadas en HEC-RAS 2D.	92
Figura 47. Líneas de condiciones de borde de entrada y salida de flujo.	93
Figura 48. Asignacion de parámetros hidráulicos para modelación 2D.....	94
Figura 49. Condiciones de entrada de flujo.	95
Figura 50. Condiciones de pendiente de salida de flujo.	95
Figura 51. Ventana de análisis de modelación.	96
Figura 52. Parámetros de tolerancia y ecuaciones de modelación 2D.	97
Figura 53. Superficie del terreno importada a IBER.	98
Figura 54. Mapa de uso de suelos generado en IBER.	99
Figura 55. Ventana de condiciones hidrodinámicas de contorno.	100
Figura 56. Líneas de condiciones de contorno de entrada y salida de flujo en IBER.	100
Figura 57. Mallas no estructuradas generadas en IBER.	101
Figura 58. Mallas no estructuradas con elevaciones generadas en IBER.	102
Figura 59. Ventana de ingreso de datos del problema.....	103
Figura 60. Ventana de información de proceso.	103
Figura 61. Hidrograma de caudales en la progresiva 0+100.	105
Figura 62. Hidrograma de caudales en la progresiva 0+999.43.	106
Figura 63. Perfil hidráulico del tramo de estudio del río Rímac, en HEC-RAS 2D.....	108
Figura 64. Perfil hidráulico del tramo de estudio del río Rímac, en IBER.	108
Figura 65. Elevaciones de agua máximas generadas en HEC-RAS 2D e IBER.	113
Figura 66. Diferencia de elevaciones de agua máximas entre HEC-RAS 2D e IBER.....	114
Figura 67. Perfil de velocidades promedio de secciones, en IBER y HEC-RAS 2D.....	115

Figura 68. Perfil de esfuerzos cortantes promedios de secciones, en IBER y HEC-RAS 2D.	116
Figura 69. Números de Froude promedio de secciones, generado en IBER.....	117
Figura 70. Masas de inundación para un flujo no permanente, con Tr=140 años.....	119
Figura 71. Ubicación de zonas críticas y secciones de tirantes máximos.	122
Figura 72. Tirantes máximos en sección crítica – Progresiva 0+127.44.....	123
Figura 73. Tirantes máximos en sección crítica – Progresiva 0+318.72.....	123
Figura 74. Tirantes máximos en sección crítica – Progresiva 0+360.97.....	124
Figura 75. Tirantes máximos en sección crítica – Progresiva 0+563.76.....	125
Figura 76. Tirantes máximos en sección crítica – Progresiva 0+727.47.....	125
Figura 77. Ubicación de secciones críticas de desbordes.....	127
Figura 78. Sección crítica con presencia de desbordes hacia los márgenes del río Rímac– Progresiva 0+637.34.....	128
Figura 79. Ubicación de zonas críticas de velocidades máximas.....	129
Figura 80. Distribución de velocidades en sección de corte– Progresiva 0+653.60.	130
Figura 81. Distribución de velocidades en sección de corte– Progresiva 0+903.16.....	131
Figura 82. Distribución de velocidades en sección de corte– Progresiva 0+968.04.....	132
Figura 83. Distribución de velocidades en sección de corte– Progresiva 1+043.81.	132
Figura 84. Ubicación de zonas críticas de esfuerzos cortantes máximos.....	133
Figura 85. Distribución de esfuerzos cortantes en sección – Progresiva 0+525.97.	135
Figura 86. Distribución de esfuerzos cortantes en sección – Progresiva 0+642.80.....	135
Figura 87. Distribución de esfuerzos cortantes en sección– Progresiva 0+881.65.	136
Figura 88. Distribución de esfuerzos cortantes en sección – Progresiva 0+966.29.....	137
Figura 89. Distribución de esfuerzos cortantes en sección – Progresiva 1+007.29.....	137
Figura 90. Función de distribución de Pearson III (Puntos de Weibull).	158
Figura 91. Histograma de función de densidad de probabilidad.	158
Figura 92. Sección crítica de desbordes hacia los márgenes del río Rímac, en el sector Huachipa- 0+369.89.....	201
Figura 93. Sección crítica de desbordes hacia los márgenes del río Rímac, en el sector Huachipa- 0+637.34.....	202
Figura 94. Sección crítica de desbordes hacia los márgenes del río Rímac, en el sector Huachipa- 0+779.73.....	203
Figura 95. Sección crítica de desbordes hacia los márgenes del río Rímac, en el sector Huachipa- 0+957.13.....	204
Figura 96. Sección crítica de desbordes hacia los márgenes del río Rímac, en el sector Huachipa- Progresiva 1+034.8.....	205

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1. Registro histórico 1967-2016.Estacion hidrométrica Chosica.	145
ANEXO 2. Datos hidrométricos ordenados por año hidrológico periodo 1967-2016.	147
ANEXO 3. Mapa de levantamiento topográfico	149
ANEXO 4. Puntos GPS monumentados- Tercer Orden.....	150
ANEXO 5. Descripción de puntos de control topográfico.....	152
ANEXO 6. Análisis granulométricos por tamizado ASTM D-422.....	154
ANEXO 7. Valores de parámetros de pronósticos calculados en HYDROGNOMON. ...	155
ANEXO 8. Test de Kolmogorov-Smirnov sobre bondad de ajuste.	157
ANEXO 9. Resumen de resultados del análisis de frecuencia de las descargas máximas instantáneas del río Rímac.....	157
ANEXO 10. Valores tabulares de los hidrogramas de la cuenca del río Rímac.	159
ANEXO 11. Caudales de entrada del hidrograma de avenida tr=140 en HEC-RAS 2D..	163
ANEXO 12. Caudales de entrada del hidrograma de avenida para tr=140 en IBER.	164
ANEXO 13. Caudales de salida del hidrograma de avenida tr=140 en HEC-RAS 2D. ...	171
ANEXO 14. Caudales de salida del hidrograma de avenida para tr=140 en IBER.	175
ANEXO 15. Perfil hidráulico del río Rímac, sector Huachipa en HEC-RAS 2D.....	179
ANEXO 16. Perfil hidráulico del río Rímac, sector Huachipa en IBER.	180
ANEXO 17. Mapa de comparación de áreas de inundación en secciones transversales. .	181
ANEXO 18. Secciones transversales generadas en HEC-RAS 2D.....	182
ANEXO 19. Secciones transversales generadas en IBER.....	188
ANEXO 20. Mapa de áreas de inundación generadas en HEC-RAS 2D.....	194
ANEXO 21. Mapa de áreas de inundación generadas en IBER.....	195
ANEXO22. Mapa de velocidades máximas generadas en HEC-RAS 2D.	196
ANEXO 23. Mapa de velocidades máximas generadas con IBER.	197
ANEXO 24. Mapa de esfuerzos cortantes máximos generados en HEC-RAS 2D.....	197
ANEXO 25. Mapa de esfuerzos cortantes generados en IBER.....	198
ANEXO 26. Mapa de número de Froude generado en IBER.	199
ANEXO 27. Secciones críticas de desborde del río Rímac, en el sector Huachipa.	200
ANEXO 28. Fotografías en el tramo de estudio del río Rímac.....	206

RESUMEN

El presente estudio se enmarca en el tramo del sector de Huachipa (km. 27+450 al km. 28+525 del río Rímac) ubicándose aguas abajo del puente de la Av. Las Torres en el distrito de Ate, en el cual se llevó a cabo el modelamiento hidráulico bidimensional. Empleándose la información hidrométrica de la estación de Chosica del periodo de 1967-2016, la topografía detallada de la zona y el mapa de uso de suelos con sus coeficientes respectivos.

Para ello se realizó el análisis de parámetros morfológicos e hidrológicos de la cuenca del río Rímac, generándose el caudal de avenida para un periodo de retorno de 140 años con $271.2 \text{ m}^3/\text{s}$ según lo descrito en el «*Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje*» del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, considerando un riesgo admisible de 25% y una vida útil de 45 años para obras de puentes y defensas ribereñas, cuyo tiempo pico es de 4:08 horas. A partir de dichos datos se elaboró el hidrograma unitario adimensional dentro del contexto de la cuenca hidrográfica del río Rímac, para un tiempo de duración total del evento de 11:25 horas y considerándose un caudal base de $26.5 \text{ m}^3/\text{s}$ en función al caudal promedio anual del periodo estiaje en años hidrológicos de dicha cuenca.

Mediante el uso de los modelos matemáticos bidimensionales de HEC-RAS e IBER, en conjunto con las herramientas del sistema de información geográfica (SIG), se determinó las áreas vulnerables a ser inundables, siendo el margen izquierdo por donde ocurre los desbordes más pronunciados a partir de la progresiva 0+637.34, afectando al centro poblado “Asociación Huáscar” en 0.75 ha. calculadas con IBER y 2 ha. en HEC-RAS; además de comparar los parámetros hidráulicos generados en ambos modelos para cada sección.

Concluyendo que los modelos bidimensionales se adecuan a las condiciones del tramo de estudio, manteniendo resultados y una misma tendencia, pero aun así existiendo variaciones entre los resultados ofrecidos debido a la geometría de la malla, la sensibilidad ante ciertos parámetros y condiciones que trabaja cada modelo con las ecuaciones hidrodinámicas.

Palabras claves: Áreas de inundación, Río Rímac, Modelación, Bidimensional, Máximas avenidas, Hidráulica.

ABSTRACT

This study is part of the section of the area of Huachipa (km. 27 + 450 km. 28 + 525 of the Rímac River) located downstream from the bridge of the Av. Las Torres in the Ate district, in which the two-dimensional hydraulic modeling was conducted. Using the hydrometric station information of Chosica from 1967-2016 period, the detailed topography of the area and the use of soil with their respective coefficients map.

This has made the analysis of morphological and hydrological parameters of the basin of the Rímac River, generating flow of avenue for a return period of 140 years with 271.2 m³/s as described in the «Manual of roads: Hydrology, Hydraulics and Drainage» of the Ministry of transport and communications, whereas a tolerable risk of 25% and a shelf life of 45 years for works of bridges and coastal defenses, whose peak time is 4:08 hours.. Based on these data, the dimensionless unit hydrograph was developed in the context of the hydrographic basin of the Rímac river, for a total duration of the event of 11:25 hours and considering a flow base of 26.5 m³/s based on the annual average flow rate annual dry period in hydrological years in the basin.

Through the use of two-dimensional mathematical models of HEC-RAS and IBER, in conjunction with the system of geographic information (GIS) tools, was determined the vulnerable areas to be flooded, being the left margin where the overflow occurs more pronounced from progressive 0 + 637.34, affecting the town "Asociación Huáscar" in 0.75 ha. calculated with IBER and 2 ha. in HEC-RAS; in addition to compare the hydraulic parameters generated in both models for each section.

Concluding that two-dimensional models are suited to the conditions of the study section, keeping results and a same trend, but still existing variations between results due to the geometry of the mesh, the sensitivity to certain parameters and conditions that each model works with the hydrodynamic equations.

Key words: Flood plain, Rímac River, Two-Dimensional Flow Modeling, Maximum Flood Flow, Hydraulic.

I. INTRODUCCIÓN

Las inundaciones son fenómenos naturales presentes en las cuencas hidrográficas del Perú ocasionados en su mayoría por la ocurrencia de eventos extremos máximos, los cuales a su vez son influenciados por cambios en el uso del suelo, la tala indiscriminada, la falta de conservación de la cuenca y la ocurrencia de eventos extremos. Asimismo la presencia de zonas urbanas, industriales, de uso agrícola, vías de comunicación e incluso de infraestructura vial en zonas potencialmente inundables por eventos máximos es una realidad en nuestro país. Es en este sentido es que surge la necesidad de identificar las áreas que se encuentran en riesgo de ser afectadas por este tipo de desastres con fines de prevención o de evaluación de daños

En la actualidad, gracias a la evolución y al avance tecnológico en los equipos de computación y herramientas informáticas, se ha ido mejorando las modelaciones numéricas de flujo hidráulico en ríos, llevando a cabo el paso de modelaciones unidimensionales a modelaciones bidimensionales, facilitando adquirir resultados más cercanos a la realidad relacionados a problemas de inundación.

La modelación bidimensional se ha manejado en los últimos años, con el uso del programa HEC-RAS, desarrollado por la U.S. Army Corps of Engineers The Hydrologic Engineering Center, que en su versión 5.0 permite simular el flujo de agua combinando modelos 1D/2D, así como totalmente 2D. Caso similar con el programa IBER que lleva a cabo la modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas, dicho programa desarrollado en colaboración por el grupo de ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, GEAMA (Universidad de A. Coruña, UDC) y el Instituto FLUMEN (Universidad Politécnica de Catalunya, UPC, CIMNE) en convenio con CEDEX y la dirección general del agua del Gobierno de España.

En el presente trabajo, se desea aplicar estas dos herramientas de modelación matemática bidimensional para el área de estudio que abarca el tramo del sector Huachipa (Ate Vitarte), desde el km. 27+450 al km. 28+525 del río Rímac, ubicándose aguas abajo después del puente Huachipa; siendo una zona en cuyo ámbito los poblados y terrenos de cultivo se ubican sobre ambas márgenes en forma paralela al río Rímac. Y que gracias al crecimiento demográfico, las zonas agrícolas se están convirtiendo en zonas de desarrollo urbano sobre la margen izquierda y con la existencia de vías de interconexión en buen estado.

Es por eso que mediante el modelamiento hidráulico matemático bidimensional, en conjunto con las herramientas de SIG (Sistemas de Información Geográfica), se llevó a cabo el cálculo de áreas afectadas por eventos máximos. Además mediante el uso de HEC-RAS 2D e IBER se pudo comparar los resultados de diversos parámetros hidráulicos obtenidos entre ambos programas.

La importancia de la realización de esta tesis además de calcular, cuantificar y visualizar los efectos debido a las condiciones hidrológicas e hidráulicas de la zona de estudio; es la necesidad es analizar el comportamiento de los modelos bidimensionales mediante su aplicación en un caso donde se presentan las condiciones de un tramo corto de río con cauce irregular, como es el caso del río Rímac dentro del sector de Huachipa. Ya que la modelación unidimensional que actualmente se suele emplear para la simulación de eventos de máximas avenidas cuenta con varias limitaciones como son: la suposición de estado de flujo laminar, superficie de terreno ajustada solo a la geometría digitalizada en las secciones transversales, consideración de las llanuras de inundación como terreno plano, limitaciones en la geometría para la definición de las condiciones de bordes ,simplificaciones en las ecuaciones hidrodinámicas , por mencionar algunos.

Dichas limitaciones se solucionan en la modelación bidimensional, permitiendo identificar las zonas de mayor vulnerabilidad que se tendrían ante una inundación por eventos extraordinarios con mayor detalle y cobertura ante ríos característicos de la cuenca del Rímac, para la planificación de obras de acondicionamiento hidráulico con fines de prevención de desastres.

De este modo permitiendo aportar a futuros trabajos de investigación en el modelamiento hidráulico bidimensional, ya que hoy en día es una demanda en la solución de problemas de flujo en ríos.

El objetivo general del presente trabajo de investigación:

- Realizar el modelamiento hidráulico bidimensional para el tramo del río Rímac, en el sector de Huachipa, tramo km. 27+450 al km. 28+525, mediante los modelos IBER y HEC-RAS para identificar zonas vulnerables a ser inundadas

Como objetivos específicos se tienen los siguientes:

- Recopilación, tratamiento y análisis de la información hidrológica del río Rímac.
- Determinación de las zonas vulnerables a ser inundadas, mediante el uso de los modelos bidimensionales IBER y HEC-RAS.
- Identificación de los puntos críticos de desborde por avenidas extraordinarias y de otros parámetros hidráulicos en el tramo km. 27+450 al km. 28+525 del río Rímac.
- Comparación de los resultados generados en los modelos bidimensionales de IBER y HEC-RAS.

II. REVISION DE LITERATURA

2.1. DETERMINACION DE MAXIMAS AVENIDAS

2.1.1. Máximas Avenidas

Se conoce como máxima avenida al acontecimiento correspondiente a la circulación de un caudal extraordinarios por el cauce del río, existen varios criterios diversos para la definición de máximas avenidas. (Remenieras, 1968).

Por lo general las máximas avenidas se producen cuando el agua procedente de todos los puntos de la cuenca fluyen hacia una determinada sección .El periodo requerido para esto se denomina como tiempo de concentración (Joo, 1970).

La descarga de avenida, se debe a numerosas variables que incrementan el caudal normal del agua como:

- Las precipitaciones
- La nieve acumulada en la cuenca
- La infiltración, intercepción y evaporación
- La extensión de la cuenca receptora
- Factores geográficos y geológicos
- La influencia del hombre
- Influencias indirectas: como deslizamientos de laderas, obstrucción del cauce y grandes desprendimientos de hielo.

2.1.2. Caudal Máximo Instantáneo

Según lo descrito en el apartado de hidrología en el capítulo III del «*Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje*» del M.T.C, el caudal máximo instantáneo ocurre en una sección de control dentro de un lapso determinado y para registrar este valor se debe de contar con una estación de medición que disponga de un instrumento registrador que se expresa en m³/s, que se asocia a la fecha en que se ha registrado. Pero muchas veces no se cuenta con dichos instrumentos de medición, es por ello que para poder calcular los caudales máximos instantáneos se debe de emplear fórmulas empíricas u otros métodos. (Villón, 2002)

- **Relación entre caudales instantáneos y caudales medio diarios.**

Se sabe que en el valor de la relación entre el caudal instantáneo de punta y el caudal medio influyen un sinnúmero de variables como: superficie de cuenca, escurrimiento pluviosidad, forma geométrica en planta de la cuenca, vertientes, pendiente del río, etc. Pero sería muy difícil y complejo involucrar todas estas características en una fórmula, no solo por la complicación de medirlas, sino valorarlas y relacionarlas numéricamente según su influencia. Es por ello que en el período entre los años de 1910 y 1930 se desarrollaron fórmulas empíricas para el análisis de frecuencia de los caudales máximos, un ejemplo fue definido con datos observados en distintas cuencas de los Estados Unidos realizados por Fuller quien consideró la superficie de la cuenca como única variable (Fuller, 1914).

La fórmula de Fuller ha sido extendida y aplicada en diversos países, muchos autores y se considera que en líneas generales encaja bien para relacionar los caudales de punta y los caudales medios de avenidas, dicha fórmula se expresa de la siguiente forma:

$$K = 1 + \frac{2.66}{A^{0.33}} \quad (2.1)$$

Donde:

A = Área de la cuenca de recepción en el punto de control hidrométrico (km²).

Silva y Tucci (1988) utilizaron datos de 38 cuencas en los estados de regiones del sur y Sao Paulo, variando entre 46,7 y 4764 km², resultando en 302 años de datos con una serie media de 8 años (2 a 18 años). Los resultados mostraron que el coeficiente para cuencas mayores de 500 km² generalmente está por debajo de 1,1. y para cuencas menores al tamaño de ésta cuenca, el coeficiente puede ser superior a 2, principalmente para cuencas con áreas inferiores a 200 km².

SENAMHI (2002), señala que en el caso de la costa norte del Perú, la relación entre caudales medios diarios y caudal máximo instantáneo varía en función del tamaño de la cuenca hidrográfica. Se pueden considerar los siguientes valores:

- Superficie mayor a 3000 km² = 1.2
- Superficie comprendida entre 1000 y 3000 km² = 1.3
- Superficie comprendida entre 800 y 1000 km² = 1.4
- Superficie comprendida entre 600 y 800 km² = 1.6
- Superficie comprendida entre 400 y 600 km² = 2.0
- Superficie comprendida entre 200 y 400 km² = 2.5
- Superficie menor a 200 km² de 3.0 hasta = 5.0

Generalmente se admite un valor promedio de 1.6 para esta relación, sabiendo que los resultados de numerosos estudios de crecidas extremas en el mundo dan valores de dicho coeficiente variando entre 1.2 y 2.2, con una probabilidad de 90%.

2.2. ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y BONDAD DE AJUSTE

2.2.1. Periodo de Retorno

El periodo de retorno (T) o periodo de ocurrencia de una inundación se define; como el tiempo medio, en años, en que la inundación es igualada o superada por lo menos una vez. (Villela y Matos, 1975).

Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años. El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.2)$$

Si la obra tiene una vida útil de “ n ” años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno “ T ”, fijando el riesgo de falla admisible “ R ”, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra (ver figura 1).

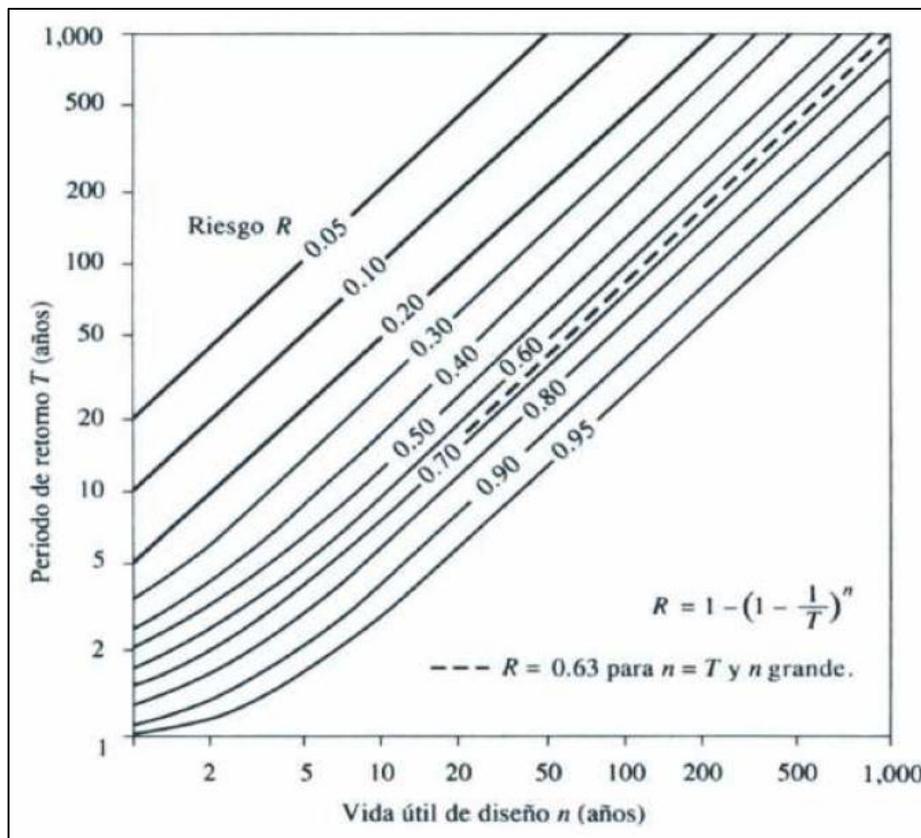


Figura 1. Riesgo de al menos una excedencia de evento de diseño durante la vida útil.

FUENTE: Ven te Chow (1994).

Tabla 1. Valores de período de retorno “T “años

RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
R	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0.01	100	199	299	498	995	1990	24388	4975	9950	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0.1	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.2	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0.5	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144
0.99	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44

FUENTE: Ven te Chow (1994).

A partir de los valores presentados en la Tabla 1, dentro del capítulo III del «*Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje* » del M.T.C que recomienda utilizar como máximo los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje:

Tabla 2. Valores máximos recomendados para riesgo admisible de obras de drenaje.

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas ribereñas	25

FUENTE: M.T.C. (2012).

(*) En el caso de puentes:

- Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) Vida útil considerado (n):

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
- Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

2.2.2. Análisis de Frecuencia de Avenidas

El objetivo del análisis de las avenidas es relacionar la magnitud y su frecuencia o probabilidad de ocurrencia futura, esta se realiza habitualmente empleando diversas técnicas hidrológicas como son: el análisis estadístico de caudales de crecida y calculo hidrometeorológico de caudales.

Ambos métodos precisan como datos de partida, series de datos de caudales registrados en estaciones de aforo y de precipitaciones máximas recogidas en estaciones meteorológicas, respectivamente. Estos datos son tratados estadísticamente para obtener las funciones de distribución de distribución de frecuencias que mejor modelan la probabilidad real de ocurrencia de un caudal o precipitación (Chow, 1994).

2.2.3. Distribuciones de Probabilidades Usadas en Hidrología

Las distribuciones de probabilidad es una función que representa la probabilidad de ocurrencia de una serie hidrometeorológica. Estas se usan en una amplia unidad de estudios hidrológicos, por ejemplo, los estudios del recurso hídrico de caudales extremos alto y bajo en sequias, volúmenes de embalses, cantidad de lluvia y modelos de series cronológicas.

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; recomendándose utilizar las siguientes funciones:

- Distribución Normal
- Distribución Log Normal 2 parámetros
- Distribución Log Normal 3 parámetros
- Distribución Gamma 2 parámetros

- Distribución Gamma 3 parámetros
- Distribución Log Pearson tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log Gumbel

2.2.4. Pruebas de Bondad de Ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida. (Aparicio, 1994).

2.2.4.1. Test de Kolmogorov – Smirnov

Es un método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa es decir la de mejor ajuste. Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia (D) entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$:

$$D = \text{máx} |F_o(x_m) - F(x_m)| \quad (2.3)$$

Con un valor crítico “d” que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado.

Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de “ X^2 ” de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(x_m) = 1 - \frac{m}{(n+1)} \quad (2.4)$$

Donde m es el número de orden de dato “ x_m ” en una lista de mayor a menor y “n” es el número total de datos (Aparicio, 1994).

Tabla 3. Valores críticos “d” para la prueba Kolmogorov – Smirnov

TAMAÑO DE LA MUESTRA	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.3	0.34	0.4
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.2	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

FUENTE: Aparicio (1994).

2.3. HIDROGRAMA DE AVENIDA

Se trata de una representación gráfica de la variación del tiempo y el caudal producido por una precipitación en una cuenca hidrográfica determinada, información muy importante para el dimensionamiento estructural de obras hidráulicas, y modelamientos hidráulicos (Ayala, 2014).

2.3.1. Hidrograma Unitario

De acuerdo al «*Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje*» del M.T.C, el hidrograma unitario es el hidrograma de un centímetro (o una pulgada) de escorrentía directa de una tormenta con una duración especificada. Matemáticamente, el hidrograma unitario es la función Kernel U (t-T) dada por:

$$q(t) = \int i(u) * U * (t - T)dt \quad (2.5)$$

Donde:

q (t) = función del hidrograma de salida

$i(t)$ = función del hietograma de entrada

Se debe tomar en cuenta que aun cuando las características físicas de la cuenca permanezcan relativamente constantes, las características variables de las tormentas producen cambios en la forma de los hidrogramas resultantes (Chow ,2004).

2.3.2. Hidrogramas Unitario Sintético

Aparicio (1994), menciona que son aquellos hidrogramas que son simulados, artificiales y se obtienen usando las características fisiográficas y parámetros de la cuenca de interés. Su finalidad es representar o simular un hidrograma representativo del fenómeno hidrológico de la cuenca, para determinar el caudal pico (Q_p) y el tiempo con respecto a la ocurrencia del pico (t_p).

2.3.2.1. Hidrograma Unitario Triangular del S.C.S

Con base en la revisión de un gran número de hidrogramas unitarios, el Soil Conservation Service-S.C. S sugiere este tipo de hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en $m^3/s.cm$. (Aparicio, 1994).

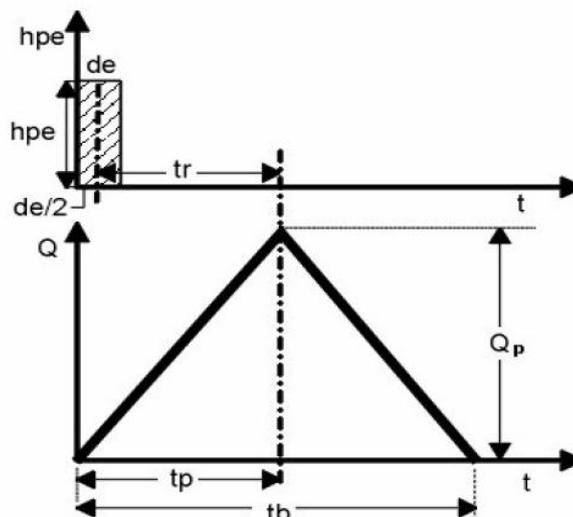


Figura 2. Hidrograma unitario triangular del S.C.S.

FUENTE: Ven te Chow (1994).

Según Aparicio (1994), los parámetros del hidrograma sintético triangular se pueden calcular aplicando las siguientes formulas:

Para el cálculo del tiempo de concentración t_c , se puede estimar con la ecuación de Kirpich:

$$t_c = 0.00325 * \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (2.6)$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración de la cuenca, en horas.

L = Longitud de cauce principal de cuenca, en metros

S = Pendiente del cauce, en m/m

Además, la duración en exceso con la que se tiene mayor caudal pico, a falta de mejores datos, se puede calcular aproximadamente para cuencas grandes, como:

$$de = 2 * \sqrt{t_c} \quad (2.7)$$

Donde:

de = duración en exceso, en hr

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base y el tiempo (t_p) pico se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67 * t_p \quad (2.8)$$

A su vez el tiempo de ocurrencia pico (t_p) puede expresarse como:

$$t_p = \frac{de}{2} + t_r \quad (2.9)$$

Donde:

t_r = Duración en exceso de la lluvia, en horas

t_c = Tiempo de retraso, en horas

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado que:

$$t_r = 0.6 * t_c \quad (2.10)$$

Donde:

t_r = Tiempo de retraso, en horas

t_c = Tiempo de concentración de la cuenca, en horas

Como el área bajo el hidrograma unitario debe ser igual a una escorrentía de 1 cm, puede demostrarse que:

$$Q_p = \frac{2.08 * h_{pe} * A}{t_p} \quad (2.11)$$

Donde:

A = Área de drenaje en Km^2

t_p = Tiempo de ocurrencia del pico, en horas.

h_{pe} = Altura de precipitación en exceso

2.3.2.2. Hidrogramas Unitarios Adimensionales

Aparicio (1994) afirma que del estudio de gran cantidad de hidrogramas registrados en una en numerosas cuencas se obtuvieron hidrogramas adimensionales, dividiendo la escala de caudales entre el caudal pico (Q_p) y la escala del tiempo entre el tiempo al que se presenta el caudal pico (t_p), se observó que se obtiene un hidrograma adimensional como el que se muestra en la figura 2.

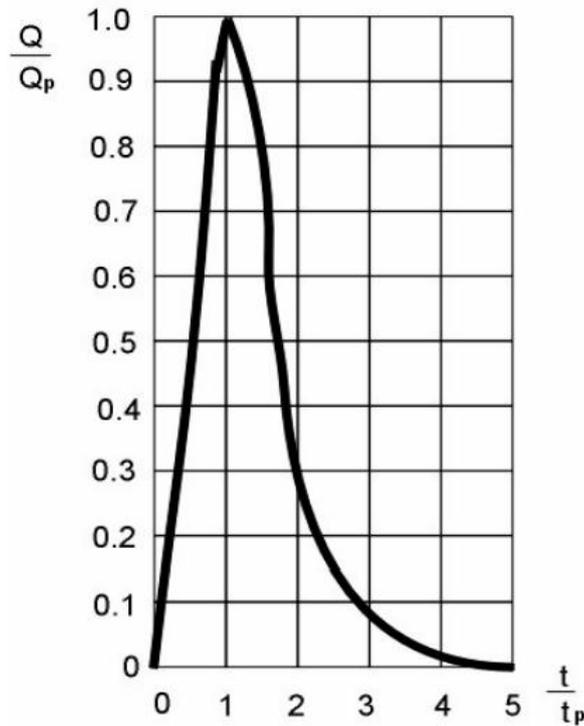


Figura 3. Hidrograma unitario adimensional.

FUENTE: Aparicio (1994).

Asimismo, para obtener un hidrograma unitario a partir de dicha figura para una cuenca en particular basta con multiplicar las ordenadas. Si se dispone de los datos del pico del hidrograma, se puede calcular el hidrograma resultante multiplicando las coordenadas por los valores de t_p y Q_p .

2.3.3. Tránsito de Ondas de Flujo

2.3.3.1. Método de Muskingum-Cunge

Se han propuesto algunas variaciones al método de tránsito de onda cinemática, Cunge (1969) propuso un método basado en el método de Muskingum, un método tradicionalmente aplicado al tránsito hidrológico de almacenamiento lineal. La ecuación de tránsito de Muskingum puede escribirse para el caudal en:

$$Q_{J+1} = C_1 I_{J+1} + C_2 I_J + C_3 Q_J \quad (2.12)$$

Donde:

$$C_1 = \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \quad (2.13)$$

$$C_2 = \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \quad (2.14)$$

$$C_3 = \frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t} \quad (2.15)$$

K = constante de almacenamiento que tiene dimensiones de tiempo.

X = factor que expresa la influencia relativa del caudal de entrada en los niveles de almacenamiento.

Si se encuentran disponibles hidrogramas de entrada y salida observados para un tramo de río, pueden determinarse los valores de “K” y “X” suponiendo varios valores de “X” y utilizando valores conocidos de caudal de entrada y salida.

Cunge (1969) demostró que cuando “K” y “Δt” se toman como constantes, la ecuación 2.12 es una solución aproximada de las ecuaciones cinemáticas. Adicionalmente demostró que esta ecuación puede considerarse como una solución aproximada de una ecuación de difusión modificada de las ecuaciones de Saint-Venant si:

$$K = \frac{\Delta x}{c_k} = \frac{\Delta x}{dQ/dA} \quad (2.16)$$

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{BC_k S_0 \Delta x} \right) \quad (2.17)$$

FUENTE: Ven te Chow, 1994.

Donde:

C_k = celeridad correspondiente a Q y B .

B = ancho de la superficie de agua.

Q = Caudal que circula.

La parte derecha de la ecuación representa el tiempo de propagación de un caudal dado a lo largo de un tramo de longitud " Δx ". Asimismo Cunge (1969), demostró que para que exista estabilidad numérica se requiere que $0 \leq x \leq 0.5$.

El tránsito de Muskingum-Cunge se lleva a cabo resolviendo la ecuación 2.12. Los coeficientes de dicha ecuación se calculan utilizando las ecuaciones 2.13 y 2.15, en conjunto con las ecuaciones 2.14 y 2.15 para cada punto del espacio y del tiempo, ya que tanto K como " X " varían respecto al tiempo y al espacio.

El método de Muskingum-Cunge ofrece dos ventajas sobre los métodos estándares de onda cinemática:

- La solución se obtiene a través de la ecuación algebraica lineal 2.12 en lugar de una aproximación por diferencias finitas o por el método de las características de la ecuación diferencial parcial; esto permite que el hidrograma completo se obtenga en las secciones transversales requeridas.
- La solución obtenida de la ecuación 2.12 a mostrará una menor atenuación de la onda, y así poder permitir escoger los incrementos de espacio y tiempo para los cálculos más flexiblemente, en comparación con el método de la onda cinemática.

Por otro lado, las desventajas del método de Muskingum-Cunge radican en que no puede manejar efectos de perturbaciones aguas abajo que se propagan aguas arriba y no puede predecir en forma exacta el hidrograma de caudal de salida en una frontera aguas abajo cuando existen grandes variaciones en la velocidad de la onda cinemática.

2.4. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO

2.4.1. Clasificación según el Tipo de Flujo

Chow (2004), menciona que la clasificación del tipo de flujo se hace de acuerdo con el cambio en la profundidad del flujo con respecto al tiempo. Considerándose los siguientes tipos de flujo:

- **Flujo Permanente (estable):** Se dice que el flujo en un canal abierto es permanente si la profundidad del flujo no cambia o puede suponerse constante durante el intervalo de tiempo en consideración.
- **Flujo No Permanente (inestable):** Si la profundidad del flujo cambia con el tiempo.

2.4.2. Clasificación según el Comportamiento de Flujo

El comportamiento de un flujo está definido básicamente por los efectos de viscosidad y gravedad relativa a las fuerzas de inercia del flujo. El efecto de la gravedad sobre el estado del flujo se representa por una relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas de gravedad., dicha relación se conoce como el número de Froude (Chow, 2004).

- **Flujo SuperCrítico:** Si el Número de Froude es mayor a la unidad ($F > 1$), se suele dar en pendientes pronunciadas.
- **Flujo SubCrítico:** Si el Número de Froude es menor a la unidad ($F < 1$), se este se suele dar en pendientes suaves.
- **Flujo Crítico:** Si el Número de Froude es igual a la unidad ($F = 1$)

2.4.3. Clasificación Dimensional de Flujo

Chow (2004), describe que un flujo se clasifica como de una, dos o tres dimensiones dependiendo del número de coordenadas espaciales necesarias para especificar el campo de velocidades, pero se hace simplificaciones de acuerdo al grado de uniformidad que tiene el fluido.

2.4.3.1. Flujo Unidimensional

Es un flujo en el que el vector de velocidad sólo depende de una variable espacial, es decir que se desprecian los cambios de velocidad transversales a la dirección principal del escurrimiento, dichos flujos se dan en tuberías largas y rectas o entre placas paralelas.

2.4.3.2. Flujo Bidimensional

Es un flujo en el que el vector velocidad sólo depende de dos variables espaciales, en este tipo de flujo se supone que todas las partículas fluyen sobre planos paralelos a lo largo de trayectorias que resultan idénticas si se comparan los planos entre sí, no existiendo; por tanto, cambio alguno en dirección perpendicular a los planos.

2.4.3.3. Flujo tridimensional

Ayala (2014), explica que el vector velocidad depende de tres coordenadas espaciales, siendo el caso más general en que las componentes de la velocidad en tres direcciones mutuamente perpendiculares son función de las coordenadas espaciales x , y , z , y en función del tiempo.

Por dicho motivo el flujo tridimensional es uno flujos más complicados de manejar matemáticamente y sólo se pueden expresar fácilmente aquellos escurrimientos con fronteras de geometría sencilla.

2.5. FAJAS MARGINALES

Según el « *Reglamento de la Ley de Recursos Hídricos – Ley N° 29338, Art. 113° y 114°* » se establece que las fajas marginales son bienes de dominio público hidráulico. Están conformadas por las áreas inmediatas superiores a las riberas de las fuentes de agua, naturales o artificiales.

Las dimensiones en una o ambas márgenes son fijadas por la Autoridad Administrativa del Agua (AAA), y se realiza de acuerdo los siguientes criterios:

- La magnitud e importancia de las estructuras hidráulicas de las presas, reservorios, embalses, canales de derivación, puentes, entre otros.
- El espacio necesario para la construcción, conservación y protección de las defensas ribereñas y de los cauces.
- El espacio necesario para los usos públicos que se requieran.
- La máxima crecida o avenida de los ríos, lagos, lagunas y otras fuentes naturales de agua. No se considerarán las máximas crecidas registradas por causas de eventos excepcionales.

2.6. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

Es un parámetro que estima el grado de resistencia al flujo en un canal o superficie, cuyos valores fueron propuestos por Robert E. Horton en 1933 a la ecuación de Manning, su mayor dificultad de esta ecuación es la determinación de estos coeficientes de rugosidad “n”, ya que no existe un método exacto para la selección de estos. (Chow, 1994).

Tabla 4. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning (n)

TIPO DE CANAL		MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO	
CORRIENTES NATURALES	CORRIENTES MENORES (Ancho superficial < 30 m)	a. Ríos de planicies			
		Rectos, sin zonas muertas	0.025	0.03	0.033
		Rectos, sin zonas muertas, con piedras y malezas	0.03	0.036	0.04
			0.035	0.045	0.05
		Sinuoso, vegetación y piedras	0.045	0.05	0.06
		Sinuoso, vegetación y bastante pedregoso	0.075	0.1	0.15
		Abundante vegetación sinuoso			
		b. Torrentes de montaña, sin vegetación, bordes abruptos			
		Árboles y arbustos sumergidos			
		Parcialmente en crecidas con piedras y	0.03	0.04	0.05
		Pocas rocas grandes, rocas y piedras en el fondo	0.04	0.05	0.07
		Planicies de inundación	a. Con pasto sin arbusto		
		Pastizales bajos	0.025	0.03	0.035
		Pastizales altos	0.03	0.035	0.05
	b. Áreas cultivadas				
	Sin cultivo	0.02	0.03	0.04	
	Con cultivo	0.03	0.04	0.05	
	c. Arbustos y malezas				
	Escasos	0.04	0.06	0.08	
	Densos	0.07	0.1	0.16	
	d. Árboles				
	Sauces	0.11	0.15	0.2	
	Tierra despejada con troncos	0.03	0.04	0.05	
	D.3 RÍOS PRINCIPALES (Ancho superior a 30 m)	Secciones regulares	0.025	-	0.06
		Secciones irregulares	0.035	-	0.1

FUENTE: Ven Te Chow (1994).

El valor del coeficiente de rugosidad depende de varios factores asociados a la vegetación, geomorfología y características geométricas propias de los cauces naturales, tal como se muestran en la tabla 4.

2.6.1. Método de Cowan

Chow (1994), menciona un método para estimar el valor del coeficiente de rugosidad que en base a los estudios realizados por Cowan, según el cual puede estimarse mediante la siguiente relación:

$$n = m5 (n0 + n1 + n2 + n3 + n4) \quad (2.18)$$

Donde:

n0: Rugosidad base para canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea.

n1: Factor de corrección para implementar el efecto de las irregularidades superficiales.

n2: Un valor que añade las variaciones de forma y tamaño de la sección del cauce.

n3: Un valor que implementa el efecto de obstrucciones.

n4: Un valor que incorpora el efecto de presencia de vegetación.

m5: Factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce.

Tabla 5. Valores de Cowan de diversos factores que influyen en el coeficiente “n”.

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material Involucrado	Tierra	n0	0.020
	Corte en Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	n2	0.000
	Ocasionalmente Alternante		0.050
	Frecuentemente Alternante		0.010 – 0.015
Efecto relativo de las Obstrucciones	Insignificante	n3	0.000
	Menor		0.010 – 0.015
	Apreciable		0.020 – 0.030
	Severo		0.040 – 0.060
Vegetación	Baja	n4	0.005 – 0.010
	Media		0.010 – 0.025
	Alta		0.025 – 0.050
	Muy Alta		0.050 – 0.100
Grado de los Efectos por Meandro	Menor	n5	1.00
	Apreciable		1.15
	Severo		1.30

FUENTE: Rocha (2007).

2.7. MODELO DIGITAL DE TERRENO (MDT)

Un Modelo Digital de Terreno (MDT), es una estructura numérica de datos que representa la distribución espacial de una variable cuantitativa y continua (Felicísimo 1994).

2.8. MODELO DE ELEVACIÓN DIGITAL (DEM)

El modelo de Elevación Digital (DEM) es una matriz ordenada de números que representa la distribución espacial de las elevaciones (naturales) localizadas arriba de un arbitrario datum en el paisaje (Felicísimo 1994).

2.9. MODELACIÓN MATEMÁTICA

La mayoría de los modelos hidráulicos se utilizan para la modelación de inundaciones, a continuación se mencionan algunas características de los modelos más utilizados:

2.9.1. Modelos Unidimensionales

Estos requieren de información topográfica e hidráulica se introduce mediante secciones transversales ortogonales a lo largo del río o canal, situados en los puntos donde mejor se define la geometría del cauce y sus márgenes. Estos modelos tienen la limitación de que únicamente son capaces de analizar un flujo constante descendente y siempre perpendicular a las secciones transversales seleccionadas para la modelización. (Ayala, 2014).

2.9.2. Modelos Bidimensionales

Estos utilizan las ecuaciones de conservación de la masa y momento expresadas en dos dimensiones y los resultados se calculan en cada punto de la malla en el dominio de solución. Los modelos bidimensionales pueden resolverse usando el método de los elementos finitos a su vez, dichos modelos tienen la desventaja de requerir un mayor tiempo de implementación.

La principal diferencia entre los modelos unidimensionales y bidimensionales es que los primeros sólo consideran la velocidad media en la sección transversal, bajo la suposición de que su dirección es perpendicular a ella; mientras que los modelos bidimensionales emplean las dos componentes de la velocidad promediada en su profundidad (Robles, 2016).

2.9.3. Mallas de cálculo

La solución de las ecuaciones se obtiene mediante métodos numéricos, discretizando las ecuaciones en una malla de cálculo bidimensional que representa la batimetría de la zona. (Robles, 2016)

2.9.3.1. Mallas estructuradas

Están constituidas por una matriz de celdas cuadrangulares, de manera que cada una puede identificarse por sus índices (i, j). Su principal ventaja, desde el punto de vista del cálculo numérico, es su eficiencia, tanto en lo que respecta a los algoritmos de programación como a su precisión; sin embargo mediante estas mallas es difícil representar geometrías sumamente irregulares. (Robles, 2016)

2.9.3.2. Mallas no estructuradas

Pueden conformarse por elementos poligonales de distintos tamaños y formas; aunque generalmente se construyen con elementos triangulares. Al contrario de las estructuradas, este tipo de mallas es muy útil para representar de forma más real las irregularidades del terreno (Robles, 2016).

2.10. MODELO HIDRÁULICO IBER

IBER en su módulo hidrodinámico resuelve las ecuaciones del flujo en lámina libre para aguas poco profundas. Además de esto, tanto en el módulo hidrodinámico como en el de turbulencia y el de sedimentos, se resuelven las ecuaciones en forma integral por el método

de volúmenes finitos en una malla no-estructurada, con todas las ventajas que ello conlleva (información tomada del Manual de Referencia Hidráulico IBER):

2.10.1. Módulos de cálculo

El modelo IBER consta de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares o cuadriláteros.

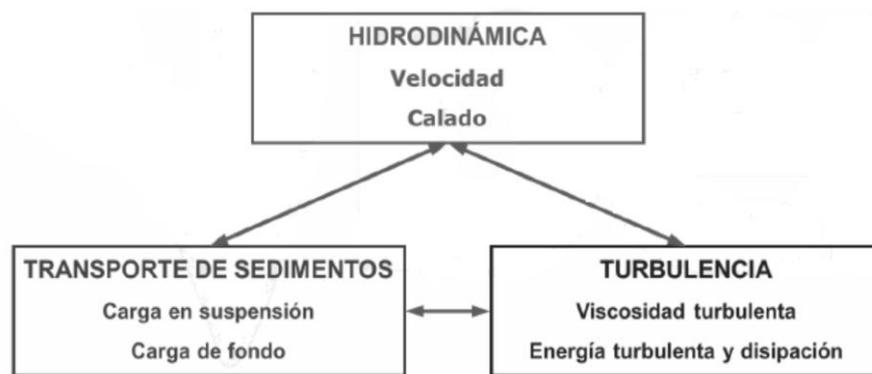


Figura 4. Módulos de cálculo en el programa IBER.

FUENTE: IBER (2015).

2.10.2. Estructura del programa

La estructura del programa se puede definir en 3 procesos:

- **Preproceso:** En este proceso se definen las condiciones geométricas como la cartografía de la zona a estudiar, las condiciones iniciales del proyecto tales como: la cota inicial del modelo, rugosidad, las condiciones de contorno tanto de entrada como de salida y el mallado de la superficie (pudiendo ser mallada automáticamente por el programa o manualmente por el usuario).
- **Proceso:** En donde se realiza el cálculo de la hidrodinámica

- **Postproceso:** En el que se visualizan los resultados obtenidos y se extraen gráficas, secciones, mapas de resultados y videos

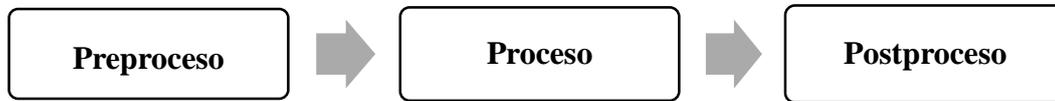


Figura 5. Estructuras de procesos que maneja IBER.

FUENTE: IBER (2015).

2.10.3. Ecuaciones Hidrodinámicas en el Modelo IBER

2.10.3.1. Ecuaciones Bidimensionales de Saint-Venant

Varios estudios en ingeniería hidráulica conllevan al análisis de flujos en superficie libre, de los cuales un gran número se los puede considerar como poco profundos, refiriéndonos a estos como aquellos que presentan una relación profundidad-ancho del cauce pequeña (Cea Gómez, 2005).

Para la modelación hidrodinámica de flujos poco profundos en ríos es necesario resolver las ecuaciones de flujo variable en lámina libre o ecuaciones bidimensionales de Saint-Venant, estas ecuaciones se obtienen promediando en la vertical las ecuaciones turbulentas de Reynolds. (Calzas Pérez, 2013). Para ello es necesario asumir que la velocidad no varía en profundidad y que además las aceleraciones verticales son despreciables. Estas hipótesis se cumplen razonablemente en cauces donde las dimensiones horizontales predominan respecto a las verticales, lo cual es común en ríos de regiones costeras (Cea, et al., 2009; Navarrina & Puertas, 2005).

Para poder llevar a cabo la deducción de las ecuaciones de Saint-Venant son necesarias las siguientes suposiciones:

- Pendiente de fondo suave.
- Presión hidrostática

- Movimiento de las partículas solo ocurre en planos horizontales
- Velocidad vertical de la partícula despreciable con respecto a la gravedad
- Las componentes de la velocidad en las direcciones x e y en una misma vertical son casi iguales
- La profundidad es pequeña en relación con las otras dimensiones. (Bladé & Gómez, 2006; Calzas Pérez, 2013; Fe Marqués, 2005; González Aguirre, 2012).

Aplicando estas hipótesis al modelo turbulento de Reynolds se obtienen las ecuaciones bidimensionales de Saint-Venant, que consisten en un sistema hiperbólico de tres ecuaciones en tres derivadas parciales con 3 incógnitas, estando definidas sobre un dominio espacial bidimensional (Calzas Pérez, 2013).

En el módulo hidrodinámico se resuelven las ecuaciones de conservación de la masa y de momento en las dos direcciones horizontales:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hU_x)}{\partial x} + \frac{\partial(hU_y)}{\partial y} = M_s$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hU_x) + \frac{\partial}{\partial x}(hU_x^2) + \frac{\partial}{\partial y}(hU_xU_y) = -gh\frac{\partial Z_b}{\partial x} + \frac{\tau_{sx}}{\rho} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} - gh\frac{\partial h}{\partial x} + 2\Omega\text{sen}\lambda U_y + \frac{\partial}{\partial x}(h\tau_{xx}^e) + \frac{\partial}{\partial y}(h\tau_{xy}^e) + M_x$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hU_y) + \frac{\partial}{\partial x}(hU_xU_y) + \frac{\partial}{\partial y}(hU_y^2) = -gh\frac{\partial Z_b}{\partial y} + \frac{\tau_{sy}}{\rho} - \frac{\tau_{by}}{\rho} - gh\frac{\partial h}{\partial y} - 2\Omega\text{sen}\lambda U_x + \frac{\partial}{\partial x}(h\tau_{xy}^e) + \frac{\partial}{\partial y}(h\tau_{yy}^e) + M_y \quad (2.19)$$

Donde:

h = Calado de agua

U_x, U_y = Velocidades horizontales promediadas en profundidad

Z_s = Elevación de la lámina libre

g = Aceleración de la gravedad

τ_s = Fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento

τ_b = Fricción debida al rozamiento de fondo

ρ = Densidad del agua

Ω = Velocidad angular de rotación de la tierra

λ = Latitud del punto considerado

$\tau_{xx}^e, \tau_{yy}^e, \tau_{xy}^e$ = Tensiones tangenciales efectivas horizontales

M_s , M_x , M_y = Son respectivamente los términos fuente/sumidero de masa y de momento, mediante los cuales se realiza la modelización de precipitación, infiltración y sumideros.

Adicionalmente, las ecuaciones pueden considerar variaciones en la presión atmosférica y aportaciones puntuales o distribuidas de caudal (Bladé, 2005). En su forma más general pueden incluir los efectos de: la presión hidrostática, la pendiente de fondo, el rozamiento de fondo, las tensiones tangenciales viscosas, las tensiones tangenciales turbulentas, el rozamiento superficial por viento y la fuerza de Coriolis. (Robles, 2016).

En IBER modelan asimismo los frentes seco-mojado, tanto estacionarios como no estacionarios, que puedan aparecer en el dominio. Dichos frentes son fundamentales en la modelización de zonas inundables en ríos, así como en estuarios. De esta forma se introduce la posibilidad de evaluar la extensión de zonas inundables en ríos, así como el movimiento del frente de marea en estuarios y zonas costeras.

2.10.4. Condiciones de Contorno Hidrodinámicas

2.10.4.1. Contornos Cerrados

La presencia del contorno tipo pared genera una fuerza de rozamiento lateral en el fluido, de manera similar a la fricción ejercida por el rozamiento del fondo. Se pueden imponer las siguientes condiciones de contorno tipo pared:

- **Condición de Deslizamiento Libre (tensión tangencial nula)**

La condición de deslizamiento libre equivale a despreciar la tensión de rozamiento generada por los contornos tipo pared sobre el fluido.

- **Condición de Fricción de Pared (funciones de pared)**

En problemas en los que la dimensión horizontal y vertical son similares (canales de sección muy estrecha) esta fuerza de rozamiento puede tener cierta importancia en el desarrollo del flujo, aunque en general la influencia es pequeña.

Si se quiere tener en cuenta el efecto del rozamiento lateral se puede introducir una condición de contorno tipo fricción, que consiste en imponer una fuerza tangencial en dirección opuesta al flujo en el contorno. En este caso en IBER se distingue entre régimen turbulento liso y régimen turbulento rugoso en función de la rugosidad de la pared y de la velocidad del flujo en las proximidades de la pared.

La velocidad de fricción de pared (u_*) se define en función de la fricción de pared como:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_w}{\rho}} \quad (2.20)$$

La velocidad tangencial a la pared puede expresarse como una función de la velocidad de fricción, de la altura de rugosidad y de la distancia a la pared como:

$$[u] = \frac{u_*}{K} \ln(E \cdot y^+) \quad (2.21)$$

$$y^+ = \frac{y u_*}{\nu} \quad (2.22)$$

Donde “y” es la distancia en perpendicular a la pared, y “E” es un parámetro cuyo valor depende de las características del flujo. Para el cálculo de “E”, se consideran condiciones de flujo turbulento liso, turbulento rugoso, y transición entre turbulento liso y rugoso.

Tabla 6. Valores para el cálculo de “E” de acuerdo al tipo de régimen de flujo.

Tipo de régimen	$K_s^+ = \frac{K_s u_*}{\nu}$	$ u = \frac{u_*}{\kappa} \ln(E \cdot y^+)$
Turbulento liso	$K_s^+ < 5$	$E = 9.0$
Turbulento rugoso	$5 < K_s^+ < 70$	$E = \frac{30}{K_s^+}$
Transición liso-rugoso	$K_s^+ > 70$	$E = \frac{1}{0.11 + 0.033 \cdot K_s^+}$

FUENTE: IBER (2015).

Se define régimen turbulento liso cuando se cumple la siguiente relación:

$$K_S^+ = \frac{K_S u_*}{\nu} < 5 \quad (2.23)$$

Donde “Ks” es la altura de rugosidad de la pared, que es una medida de la rugosidad de la pared. En dichas condiciones la velocidad tangencial a la pared puede expresarse como una función de la velocidad de fricción y de la viscosidad cinemática como:

$$[u] = \frac{u_*}{K} \ln(9.0 \frac{u_*}{\nu}) \quad (2.24)$$

Asimismo se define un régimen turbulento rugoso cuando se cumple la siguiente relación:

$$K_S^+ = \frac{K_S u_*}{\nu} > 70 \quad (2.25)$$

En dichas condiciones la velocidad tangencial a la pared puede expresarse como una función de la velocidad de fricción y de la altura de rugosidad de fondo como:

$$[U] = \frac{u_*}{K} \ln(30 \frac{y}{K_S}) \quad (2.26)$$

En la transición entre régimen turbulento liso y régimen turbulento rugoso, la velocidad tangencial a la pared se puede expresar en función de la velocidad de fricción, de la viscosidad cinemática y de la altura de rugosidad como:

$$[U] = \frac{u_*}{K} \ln\left(\frac{y}{0.11 \frac{\nu}{u_*} + 0.0033 K_S}\right) \quad (2.27)$$

2.10.4.2. Contornos Abiertos

Para que las ecuaciones de aguas someras bidimensionales estén bien planteadas desde el punto de vista matemático, el número de condiciones a imponer en los contornos abiertos

depende de si se trata de un contorno de entrada o de salida de flujo, así como del tipo de régimen en el contorno (rápido/lento).

En un contorno de entrada es necesario imponer 3 condiciones de contorno si el régimen es supercrítico, mientras que si se produce régimen subcrítico es suficiente con imponer 2 condiciones.

En un contorno de salida es suficiente con imponer una única condición si el régimen es subcrítico, mientras que no es necesario imponer ninguna condición si el régimen es supercrítico. Si el usuario impone menos condiciones de las necesarias desde un punto de vista matemático las ecuaciones estarán indeterminadas y no se obtendrá una solución correcta. Las condiciones concretas a imponer pueden ser el calado, las componentes de la velocidad, o una combinación de ambos.

Lo más habitual en hidráulica fluvial es que el flujo discorra en régimen lento en los contornos del tramo modelado. En este caso lo más habitual es imponer el calado o el nivel de la superficie libre en el contorno de aguas abajo. En el contorno aguas arriba se suele imponer el caudal total de entrada (m^3/s) y la dirección del flujo, que en general a falta de datos más precisos, se asume perpendicular al contorno de entrada. También es posible introducir aguas arriba las componentes de la velocidad (m/s) o del caudal específico (m^2/s).

En el caso de que se imponga el caudal total en el contorno de entrada, se realiza una distribución del caudal unitario (m^2/s) en el contorno de entrada, según la siguiente expresión:

$$q_n = \frac{h^{\frac{5}{3}}}{\int h^{\frac{5}{3}} dy} Q \quad (2.28)$$

Donde “ q_n “ es el caudal específico (m^2/s) normal en cada punto del contorno de entrada, y Q es el caudal total de entrada por dicho contorno. La integral en el denominador se extiende a lo largo de todo el contorno considerado.

Además del calado, en el contorno de salida se considera la posibilidad de introducir

condiciones de contorno tipo vertedero y tipo curva de gasto. La condición de contorno tipo vertedero establece la siguiente relación entre el caudal de salida y el calado en cada punto del contorno:

$$q = C_d(Z_s - Z_w)^{1.5} \quad (2.29)$$

Siendo “ C_d ” el coeficiente de descarga del vertedero, “ Z_s ” cota de la lámina libre y “ Z_w ” la cota superior del vertedero.

La condición de contorno tipo curva de gasto establece una relación general entre el caudal de salida y la cota de la lámina de agua en cada punto del contorno. Dicha relación es introducida por el usuario en la que se definen pares de valores de caudal específico y cota de la lámina de agua.

Tabla 7. Condiciones de contorno implementadas en los contornos abiertos

Contorno	Régimen		Condiciones impuestas
Entrada	Caudal total	Subcrítico / Crítico	Caudal total en dirección normal al contorno
		Supercrítico	Caudal total en dirección normal al contorno y velocidad media
	Caudal específico	Subcrítico / Crítico	Caudal específico en dirección normal al contorno
		Supercrítico	a. Caudal específico en dirección normal al contorno y calado b. Caudal específico en dirección normal al contorno y cota de agua
Salida	Subcrítico		a. Calado
			b. Cota de agua
			c. Vertedero (cota y coeficiente de descarga)
			d. Curva de gasto
	Supercrítico / Crítico		No es necesario imponer ninguna condición

FUENTE: IBER (2015).

2.10.5. Condiciones de Contorno Internas

El «*Manual de Referencia Hidráulico IBER*» establece que las condiciones de contorno internas se utilizan para modelar estructuras hidráulicas tipo compuertas, vertederos o puentes que entran en carga. En IBER, se pueden utilizar para modelar las siguientes condiciones de flujo:

- Flujo bajo compuerta
- Flujo sobre vertedero en lámina libre
- Combinación de compuerta y vertedero
- Pérdida localizada

2.10.6. Esquemas Numéricos

Tanto las ecuaciones hidrodinámicas (ecuaciones de aguas someras bidimensionales), como las correspondientes a los modelos de turbulencia y de transporte de sedimentos, se resuelven en forma integral por el método de volúmenes finito. Siendo este uno de los métodos más extendidos y comúnmente utilizados en dinámica de fluidos computacional.

Las características de los esquemas numéricos utilizados en todos los módulos de Iber son las siguientes:

- Esquemas en volúmenes finitos, planteados en forma integral y conservativa.
- Mallado no-estructurado. Mallas formadas por elementos de 3 y 4 lados
- Capacidad de resolver flujo rápidamente variado (régimen subcrítico, supercrítico, cambios de régimen, etc.).
- Capacidad de resolver flujo rápidamente variable (resaltos móviles, ondas de choque no estacionarias, etc.).
- Resolución de las ecuaciones hidrodinámicas mediante esquemas descentrados tipo Roe de alta resolución (orden superior a 1 y no oscilatorios).
- Tratamiento descentrado del término fuente pendiente del fondo.
- Tratamiento centrado del resto de términos fuente.
- Esquemas de orden 1 y orden 2 por líneas de precisión en espacio.
- Esquemas explícitos en tiempo.
- Tratamiento de frentes seco-mojado no estacionarios mediante esquemas estables y conservativos (sin pérdida de masa).

2.10.6.1. Mallas de Cálculo

Para resolver una ecuación diferencial por el método de volúmenes finitos es necesario realizar previamente una discretización espacial del dominio a estudiar, para ello se divide el dominio de estudio en celdas de tamaño relativamente pequeño.

El modelo IBER trabaja con mallas no estructuradas formadas por elementos que pueden tener 3 o 4 lados, así como combinar elementos irregulares de 3 y 4 lados dentro de la misma malla. La principal ventaja de trabajar con mallas no estructuradas es la facilidad con que se adaptan a cualquier geometría, ya que no es necesario que la malla tenga ningún tipo de organización o estructura interna.

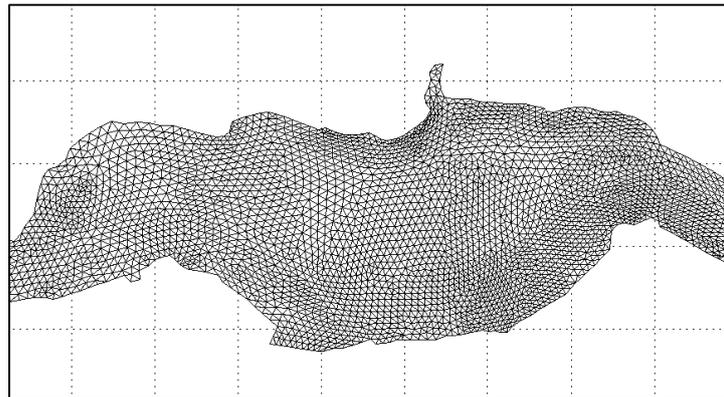


Figura 6. Ejemplo de malla no estructurada formada por elementos triangulares.

FUENTE: IBER (2015).

2.10.6.2. Discretización en Volúmenes Finitos de las Ecuaciones 2D-SWE

Para su discretización por el método de volúmenes finitos, en IBER se trabaja con las ecuaciones de aguas someras bidimensionales escritas en forma conservativa y vectorial como:

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial F_x}{\partial x} + \frac{\partial F_y}{\partial y} = \sum_k G_k \quad (2.30)$$

Donde el vector de variables conservadas “w” y el vector de los términos de flujo “F_x” e “F_y” vienen dados por:

$$\mathbf{w} = \begin{bmatrix} h \\ q_x \\ q_y \end{bmatrix} \quad \mathbf{F}_x = \begin{bmatrix} q_x \\ \frac{q_x^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \\ \frac{q_x q_y}{h} \end{bmatrix} \quad \mathbf{F}_y = \begin{bmatrix} q_y \\ \frac{q_x q_y}{h} \\ \frac{q_y^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \end{bmatrix} \quad (2.31)$$

Para realizar la discretización espacial de las ecuaciones de conservación de masa y movimiento por el método de volúmenes finitos se realiza la integral de las ecuaciones diferenciales en cada celda de la malla de cálculo. Esta forma de proceder es especialmente ventajosa para la resolución de ecuaciones de conservación, ya que se resuelven las ecuaciones en forma integral, lo que permite formular de forma sencilla métodos conservativos. La discretización temporal y espacial de las ecuaciones de aguas someras bidimensionales en forma vectorial viene dada por la siguiente expresión:

$$\frac{w_i^{n+1} - w_i^n}{\Delta t} A_i + \int_{L_i} (F_x \tilde{n}_x + F_y \tilde{n}_y) dL = \sum_k G_{k,i} A_i \quad (2.32)$$

- **Discretización de los Términos de Flujo Convectivo**

Para discretizar los términos de flujo se utilizan esquemas conservativos descentrados de tipo Godunov. Actualmente se encuentra implementado el esquema descentrado de Roe tanto en orden 1 como en orden 2 de precisión en espacio. En los casos en los que existen zonas de recirculación en el flujo o gradientes espaciales de velocidad importantes, no se aconseja utilizar el esquema de orden 1 en las ecuaciones hidrodinámicas, ya que proporciona campos de velocidad excesivamente difusivos.

En la discretización de las ecuaciones hidrodinámicas, la integral de contorno correspondiente a los términos de flujo convectivo se calcula a partir de una función de flujo numérico Φ como:

$$\int_{L_i} (F_x \tilde{n}_x + F_y \tilde{n}_y) dL \approx \sum_{j \in K_i} \Phi_{LR} (W_L, W_R, n_{ij}) \quad (2.33)$$

En donde “ Φ_{ij} ” es una función de flujo numérico definida para cada arista “LR”, donde “L” y “R” son los nodos a izquierda y derecha de la arista considerada.

2.11. MODELO HIDRÁULICO HEC-RAS 2D

Chero W. (2015) menciona que HEC-RAS permite la modelación hidráulica en régimen permanente y no permanente, transporte de sedimentos y análisis de calidad del agua en cauces abiertos, ríos y canales artificiales. Actualmente cuenta con una extensión que permite simular el flujo de agua combinando modelos 1D/2D, así como totalmente 2D; basándose su aplicación en las ecuaciones de Onda Difusiva y Saint Venant las cuales se resuelven mediante el algoritmo de volúmenes finitos implícitos.

Tabla 8. Evolución del tipo de modelización y herramientas de HEC-RAS.

Versión HEC-RAS	Model. 1D	Model. Cuasi-2D	Model. 2D	Flujo Permanente	Flujo No Permanente	Análisis de Transporte de Sedimentos	Análisis de Calidad de Agua
2.2	✓			✓			
3.1.3	✓			✓	✓		
4.1.0	✓	✓		✓	✓	✓	✓
5.0	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

FUENTE: Luén Chero (2015).

2.11.1. Capacidades y Ventajas

Las capacidades que el modelo matemático HEC-RAS 5.0 posee en su análisis en 2D son descritas a continuación (información tomada del «*Hec Ras 5.0 2D Modeling User's Manual*»):

- Realizar modelización en 1D, 2D o una combinación de ambos.
- Emplea las ecuaciones de Saint-Venant y Onda Difusa en 2D.
- Esquema numérico empleado: Volumen Finito Implícito.

- Algoritmo de solución para el acoplamiento de modelos 1D y 2D
- Mallas computacionales estructuradas y no estructuradas
- Tabla detallada de propiedades hidráulicas para celdas y contornos de celdas computaciones 2D.
- Mapas detallados de inundación y animaciones de los mismos.
- Solución del esquema numérico basado en multiprocesadores.
- Permite trabajar con procesadores de 64-Bit y 32-Bit.

2.11.2. Limitaciones Actuales

A pesar de son muchas las ventajas que el modelo matemático HEC-RAS 5.0 posee en su análisis en 2D,este cuenta también con varios problemas y limitaciones que son descritas a continuación:

- Ofrece poca flexibilidad para añadir estructuras hidráulicas dentro de un área 2D
- No se puede ejecutar simulación de transportes de sedimentos producto de la erosión o deposición dentro de un área 2D.
- No se puede ejecutar simulación de calidad de agua dentro de un área 2D.
- No se puede conectar centrales de bombeo dentro de un área 2D.
- No se puede utilizar las capacidades de modelización de puentes de HEC-RAS dentro de un área 2D. Se pueden modelar alcantarillas, vertederos, y rupturas pero usando la herramienta «SA/2D Area Conn».

2.11.3. Ecuaciones Hidráulicas en el modelo HEC-RAS 2D

El programa permite elegir entre las ecuaciones de Saint-Venant u Onda Difusa en 2D para llevar a cabo la modelización. De forma general las ecuaciones de Onda Difusa en 2D permiten que el *software* procese la información rápidamente y tiene mayores propiedades de estabilidad, sin embargo las ecuaciones de Saint-Venant 2D son aplicables a una gama más amplia en la resolución de problemas (información tomada del «*Hec Ras 5.0 2D Modeling User's Manual*»).

2.11.3.1. Ecuaciones de Difusión de Onda en Aguas Poco Profundas

- **Forma de Onda de Difusión de la Ecuación de Momentum**

Con un flujo controlado, los componentes de la ecuación de momentum pueden ser descartados hasta llegar a una versión simplificada. El movimiento del flujo es conducido por el gradiente de presión barotrópica balanceado por la fricción de fondo, simplificando la ecuación:

$$\frac{n^2 |V| V}{(R(H))^{\frac{4}{3}}} = -\nabla H \quad (2.34)$$

Dividiendo ambos lados de la ecuación por la raíz cuadrada de su normal, la ecuación puede ser arreglada en una forma más clásica:

$$V = \frac{-(R(H))^{\frac{2}{3}}}{n} = \frac{\nabla H}{|\nabla H|^{\frac{1}{2}}} \quad (2.35)$$

Donde:

V = Vector velocidad

R = Radio hidráulico

∇H = Gradiente de la superficie de elevación

n = Valor empírico derivado de Manning

- **Aproximación de Onda de Difusión de Ecuaciones de Agua Poco Profundas**

Cuando la velocidad es determinada por un balance entre gradiente de presión barotrópica y la fricción de fondo, la forma de onda de difusión de la ecuación de momentum puede ser usada en lugar de la ecuación de momentum completa y el correspondiente sistema de ecuaciones puede ser simplificado en el siguiente modelo de ecuación:

$$\frac{\delta H}{\delta t} - \nabla \cdot \beta \nabla H + q = 0 \quad (2.36)$$

Donde:

$$\beta = \frac{(R(H))^{\frac{5}{3}}}{n|\nabla V|^{\frac{1}{2}}} \quad (2.37)$$

Si la información batimétrica es de interés, la ecuación de difusión de onda puede también ser sustituida de la ecuación de continuidad para obtener la siguiente expresión:

$$\frac{\Omega(H^{n+1}) - \Omega(H^n)}{\Delta t} - \sum_k \alpha \nabla H \cdot n + Q = 0 \quad (2.38)$$

Donde:

$$\alpha = \alpha(H) = \frac{(R(H))^{\frac{2}{3}} A_k(H)}{n|\nabla H|^{\frac{1}{2}}} \quad (2.39)$$

$\Omega(H^n)$ = Volumen de celda al tiempo "n".

A = Área de cara "k", como funciones de la elevación.

2.11.3.2. Ecuaciones de Conservación de Momentum

Cuando las escalas de longitud horizontal son mucho más grandes que la escala de longitud vertical, la conservación de volumen implica que la velocidad vertical es pequeña. La ecuación de momentum vertical de Navier-Stokes puede utilizarse para justificar que la presión es casi hidrostática. En ausencia de gradientes de presión baroclínicos (densidad variable), una fuerza fuerte del viento y presión no hidrostática, es adecuada usar una versión verticalmente promediada de la ecuación de momento. La velocidad vertical y los términos derivados verticales pueden ser despreciados con seguridad (tanto en ecuaciones de masa como de impulso), permitiendo de ese modo obtener las ecuaciones de aguas poco profundas.

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} + \nu_t \cdot \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f u + f v \quad (2.40)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} + \nu_t \cdot \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + f u \quad (2.41)$$

Donde:

u, v = Velocidades en las direcciones cartesianas.

g = Aceleración gravitatoria.

ν_t = Coeficiente de viscosidad horizontal.

c_f = Coeficiente de fricción inferior.

H = Tirante de agua

f = Parámetro de Coriolis.

El lado izquierdo de la ecuación contiene los términos de aceleración, el lado derecho representa las fuerzas internas o externas que actúan sobre el fluido. El término del lado izquierdo y el lado derecho se organizan de tal manera que estén de acuerdo con la segunda ley de Newton, de la cual se derivan las ecuaciones de momento.

Las ecuaciones de momento también se pueden representar como una forma única vectorial diferencial. La ventaja de esta presentación de la ecuación es que se vuelve más compacta y fácilmente legible, siendo la forma vectorial de la ecuación de momento la siguiente:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \cdot \nabla V = -g \nabla H + \nu_t \cdot \nabla^2 V - c_f V + f k * V \quad (2.42)$$

Donde:

∇ = Vector de los operadores de derivadas parciales dados por $\nabla = (\delta / \delta x, \delta / \delta y)$

k = Vector unitario en la dirección vertical.

Cada término de la ecuación vectorial tiene una contraparte física clara. De izquierda a derecha hay la aceleración no permanente, la aceleración convectiva, el término de presión barotrópica, la difusión de remolinos, la fricción de fondo y el término de Coriolis.

Un análisis dimensional muestra que cuando la profundidad del agua es muy pequeña el término de fricción inferior domina la ecuación. Como consecuencia, la ecuación para celdas secas toma la forma límite $V = 0$.

- **Aceleración**

Los términos de aceleración Euleriana en la izquierda, pueden condensarse en un término de aceleración derivada de Lagrange tomado a lo largo de la trayectoria que se mueve con el término de velocidad:

$$\frac{DV}{Dt} = \frac{\delta V}{\delta t} + V \cdot \nabla V \quad (2.43)$$

- **Fricción de Fondo**

Usando la fórmula de Manning, el coeficiente de fricción inferior se da por:

$$C_f = \frac{n^2 g |V|}{R^{\frac{4}{3}}} \quad (2.44)$$

Donde:

$|V|$ = Magnitud del vector velocidad

R = Radio Hidráulico

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

- **Viscosidad de torbellino**

La turbulencia es un fenómeno complejo de movimiento caótico (turbulento) y remolinos que abarcan una amplia gama de escalas de longitud. Muchas de las escalas de longitud son demasiado pequeñas para ser resueltas factiblemente por un modelo numérico discreto, por lo que la mezcla de flujo turbulento se modela como un proceso de difusión de gradiente. En este enfoque, la velocidad de difusión se echa como el coeficiente de viscosidad de turbulencia ν_t .

El coeficiente de viscosidad de torbellino se puede definir como:

$$v_t = Dh u_* \quad (2.45)$$

Donde “D ”es una constante empírica no dimensional y “ u_* ” es la velocidad de corte, el cual se puede calcular como:

$$u_* = \sqrt{gRS} = \frac{\sqrt{g}}{c} |V| = \frac{n\sqrt{g}|V|}{R^{\frac{1}{6}}} \quad (2.46)$$

En el cual “R” es el radio hidráulico y “S” denota la pendiente de energía, que puede ser calculada usando la fórmula de Chézy, y más simplificada usando la fórmula de Manning.

Se supone que la difusión es isotrópica y que los valores empíricos “ D_L ” y “ D_T ” son idénticos. El coeficiente de mezcla “D” es un valor empírico que varía con la geometría y la superficie de fondo / pared, algunos valores para “D” se proporcionan en la tabla 9:

Tabla 9. Coeficientes de mezcla transversal de viscosidad de torbellino.

D	Coficiente de Mezcla	Geometría y Superficie
0.11-0.26	Poca mezcla	Canal recto, superficie lisa
0.30-0.77	Mezcla Moderada	Meandros suaves, irregularidades superficiales moderadas
2.0-5.0	Mezcla Fuerte	Meandros fuertes, superficie rugosa

FUENTE: Hec Ras 2D Hydraulic Reference Manual (2016).

▪ **Gravedad**

La latitud afecta el valor de “g” hasta $\pm 0,3\%$, debido a la rotación de la Tierra y la protuberancia ecuatorial. De acuerdo a la fórmula Somigliana:

$$g = g_o \frac{1+k \sin^2 \varphi}{\sqrt{1-e^2 \sin^2 \varphi}} \quad (2.47)$$

Donde:

φ = valor de latitud.

$g_0 = 9.7803267715 \text{ m / s}^2$ (32.0876862582 pies / s²), es la aceleración gravitacional en el ecuador.

$k = 0.0019318514$, es la constante de gravedad normal.

$e = 0.0066943800$, es el cuadrado de la excentricidad de la Tierra.

▪ Efecto de Coriolis

El último término de la ecuación de momento está relacionado al efecto de Coriolis. Esto explica el hecho de que el marco de referencia de la ecuación está relacionado a la tierra, la cual está rotando sobre su eje. El componente vertical de Coriolis es despreciado de acuerdo con los supuestos de aguas poco profundas.

La fuerza horizontal sentida por cualquier objeto en el marco giratorio es proporcional al parámetro de Coriolis por la siguiente relación dada por:

$$f = 2\omega \sin \varphi \quad (2.48)$$

Donde:

$\omega = 0.00007292115855306587/\text{s}$ siendo el valor de la velocidad angular sideral de la tierra.

φ = Valor de latitud en decimales.

2.11.3.3. Condiciones de Contorno

En cualquier paso de tiempo dado, las condiciones de contorno deben darse en todos los bordes del contorno, dentro de HEC-RAS pueden ser de tres tipos diferentes:

- **Elevación de la superficie del agua:** El valor de la elevación de la superficie del agua $H = H_b$, se da en uno de los bordes límite.

- **Gradiente de superficie del agua:** Se impone la pendiente de la superficie del agua “S_b” en la dirección normal al límite. Esta condición se expresa como:

$$\nabla H \cdot n = S_b \quad (2.49)$$

- **Flujo:** Se proporciona el flujo “Q_b” que cruza el límite. En la ecuación de continuidad implementa esta condición mediante sustitución directa en la fórmula de flujo de las caras fronterizas correspondientes, más formalmente la integral superficial está limitada por la condición:

$$\iint_b V \cdot n dS = Q_b \quad (2.50)$$

Donde la integral es tomada sobre la superficie límite donde se aplica la condición de contorno. Si se prefiere un enfoque de batimetría de sub-grilla, una restricción debe usarse y la condición de límite toma la forma:

$$V_b \cdot n_b \cdot A_b(H) = Q_b \quad (2.51)$$

2.11.4. Esquemas Numéricos

2.11.4.1. Mallas Computacionales

HEC-RAS 2D fue diseñado para trabajar con mallas no estructuradas, pero también puede trabajar con mallas estructuradas. Las celdas computacionales de una determinada malla pueden ser triángulos, cuadrados, rectángulos o polígonos de hasta 8 lados como máximo. La celda que compone una malla computacional tiene las siguientes propiedades (Ver figura 7): Centro de Celda, Contorno de Celda y Puntos en Contorno de Celda.

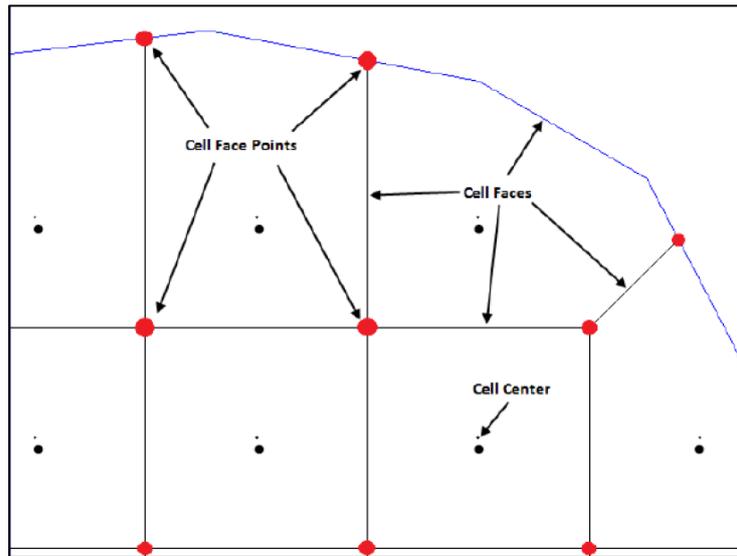


Figura 7. Propiedades de las celdas en una malla computacional.

FUENTE: Hec Ras 2D Modeling User's Manual (2016).

La malla generada puede ser manipulada con facilidad con herramientas que ofrece el software; esta edición permite mover, agregar y remover puntos de las celdas que se generan.

El proceso de mallado computacional se realiza siguiendo la técnica de triangulación de Delaunay y luego construye un diagrama de Voronoi. Asimismo, la elección del tamaño de malla es uno de los pasos importantes a considerar ya que debe optarse por elegir una malla que mejor se adecue al terreno que controlará el movimiento del flujo.

2.11.5. Paso de Tiempo Computacional

Una vez seleccionado el tipo de malla para la modelización de flujo en 2D, se requiere elegir un paso de tiempo computacional adecuado que funcione bien con la malla. HEC-RAS 2D, emplea dos formas para elegir el valor de éste parámetro basándose en el número de Courant, y se aplicará según se emplee la ecuación de Saint Venant u Onda Difusa para resolver el modelo.

2.11.5.1. Número de Courant

Chero (2015) describe el que el número de Courant se obtiene de la relación entre espacio, velocidad y tiempo, siendo conocido que dicha relación debe ser menor igual que la unidad. Con el cual se trabaja como un medio de restricción para los diferentes modelos de ecuaciones bidimensionales

- **Número de Courant para la ecuación de Saint Venant:**

$$C = \frac{V \cdot \Delta T}{\Delta X} \leq 1.0 \quad (2.52)$$

Máximo valor de C=3.0

Donde:

C = Número de Courant

V = Velocidad de Flujo

ΔT = Paso de tiempo computacional

ΔX = Promedio de tamaño de celda

- **Número de Courant para la ecuación de Onda Difusa:**

$$C = \frac{V \cdot \Delta T}{\Delta X} \leq 2.0 \quad (2.53)$$

Máximo valor de C=5.0

Donde:

C = Número de Courant

V = Velocidad de Flujo

ΔT = Paso de tiempo computacional

ΔX = Promedio de tamaño de celda

2.11.6. Información Requerida por el Modelo

La información requerida para la modelización en flujo no permanente no varía mucho respecto a versiones anteriores del software, por lo que solo se mencionara los siguientes:

- Las condiciones de contorno, que en el modelo 2D se emplean las siguientes: *Flow Hydrograph*, *Stage Hydrograph*, *Normal Depth* y *Rating Curve*; de lo cual queda sobreentendido que las dos primeras se emplean para ingresar flujo al área 2D, y las dos últimas permiten que el flujo abandone dicha área.
- El modelo digital de terreno (MDT) generado a partir de la topografía (los cuales se trabajaran en formato GeoTIFF (*.tif)).
- Información del uso de suelos, para lo cual se requiere archivos *ShapeFile* creados en ArcGIS con los valores correspondientes de coeficientes. En caso de no utilizar esta opción, el programa utilizará por defecto el valor que aparece al momento de generar la malla 2D, y la aplicará sobre toda la superficie del terreno contenido en la malla 2D.

2.11.7. Interfaz RAS Mapper

RAS Mapper es una herramienta implementada en la última versión de HEC-RAS 2D, con la intención de mostrar los resultados de la modelización hidráulica, principalmente de representar la llanura de inundación que ocasionaría el desborde de algún curso de agua (Chero W., 2015). En su versión actual el usuario puede interactuar con los siguientes componentes:

- Los elementos geométricos usados en la modelización hidráulica.
- El modelo de digital del terreno.
- Los resultados de la modelización hidráulica.

Asimismo las tareas básicas, que se desarrollan en RAS Mapper son:

- **Definición del Sistema de Referencia Espacial de Trabajo**

La primera tarea para dar inicio a la modelización en dos dimensiones, es la georreferenciación del modelo a trabajar. Esta tarea se logra en RAS Mapper, a través de la herramienta *Set Projection for Project*. Para poder georeferenciar el modelo, el programa trabaja los archivos de extensión “*.prj” (*ESRI projection file*), vinculados con la base datos que contiene el software ArcGIS.

- **Generación del Modelo Digital de Terreno (MDT)**

Los formatos reconocidos por el programa son: Floating Grid Point (*.flt), GeoTIFF (*.tif), ESRI grid files, y otros. Cualquiera de los formatos elegidos serán convertidos en formato GeoTIFF (*.tif), el cual será comprimido para permitir un menor espacio de almacenamiento y mayor rapidez en la velocidad de cómputo al momento de generar mapas de inundación.

- **Generación de Polígonos con Usos de Suelo.**

Para cargar información del uso de suelo, se deberá emplear la herramienta *New Land Classification*, este proceso se realiza importando archivos *ShapeFile* creados en ArcGIS. En caso de no utilizar esta opción, el programa utilizará por defecto, el valor que aparece al momento de generar la malla 2D, y la aplicará sobre toda la superficie del terreno.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. ZONA DE ESTUDIO

Región	: LIMA	Longitud	: 76° 52' 12''W
Provincia	: LIMA	Latitud	: 12° 00' 37''S
Distrito	: ATE VITARTE	Altitud	: 649 m.s.n.m.

El área de estudio políticamente se ubica en el departamento de Lima, provincia de Lima y está comprendida en el distrito de Ate Vitarte en cuyo ámbito se ubican los poblados y terrenos de cultivo sobre ambas márgenes en forma paralela al río Rímac. Siendo el caso del crecimiento demográfico lo que está convirtiendo las zonas agrícolas en zonas de desarrollo urbano sobre la margen izquierda y con la existencia de vías de interconexión en buen estado.

El presente estudio se enmarca en el tramo del sector Huachipa (km 27+450 hasta el km 28+525 del río Rímac), ubicándose aguas abajo después del puente Huachipa.

3.1.1. Cuenca del Rio Rímac

La cuenca del río Rímac, se encuentra emplazada en la rama Occidental de la Cordillera de los Andes, entre las cumbres nevadas de Anticona, Pucacocha, Yuracocha, etc. Su ubicación está señalada entre los paralelos 11°27'27'' y 12°10'19'' de latitud sur y los meridianos 76°02'57'' y 77°10'12'' de longitud oeste.

Nace en el contrafuerte de la Cordillera Occidental de los Andes, dando origen al valle del Rímac, alimentándose con las precipitaciones que caen en la parte alta de su cuenca colectora y con los deshielos de los nevados que existen en la cuenca.

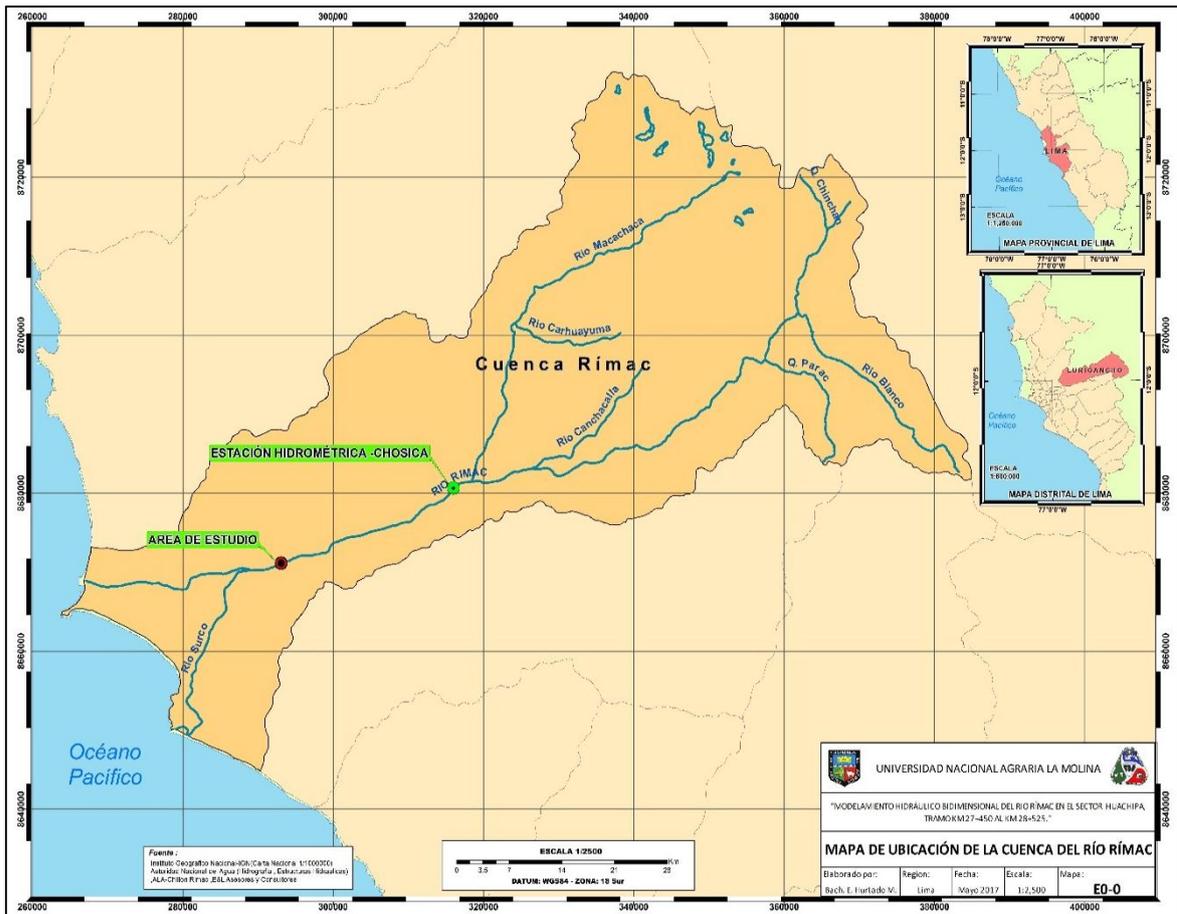


Figura 8. Mapa de ubicación de la cuenca del Rímac.

FUENTE: Elaboración propia.

3.1.2. Descripción del Tramo de Estudio

El tramo de análisis se ubica en la margen izquierda del río Rímac y tiene una longitud de 1070 m de eje de tránsito en el río. Siendo la ruta de acceso por la Av. Javier Prado Este, pasando por la Calle Ricardo Angulo, siguiendo por la vía Evitamiento hasta llegar a la Autopista Ramiro Priale, entrando a la Av. Huachipa en Lurigancho – Chosica.

Las márgenes del río están constituidas principalmente por material propio de río, habiéndose detectado en algunos sectores vegetación propia de la zona además de arena gruesa y bolonería del cauce.

Para el tramo de 1070 metros del levantamiento topográfico se han identificado las secciones para el modelamiento, con la cual se ha determinado que el ancho estable del río es de 60 m, el cual se ha adecuado a las secciones existentes.

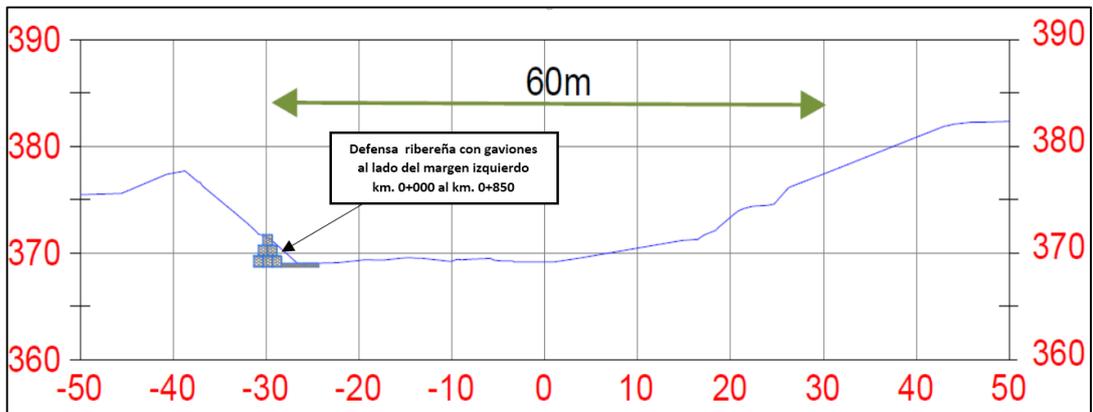


Figura 9. Inicio de tramo de determinación del ancho estable-progresiva 0+020.

El ancho estable está determinado por el ancho recurrente, con características de estabilidad comprobada, en la cual se observa que el talud está consolidado y no podrá ser arrastrado por caudales con tirantes mayores a 3 metros. En la margen derecha del río, se observa que el material del talud no es estable y está conformado por desmonte, material suelto y rocas que no representan mayor seguridad a la conducción del río en máxima avenida.



Figura 10. Vista de la margen derecha del río Rímac.

Sobre la margen izquierda el río presenta un camino de acceso sobre el dique de encauzamiento y sobre el talud una defensa ribereña con gaviones desde el inicio hasta la altura de la progresiva en el km. 0+850 del tramo, lo que proporciona a la conducción la seguridad necesaria para evitar efectos de socavación y desbordes.

Asimismo sobre la margen derecha se han ubicado terrenos de cultivo y viviendas precarias las cuales colindan con el talud del dique.



Figura 11. Vista de la margen izquierda del río Rímac.

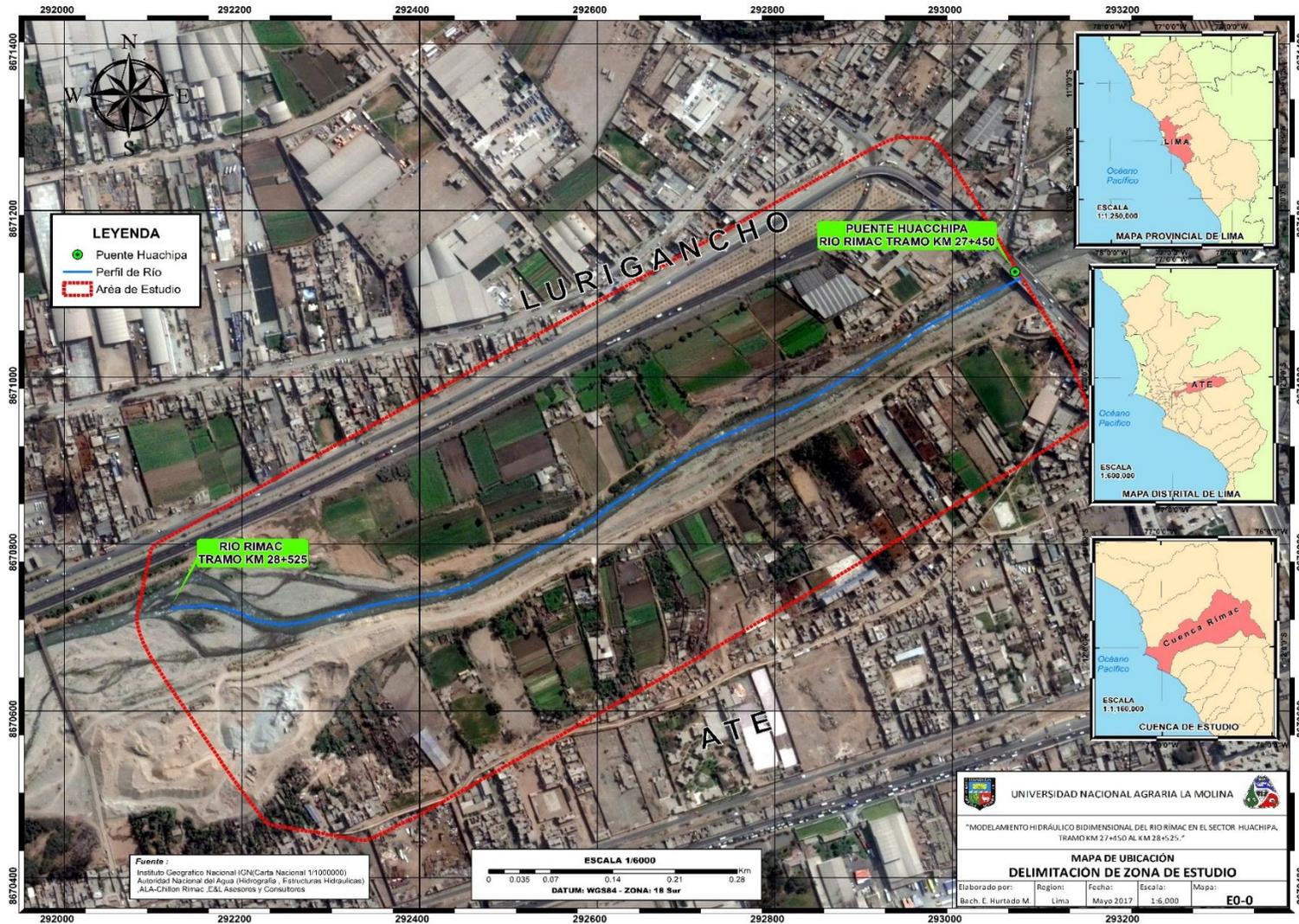


Figura 12. Ubicación geográfica de la zona de estudio. Ate, Lima-Perú.

FUENTE: Elaboración propia.

3.1.3. Estructuras Existentes

- **Puente Huachipa (Av. Las Torres)**

Se ubica sobre la Av. Las Torres, es un puente de doble vía para tránsito liviano con unos 25m de luz. En el cual los beneficiarios directos son las personas que usan los diversos modos de transporte (público y privado) y transporte de carga que circulan por el eje vial Autopista Ramiro Prialé - Av. Las Torres - Carretera Central; así mismo el puente hace efectiva la interconexión y capacidad vial - Peatonal entre la Av. Las Torres - Autopista Ramiro Prialé - Carretera Central, distritos de Ate y Lurigancho.

Para el presente estudio solo se consideró el tramo del río Rímac, aguas abajo del puente Huachipa ,con una longitud de 1.07 km.



Figura 13. Vista dentro del puente Huachipa, L=25m.

- **Viviendas**

La ocupación del territorio en las zonas de las riberas del río Rímac ha ido progresando con los años, primero se han llevado a cabo con los ocupantes de los predios agrícolas y recientemente con la expansión urbana la misma que se ha llevado a cabo con centros poblados ubicados en la zonas de ribera.

Los accesos existentes son: por la Av. Las Torres en el distrito de Ate Vitarte, a través de una vía asfaltada hasta el Puente Huachipa y luego por una trocha por la margen derecha del río Rímac.

Las viviendas que se ubican sobre la margen derecha son de material noble en su mayoría, sin embargo está ocupando zona intangible del río, hasta la zona del talud del río.



Figura 14. Presencia de viviendas en las zonas de las riberas del río Rímac

Sobre la margen izquierda, existe un retiro mayor además de un camino el cual sirve de vía de acceso a la asociación Huáscar.

Asociación Huáscar:

Ubicada sobre la margen izquierda del río Rímac y perteneciente a la provincia de Lima y distrito de Ate, la información acerca de la composición de la población es como se ve en la tabla 10.

Tabla 10. Información del centro poblado presente en el tramo de estudio.

Nombre de Centro Poblado	Total
Asociación Huáscar	250

FUENTE: INEI ,2007.



Figura 15. Viviendas y terrenos de cultivo de la asociación de pequeños agricultores “HUASCAR”.

3.2. MATERIALES Y EQUIPOS

3.2.1. Topografía de la Zona

Para el presente estudio se requirió información topográfica que contenga datos sobre las curvas de nivel de la faja marginal del río (eje central y líneas de bancos del río), la geometría del cauce y la franja de inundación al menor espaciamiento posible. Dicha información fue extraída del informe «*Levantamiento Topográfico en la Cuenca del Río Rímac-Sector: Puente Huachipa, L=1070 m*» (2017), el cual fue proveído por la empresa de consultoría en proyectos en ingeniería “E.L. ASESORES Y CONSULTORES EIRL.”, que se realizó con fines de estudios para delimitación de fajas marginales.

En el informe se describe que se llevó a cabo el trazo de la poligonal abierta en el tramo desde la ubicación de la bocatoma Rímac sobre la margen izquierda, como parte de la georeferenciación definitiva y también el relleno con detalle de las terrazas más alejadas del cauce, con lo cual se completó una sección, considerando hasta una distancia máxima de 50 metros sobre las márgenes del río en promedio. Además se estableció los puntos de control horizontal y vertical como vértices de la poligonal básica en la ubicación de muros existentes de obras de arte, estas ubicaciones han sido identificadas en zonas fuera del alcance de las avenidas, sobre las terrazas en el presente estudio.



Figura 16. Punto de control topográfico GPS-1, al noroeste del puente Huachipa.

Se trató de complementar información topográfica aguas arriba y debajo de la zona donde se ubican las curvas de nivel levantadas, mediante la digitalización de las cartas nacionales del IGN (Instituto Geográfico Nacional) para dicha zona en una escala 1:100 000. Pero debido a diferencias en la escala y el nivel de detalle no se pudo añadir dicha información, por lo que al final solo se trabajó con las curvas de nivel ya mencionadas.

3.2.2. Imagen espacial de la Zona

Se ha utilizado las imágenes de la plataforma Google Satellite, imágenes que están compuestas de satélites sensores y cámaras áreas, georeferenciadas, teniendo un mosaico completo del área de estudio con una resolución espacial de 0.15 m por pixel.

3.2.3. Información Hídrica

En el río Rímac se dispone de la información hidrométrica proveniente de la estación hidrométrica de Chosica proporcionada el Sistema Nacional de Información de Recursos Hídricos – SNIRH, en coordinación con la Autoridad Nacional del Agua (ANA) y el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAHMI), cuya información consiste en caudales promedio diarios (es decir valores promedio de tres o cuatro lecturas diarias) del

periodo de 1967-2016.

Para consulta acerca de la información hidrológica sobre la cuenca de estudio, se revisó el trabajo realizado por la Autoridad Nacional del Agua-ANA «*Estudio Hidrológico y Ubicación de la Red de Estaciones Hidrométricas en la Cuenca del Río Rímac* » (2010).

3.2.4. Estudios de coeficientes de uso de suelos

Se empleó los valores de coeficientes de uso de suelo propuestos en el trabajo realizado por Ayala (2014), así como a base de los estudios realizados de hidrología y drenaje realizados para el proyecto «*Estudios de Pre inversión a Nivel de Perfil y Factibilidad del Proyecto de Inversión Pública: Prolongación de la Avenida Javier Prado desde Intersección con Avenida Metropolitana hasta acceso a Autopista Ramiro Prialé*» (2016).

3.2.5. Equipos

- Cámara fotográfica.
- Camioneta.
- Programas de cómputo: Word, Excel, Autocad Civil 2016, Hec-Ras 5.0, IBER V.2.3.2, Hec-HMS 4.2.1, Arc Gis 10.3, Hydrognomon 4.
- Extensiones para los modelos: Spatial Analyst, Arc Hydro Tools y Hec-Geo RAS.
- Equipo de computación CORE i5.

3.3. METODOLOGÍA DE TRABAJO

3.3.1. Determinación de Caudales Máximos

Se empleó la información hidrométrica proveniente de la estación hidrométrica de Chosica proporcionada el Sistema Nacional de Información de Recursos Hídricos – SNIRH, en coordinación con la Autoridad Nacional del Agua (ANA) y el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAHMI), cuya información consiste en caudales

promedio diarios (es decir valores promedio de tres o cuatro lecturas diarias) del periodo de 1967-2016 , contando con 49 años con información completa (Ver tabla 11).

Tabla 11. Información de la estación hidrométrica Chosica.

Codigo de estacion	Nombre de estacion	Responsable de Informacion	Estado	Periodo (años)	Latitud	Longitud	Altura (m.s.n.m.)	Cuenca
202906	CHOSICA	SENAMHI	Operativa	1967-2016	-11.93	-76.69	906	Rimac

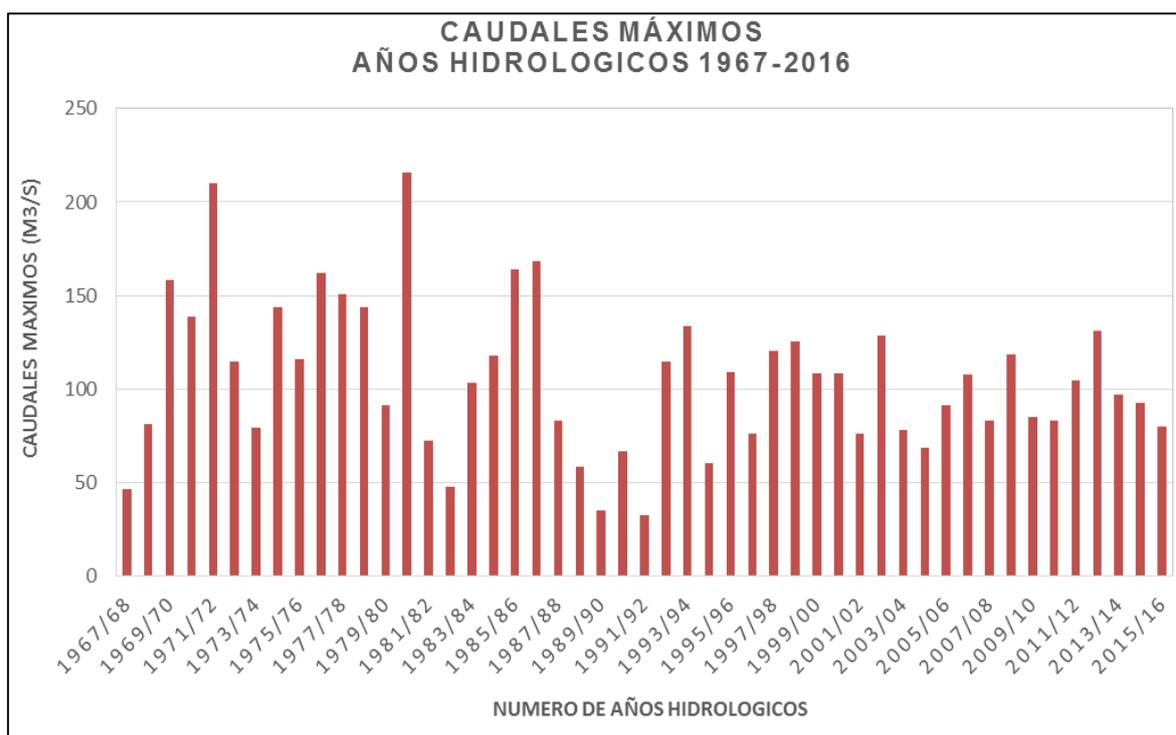


Figura 17. Hidrograma de caudales máximos, años hidrológicos 1967-2016.

FUENTE: Elaboración propia.

Según la información del SENAMHI, los caudales registrados del río Rímac son caudales promedios diarios, es decir promedio de tres o cuatro valores o lecturas diarias, pero para el diseño de estructuras hidráulicas la información hidrométrica a utilizar debe tener valores máximos de caudales instantáneos, no los valores medios diarios, sabiendo que una estructura hidráulica construida en el río debe soportar a la máxima avenida instantánea.

Por este razón se realizó la conversión de caudales promedio diario a instantáneos mediante el coeficiente de relación caudal máximo instantáneo y caudal promedio diario propuesto

por Fuller (capítulo II, ecuación 2.1) que se fundamenta en función del área de la cuenca. Para ello se delimitó el área de la cuenca del Rímac a la estación hidrométrica Chosica, mediante el uso del programa ArcGis, en la cual se obtuvo los siguientes parámetros:

Tabla 12. Parámetros de cuenca delimitada del río Rímac

Área (km ²)	Longitud Cauce (m)	Pendiente de Cauce m/m
2340.4	96320.7	0.270

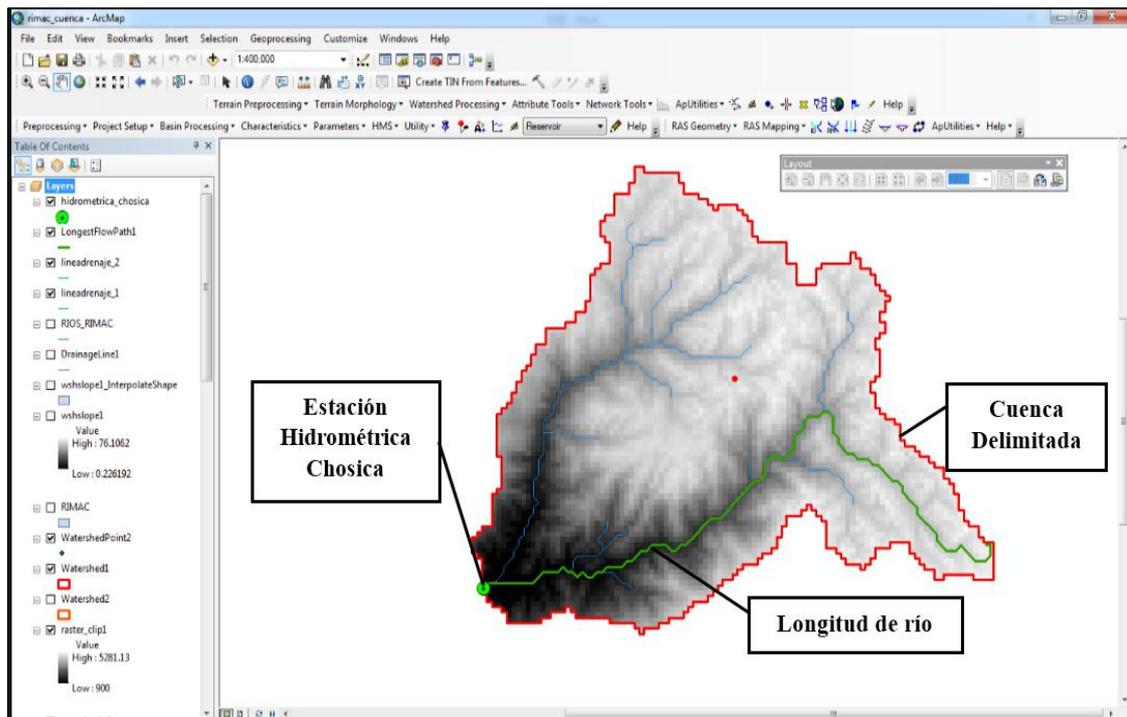


Figura 18. Cuenca delimitada del río Rímac en función a la estación hidrométrica.

FUENTE: Elaboración propia.

Luego se procede a reemplazar el área de la cuenca del río Rímac (2340.4 km² de área delimitada hasta la estación hidrométrica), en la ecuación 2.1:

$$k = 1 + \frac{2.66}{(2340.4)^{0.33}}$$

$$k = 1.206$$

Obteniéndose un coeficiente de 1.206 para la relación entre el caudal máximo instantáneo y caudal promedio diario para la cuenca delimitada (valor próximo para superficies entre 1000

y 3000 km²), a partir de dicho valor se procedió a calcular los caudales instantáneos, los cuales figuran en la tabla 13:

Tabla 13. Caudales máximos y máximos instantáneos durante el periodo de años hidrológicos 1967-2016. Estación hidrométrica Chosica.

N°	Año Hidrológico	Caudal Máximo (m³/s)	Caudal Máximo Instantáneo (m³/s)
1	1967-1968	46.40	55.94
2	1968-1969	81.40	98.14
3	1969-1970	158.00	190.48
4	1970-1971	139.00	167.58
5	1971-1972	210.00	253.18
6	1972-1973	115.00	138.64
7	1973-1974	79.10	95.36
8	1974-1975	144.00	173.61
9	1975-1976	116.00	139.85
10	1976-1977	162.00	195.31
11	1977-1978	151.00	182.05
12	1978-1979	144.00	173.61
13	1979-1980	91.50	110.31
14	1980-1981	216.00	260.41
15	1981-1982	72.20	87.04
16	1982-1983	47.80	57.63
17	1983-1984	103.50	124.78
18	1984-1985	118.00	142.26
19	1985-1986	164.18	197.94
20	1986-1987	168.50	203.14
21	1987-1988	83.00	100.06
22	1988-1989	58.56	70.60
23	1989-1990	35.12	42.34
24	1990-1991	66.98	80.75
25	1991-1992	32.88	39.64
26	1992-1993	114.49	138.03
27	1993-1994	133.96	161.50
28	1994-1995	60.35	72.76
29	1995-1996	108.93	131.33
30	1996-1997	76.35	92.05
31	1997-1998	120.61	145.41
32	1998-1999	125.49	151.29

...continuación

33	1999-2000	108.58	130.90
34	2000-2001	108.65	130.99
35	2001-2002	76.08	91.72
36	2002-2003	128.61	155.05
37	2003-2004	77.95	93.98
38	2004-2005	68.67	82.79
39	2005-2006	91.61	110.44
40	2006-2007	107.47	129.57
41	2007-2008	83.24	100.35
42	2008-2009	118.79	143.21
43	2009-2010	84.96	102.43
44	2010-2011	83.40	100.55
45	2011-2012	104.61	126.12
46	2012-2013	131.00	157.93
47	2013-2014	96.99	116.93
48	2014-2015	92.39	111.39
49	2015-2016	79.68	96.06

*S/D=Sin Data

FUENTE: SENAMHI.

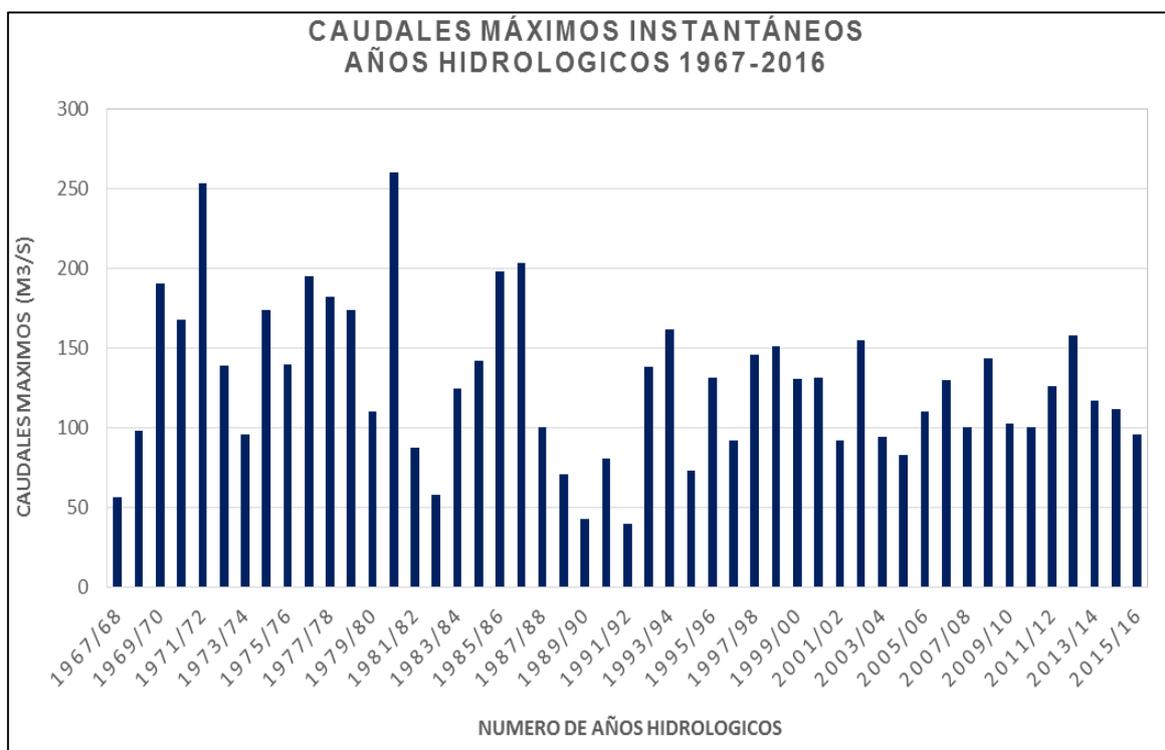


Figura 19. Hidrograma de caudales máximos instantáneos durante los años hidrológicos 1967-2016. Estación hidrométrica Chosica.

FUENTE: Elaboración propia.

3.3.2. Análisis de Máximas Avenidas

3.3.2.1. Análisis de Frecuencia de Caudales Máximos

- **Análisis Estadístico**

La información básica utilizada para el análisis probabilístico de serie de caudales máximos instantáneos del río Rímac es del periodo 1967-2016 (49 años de información).

En el presente estudio, para realizar el análisis de frecuencia de las descargas máximas instantáneas del río Rímac se ha utilizado el *software* Hydrognomon, el cual es un programa que permite el análisis y procesamiento de datos hidrológicos (principalmente en forma de series de tiempo, al igual que calcular las descargas máximas para diferentes períodos de retorno, considerando las funciones de distribución.

La metodología que se ha empleado para el análisis de máximas avenidas son funciones de distribución de probabilidades usados en el análisis de eventos extremos, tales como la distribución Log Normal de 2 parámetros, Log Normal de 3 parámetros, Gumbel y Log Pearson Tipo III.

Para ello se ingresó los datos de caudales máximos instantáneos dentro del programa Hydrognomon como una data de series de tiempo. Donde se precisó el tipo de variable como descarga (*discharge*), la zona horaria (*time zone*), unidades de medida (*Measurement unit*) en litros por segundos y la precisión de los datos en decimales.

Luego se procedió a definir el intervalo de tiempo en la pestaña *Time Step* por lo cual se escogió un intervalo anual para después ingresar el registro de datos de caudales anuales máximos instantáneos desde el año 1967-2016.

Después de introducir los datos, se debe seleccionar la herramienta *Hydrology*→*Pythia*→*Statistical Analysis*, para luego poder visualizar los parámetros de los diferentes tipos de distribuciones.

3.3.2.2. Prueba de Bondad de Ajuste de Distribución

Para poder ejecutar la prueba de bondad de ajuste se debe de escoger la opción *Test* → *Kolmogorov-Smirnov*, a partir del cual se podrá ver el grado de aceptación para cada tipo de distribución estadística.

Según el análisis de frecuencia realizado con el programa Hydrognomon, demuestra que la serie de caudales máximos instantáneos del río Rímac se ajusta mejor a la Pearson tipo III por mostrar menor porcentaje de error estándar que otras distribuciones. Considerando un nivel de significancia de $\alpha = 0.05$ y el número de datos a interpolar, se obtiene una condición de delta máximo (D_{max}) de 0.0515.

Para comprobar los valores obtenidos con el programa Hydrognomon, se comparó estos con los valores técnicos de la tabla del test de Kolmogorov-Smirnov de bondad de ajuste (Capítulo VIII, anexo 7). A continuación se muestra un resumen de los ajustes de cada distribución probabilística:

Tabla 14. Resumen de prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov.

Estación Hidrométrica Chosica			
Distribución Probabilística	Delta Calculado	Delta Tabular	Ajuste a distribución ($\alpha=0.05$)
LogNormal	0.069	0.198	Si se ajusta
Pearson III	0.052	0.198	Si se ajusta
Log Pearson III	0.109	0.198	Si se ajusta
EV1-Max (Gumbel)	0.067	0.198	Si se ajusta

FUENTE: Elaboración Propia.

Los resultados gráficos y tabulares correspondientes a los cálculos realizados figuran en el capítulo VIII, anexos 6, 7, 8 y 9.

3.3.2.3. Caudales Máximos asociados al Periodo de Retorno

El tiempo de retorno para la modelación se determinó en función a la vida útil y riesgo admisible para puentes y defensas ribereñas. De acuerdo a lo indicado en el «*Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje* » del M.T.C, se escogió un valor de riesgo admisible de $R=0.25$ y un tiempo de vida útil de $n=40$ años.

Reemplazando en la ecuación (2.2) del capítulo II, se obtuvo un valor de periodo de retorno de $T=140$ años:

$$0.25 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{40}$$
$$T = 140 \text{ años}$$

Para dicho periodo de retorno se calculó su valor de caudal por medio del *software* Hydrognomon dentro de la herramienta *Hydrology*→*Pythia- Statistical Analysis*. → *Forecast*→ *To a return period (Max.)*, se obtuvo un valor de $TR_{140}=271.22 \text{ m}^3/\text{s}$ para la distribución Pearson Tipo 3. Se consideró dicho valor de caudal máximo presente en la estación hidrométrica para la zona de estudio, tomando en cuenta el caso más crítico posible que podría venir en una máxima avenida.

3.3.3. Hidrograma de Avenida

Se requiere determinar el hidrograma de máxima avenida para el área de estudio dentro del contexto de la cuenca del río Rímac. Al no contar con dicha información, se utilizó los valores de los hidrogramas de máximas avenidas de las subcuencas del río Rímac y por medio del método de Muskingum- Cunge, se calculó el tránsito de dichos hidrogramas hasta donde se ubica la estación hidrométrica de Chosica.

La información de los hidrogramas de avenidas calculados por el método del hidrograma unitario sintético del Soil Conservation Service (S.C.S) a partir de la información

meteorológica consistente en precipitación máxima en 24 horas, de las estaciones cercanas a las subcuencas del río Rímac para el periodo de retorno de 100 años, se extrajo del «*Estudio Hidrológico y Ubicación de la Red de Estaciones Hidrométricas en la Cuenca del Río Rímac*» (2010).

Siendo las subcuencas de río Blanco, Alto río Rímac, Quebrada Párac y río Santa Eulalia, aquellas cuyas aguas confluyen hasta la zona de interés (Ver figura 20). Los valores tabulares para los hidrogramas correspondientes figuran en el capítulo VIII, anexo 10.

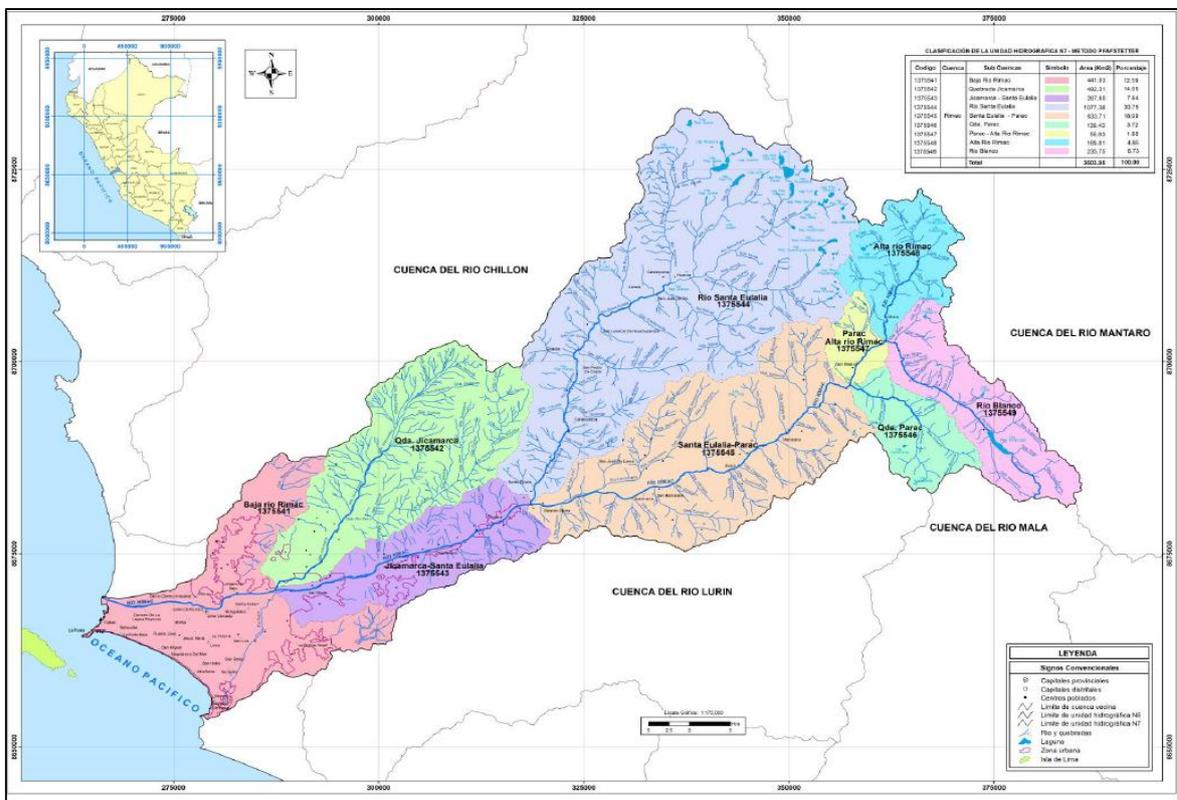


Figura 20. Mapa de unidades hidrográficas en la cuenca del río Rímac.

FUENTE: ANA (2010).

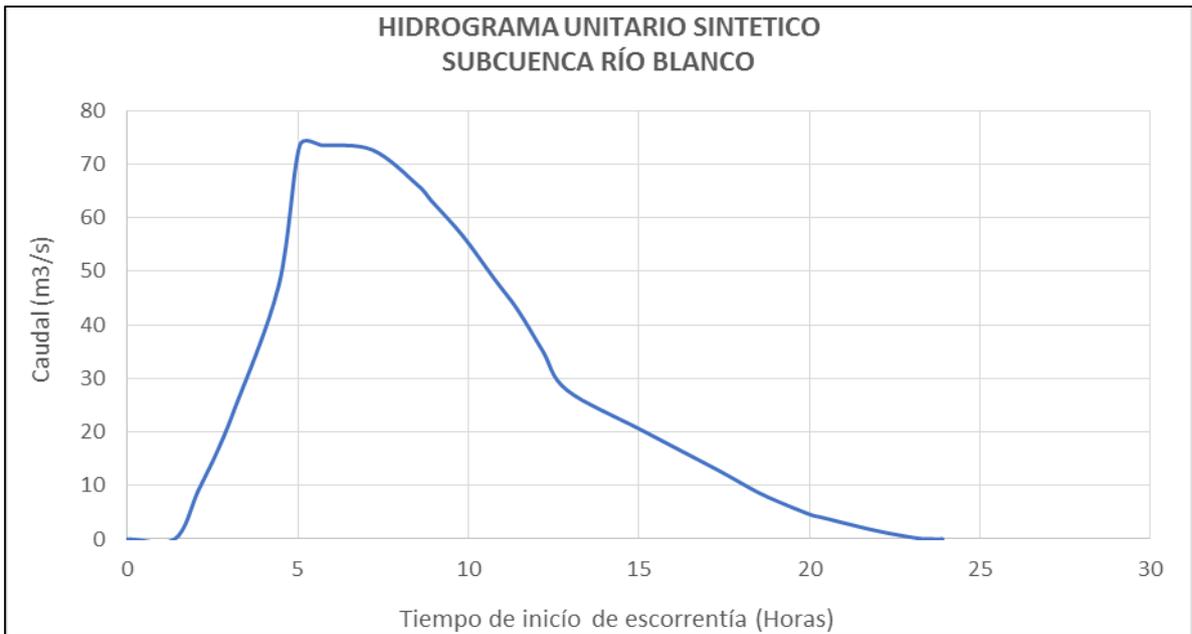


Figura 21. Hidrograma unitario sintético $T_r = 100$ años –Subcuenca Río Blanco.

FUENTE: ANA (2010).



Figura 22. Hidrograma unitario sintético $T_r = 100$ años –Subcuenca Alto Rímac.

FUENTE: ANA (2010).



Figura 23. Hidrograma unitario sintético $T_r = 100$ años –Subcuenca Río Santa Eulalia.

FUENTE: ANA (2010).

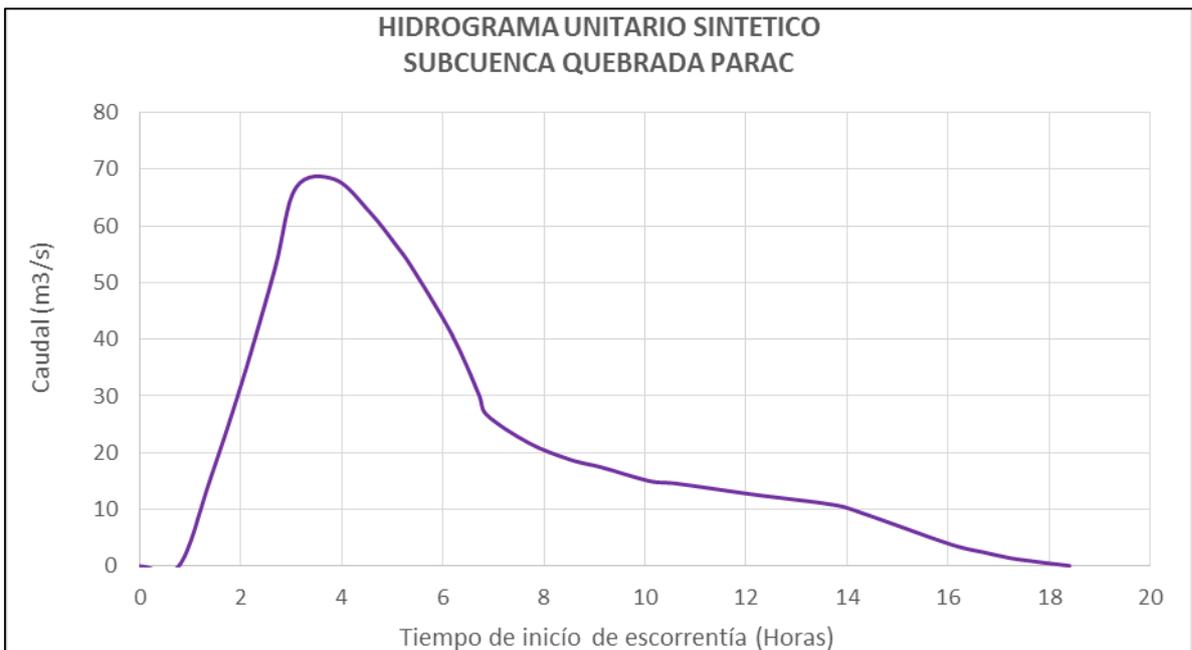


Figura 24. Hidrograma unitario sintético $T_r = 100$ años –Subcuenca Quebrada Parac.

FUENTE: ANA (2010).

- **Creación del modelo de la cuenca**

El hidrograma de diseño fue modelado en HEC-HMS del U.S. Army Corp of Engineers, con el método de Muskingum- Cunge para el tránsito de máximas

avenidas de las subcuencas de las de río Blanco, Alto río Rímac, Quebrada Pará y río Santa Eulalia. El nuevo modelo de la cuenca se agrega en *Components*→*Basin Model Manager*, desde el menú de opciones. Se introduce el nombre y la descripción de la cuenca y se da clic en *Create*. Una vez que el modelo de cuenca ha sido agregado, los elementos hidrológicos pueden ser agregados y conectados para representar la hidrología de la cuenca.

Dado que se cuenta con valores de caudales de los hidrogramas para cada subcuenca se asumirán estos como una fuente, por lo que se empleara la herramienta *Source Creation Tool*. Añadiendo también para el modelo las uniones de los ríos (*Juntion Creation Tool*), los tramos (*Reach*) y el punto donde se medirá los datos de salida (*Sink Creation Tool*).

Como se puede observar en la figura 25, el flujo del río Rímac comienza desde la subcuenca Alto Rímac, donde confluye con el tributario de la subcuenca rio Blanco, luego continuando su recorrido hacia la quebrada Parac y confluyendo aguas abajo con la subcuenca Santa Eulalia hasta llegar al área de interés.

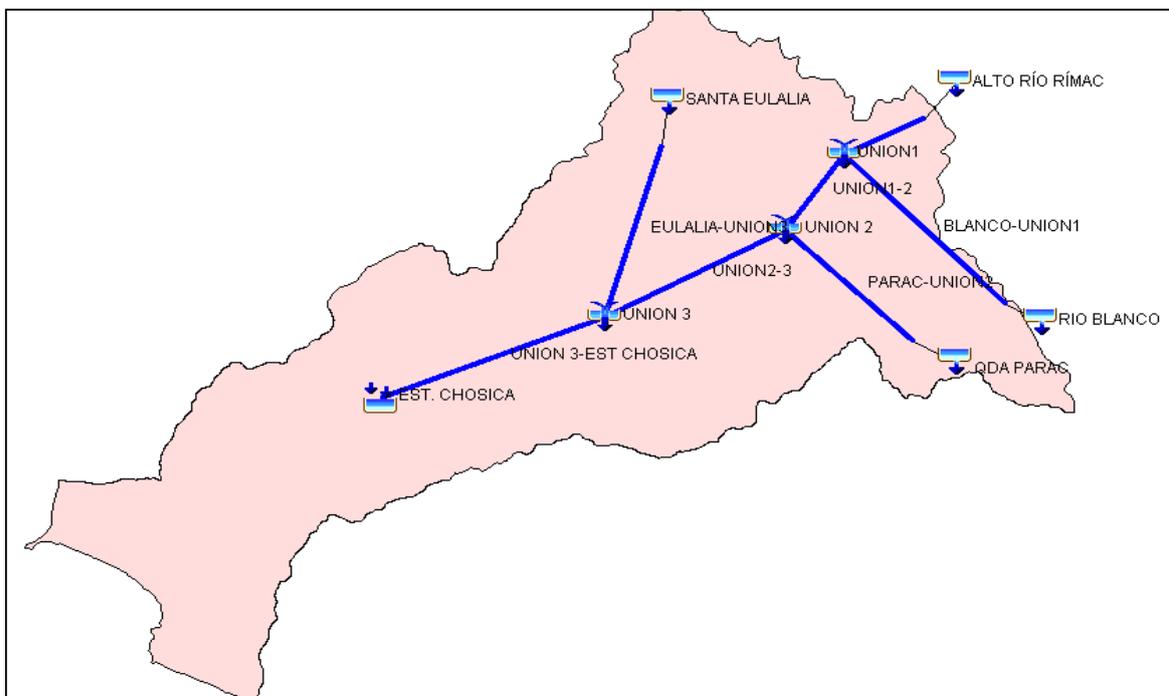


Figura 25. Elementos hidrológicos del modelo de la cuenca del río Rímac en HEC-HMS.

FUENTE: Elaboración Propia.

▪ **Introducción de parámetros**

Una vez armado el modelo, se ingresa los parámetros necesarios para cada elemento hidrológico, según el método de Muskingum- Cunge en cada tramo de río. Se consideró la sección del río para cada tramo como una trapezoidal con una pendiente lateral de 0.5, los parámetros de las subcuencas se calcularon mediante el uso del programa Arc-Gis y del «*Estudio Hidrológico y Ubicación de la Red de Estaciones Hidrométricas en la Cuenca del Río Rímac*» (2010).

Basin Name: RIMAC	
Element Name: ALTO RIMAC-UNION1	
Time Step Method:	Automatic Fixed Interval
*Length (M)	13010
*Slope (M/M)	0,14
*Manning's n:	0,048
Invert (M)	
Shape:	Trapezoid
*Bottom Width (M)	19,79
*Side Slope (xH:1V)	0,5

Figura 26. Parámetros hidráulicos ingresados al modelo, subcuenca Alto Rímac.

Basin Name: RIMAC	
Element Name: EULALIA-UNION3	
Time Step Method:	Automatic Fixed Interval
*Length (M)	62360
*Slope (M/M)	0,0708
*Manning's n:	0,06
Invert (M)	
Shape:	Trapezoid
*Bottom Width (M)	46,65
*Side Slope (xH:1V)	0,5

Figura 27. Parámetros hidráulicos ingresados al modelo, subcuenca Santa Eulalia.

Basin Name: RIMAC	
Element Name: BLANCO-UNION1	
Time Step Method:	Automatic Fixed Interval
*Length (M)	31143,411
*Slope (M/M)	0,0678
*Manning's n:	0,045
Invert (M)	
Shape:	Trapezoid
*Bottom Width (M)	20,36
*Side Slope (xH: 1V)	0,5

Figura 28. Parámetros hidráulicos ingresados al modelo, subcuenca Río Blanco.

Basin Name: RIMAC	
Element Name: PARAC-UNION2	
Time Step Method:	Automatic Fixed Interval
*Length (M)	20550
*Slope (M/M)	0,1151
*Manning's n:	0,05
Invert (M)	
Shape:	Trapezoid
*Bottom Width (M)	30,12
*Side Slope (xH: 1V)	0,5

Figura 29. Parámetros hidráulicos ingresados al modelo, Quebrada Alto Parac.

- **Especificaciones de control y corrida de la modelación**

El editor de componentes para unas especificaciones de control requiere una fecha y hora de inicio de finalización, así como un intervalo de tiempo. La mayoría de los cálculos para los métodos son realizados en ese intervalo de tiempo y los resultados se muestran siempre en el intervalo de tiempo especificado.

Para el presente caso, se escogió un tiempo de duración total de 36 horas en función a los tiempos de duración hidrogramas de las subcuencas, para un intervalo de tiempo de resultados para cada hora (ver figura 30).

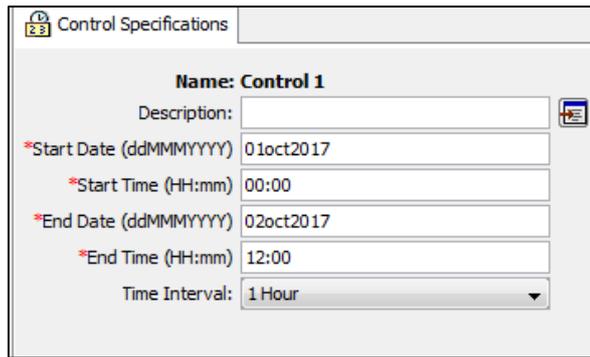


Figura 30. Especificaciones de control para el modelo.

La nueva modelación es añadida a la pestaña “*Compute*” en el explorador de cuencas para la creación y corrida de la simulación.

Finalmente el programa genera el hidrograma de caudales máximos para la cuenca del río Rímac transitando hasta la estación hidrométrica de Chosica (ver figura 31), cuyos valores tabulares se emplearan para la elaboración del hidrograma unitario adimensional.

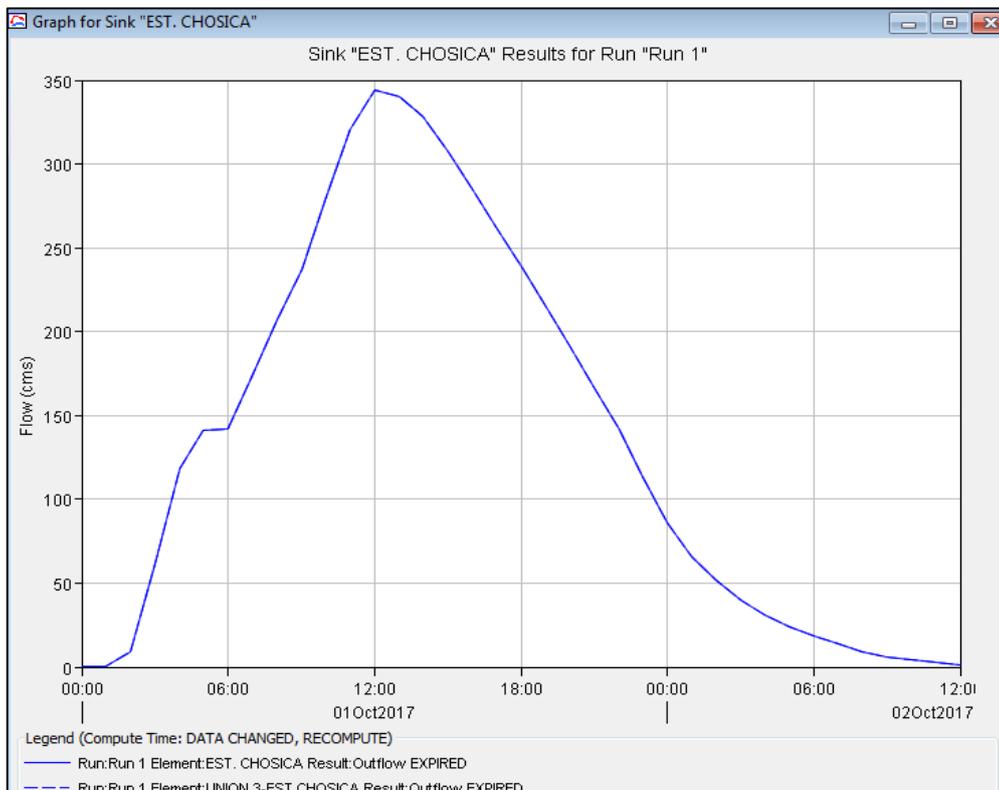


Figura 31. Hidrograma de máximas avenidas en la cuenca del río Rímac (Tr=100 años).

FUENTE: Elaboración propia.

▪ **Hidrograma Unitario Adimensional**

Para obtener el hidrograma unitario adimensional de la cuenca del río Rímac, se dividió los caudales de las ordenadas del hidrograma entre el caudal pico (Q_p) de 344.4 m³/s y los valores del tiempo de las abscisas entre el tiempo al que se presenta el caudal pico (t_p) de 12 horas, con los que se obtuvo un hidrograma adimensional como el que se muestra en la siguiente figura:

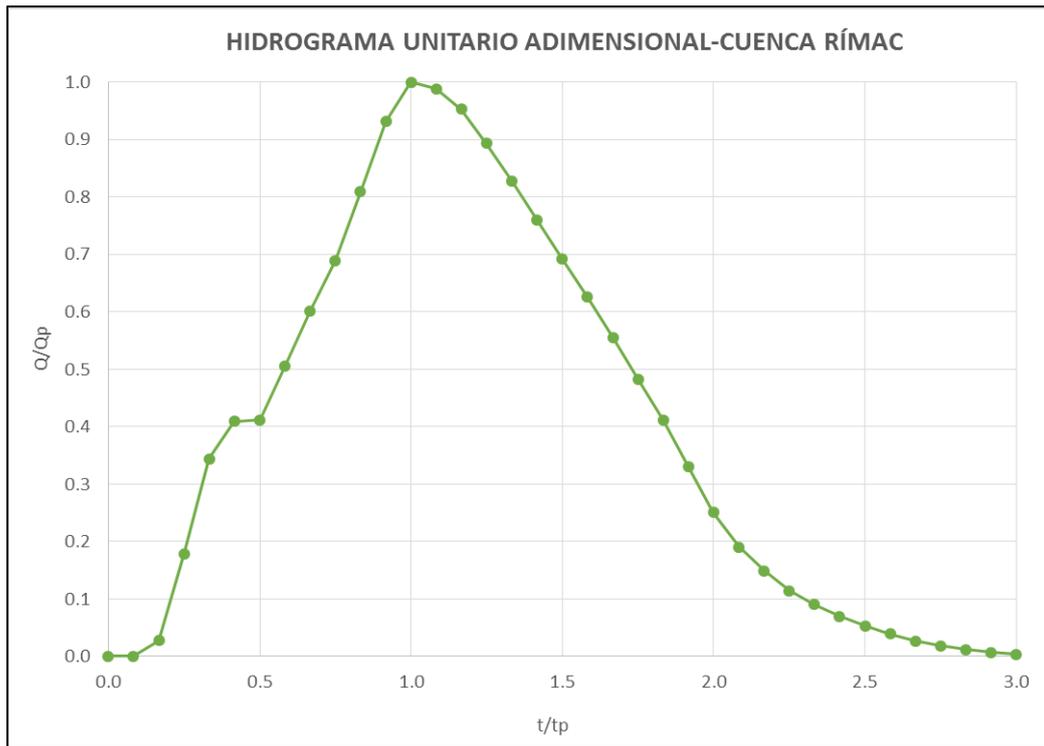


Figura 32. Hidrograma unitario adimensional de la cuenca del río Rímac.

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla 15. Valores tabulares del hidrograma unitario adimensional de la cuenca del río Rímac.

t/tp	Q/Qp
0.00	0.00
0.08	0.0003
0.17	0.03
0.25	0.18
0.33	0.34
0.42	0.41
0.50	0.41
0.58	0.51

...continuación

0.67	0.60
0.75	0.69
0.83	0.81
0.92	0.93
1.00	1.00
1.08	0.99
1.17	0.95
1.25	0.89
1.33	0.83
1.42	0.76
1.50	0.69
1.58	0.63
1.67	0.56
1.75	0.48
1.83	0.41
1.92	0.33
2.00	0.25
2.08	0.19
2.17	0.15
2.25	0.11
2.33	0.09
2.42	0.07
2.50	0.05
2.58	0.04
2.67	0.03
2.75	0.02
2.83	0.01
2.92	0.01
3.00	0.004

FUENTE: Elaboración propia.

Para estimar el hidrograma unitario adimensional para el caudal de máxima avenida calculado $Q_{tr140}=271.22 \text{ m}^3/\text{s}$ se requiere saber el tiempo pico (t_p) de este, por lo que se debe emplear el método propuesto por el Soil Conservation Service (S.C.S). Para dicha labor se requiere de las características de la cuenca delimitada, por lo cual se determinaron los parámetros fundamentales del hidrograma mediante el uso del programa Arc-Gis:

Tabla 16. Datos requeridos de la cuenca delimitada para hidrograma.

Area Delimitada	2340.4	km ²
Longitud Cauce	96320.7	m
Pendiente	0.270	%

FUENTE: Elaboración Propia.

A partir de los parámetros de mostrados en la tabla 16, se calculó el tiempo de concentración (t_c) que es según la ecuación (2.6):

$$t_c = 0.00325 * \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} = 0.00325 * \frac{96320.666^{0.77}}{0.270^{0.385}} = 3.701 \text{ hr}$$

Dado que no se conoce la duración en exceso, se usara la ecuación (2.7):

$$de = 2 * \sqrt{tc} = 2 * \sqrt{3.701} = 3.85 \text{ hr}$$

El tiempo de retraso es entonces (ecuación 2.10):

$$t_r = 0.6 * t_c = 0.6 * 3.701 = 2.22 \text{ hr}$$

Por lo tanto, el tiempo pico resulta (ecuación 2.9):

$$t_p = \frac{de}{2} + t_r = \frac{3.847}{2} + 2.22 = 4.14 \text{ hr}$$

Multiplicando la columna (t/t_p) de la tabla 15 por $t_p = 4.14$ horas y la columna (Q/Q_p) por $Q_p = 271.22 \text{ m}^3/\text{s}$, se obtiene las coordenadas del hidrograma adimensional para el caudal de máxima avenida en un periodo de retorno de 140 años, que se muestra en la tabla 17:

Tabla 17. Valores tabulares del hidrograma unitario adimensional, Tr=140 años

Tiempo (horas)	Caudal (m³/s)
0.00	0.00
0.35	0.08
0.69	7.40
1.04	48.35
1.38	93.40
1.73	110.96
2.07	111.67
2.42	137.26
2.76	163.33
3.11	186.88
3.45	219.56
3.80	252.56
4.14	271.22
4.49	268.15
4.83	258.54
5.18	242.24
5.52	224.44
5.87	205.94
6.21	187.66
6.56	169.71
6.90	150.65
7.25	130.88
7.59	111.75
7.94	89.62
8.28	68.04
8.63	51.74
8.97	40.48
9.32	31.11
9.66	24.49
10.01	18.98
10.35	14.33
10.70	10.55
11.04	7.32
11.39	4.96
11.73	3.23
12.08	1.97
12.42	1.10

FUENTE: Elaboración propia.

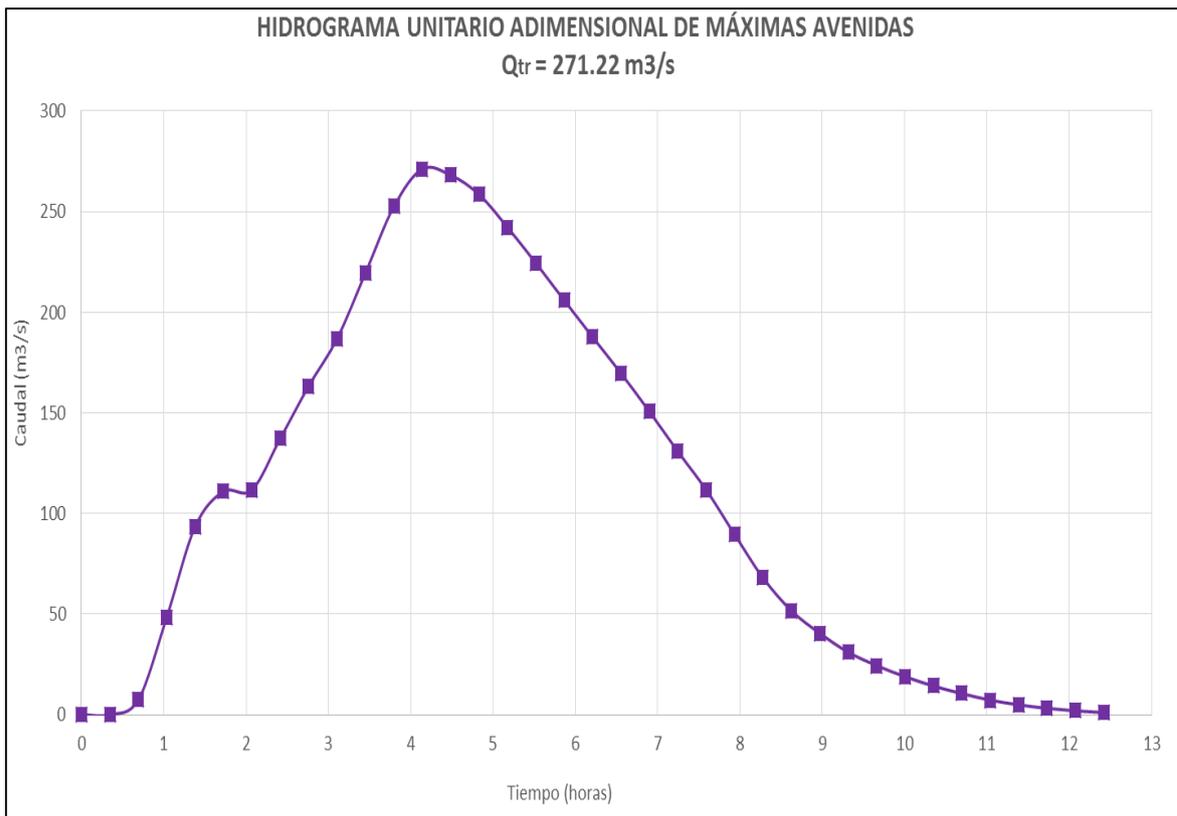


Figura 33. Hidrograma unitario adimensional de la cuenca del Rímac, TR =140 años.

FUENTE: Elaboración propia.

- **Hidrograma de diseño**

Aunque se calculó el hidrograma unitario adimensional de máxima avenida para un periodo de retorno de 140 años, cabe señalar que el río Rímac posee un caudal que siempre se encuentra circulando a lo largo de todo su recorrido, aunque variando acorde a las épocas de avenidas o estiaje. Por lo que se debe tener en cuenta un caudal base en la modelación, ya que permitirá simular el caso de como un caudal regular en el río Rímac se ve afectado por un aumento de flujo debido a una avenida extraordinaria.

Para ello se empleó los datos hidrométricos de la estación de Chosica (años 1967-2016), a partir de los cuales se identificó los meses de periodo de estiaje anual (Mayo a Noviembre) y se calculó el caudal promedio anual del periodo estiaje en años hidrológicos, con dichos valores se obtuvo un caudal base promedio de $Q_{base}=26.53$ m³/s (ver figura 34).

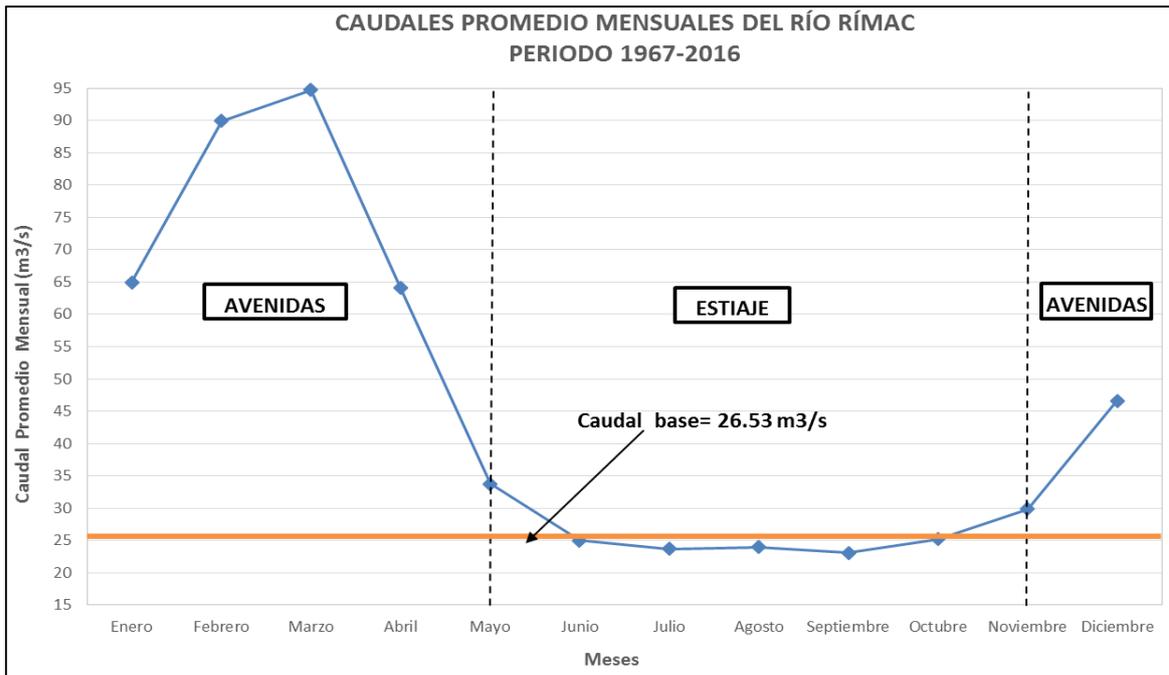


Figura 34. Caudales promedio mensuales del río Rímac- 1967-2016

FUENTE: Elaboración propia.

Luego se debe de identificar el tiempo en que el flujo base empieza a aumentar hasta llegar al caudal pico y disminuir hasta volver a su valor regular. Para ello se empleó el método de la regresión lineal, con el cual se ingresó el valor de $Q_{base}=26.53 \text{ m}^3/\text{s}$ (variables Y1 e Y2) y se calculó los valores de las variables A y B para cada caso de acuerdo a la tendencia de la gráfica e identificándose los tiempos en el que el caudal base comienza (variable X1) y termina de verse afectado por el incremento de la máxima avenida (variable X2).

Tabla 18. Variables empleadas en la regresión lineal.

Y = A + B BX			
Y1	26.53	Y2	26.53
A1	-73.33	A2	207.39
B1	117.00	B2	-18.91
X1	0.85	X2	9.56

Tal y como se muestra en la tabla 18, se identificaron los tiempos en que el caudal base empieza a aumentar hasta alcanzar su caudal pico (a las 0.85 horas) o que terminado el evento, este se regulariza a su valor inicial (a las 9.56 horas). Finalmente se elaboró el hidrograma de diseño complementado con los puntos ya mencionados, como se muestra en la tabla 19:

Tabla 19. Valores de hidrograma utilizados en el modelo.

Tiempo (horas)	Caudal (m³/s)
0.00	26.53
0.35	26.53
0.69	26.53
0.85	26.53
1.04	48.35
1.38	93.40
1.73	110.96
2.07	111.67
2.42	137.26
2.76	163.33
3.11	186.88
3.45	219.56
3.80	252.56
4.14	271.22
4.49	268.15
4.83	258.54
5.18	242.24
5.53	224.44
5.87	205.94
6.22	187.66
6.56	169.71
6.91	150.65
7.25	130.88
7.60	111.75
7.94	89.62
8.29	68.04
8.63	51.74
8.98	40.48
9.32	31.11
9.56	26.53
9.67	26.53
10.01	26.53
10.36	26.53
10.71	26.53
11.05	26.53
11.40	26.53
11.74	26.53
12.09	26.53
12.42	26.53

FUENTE: Elaboración propia.

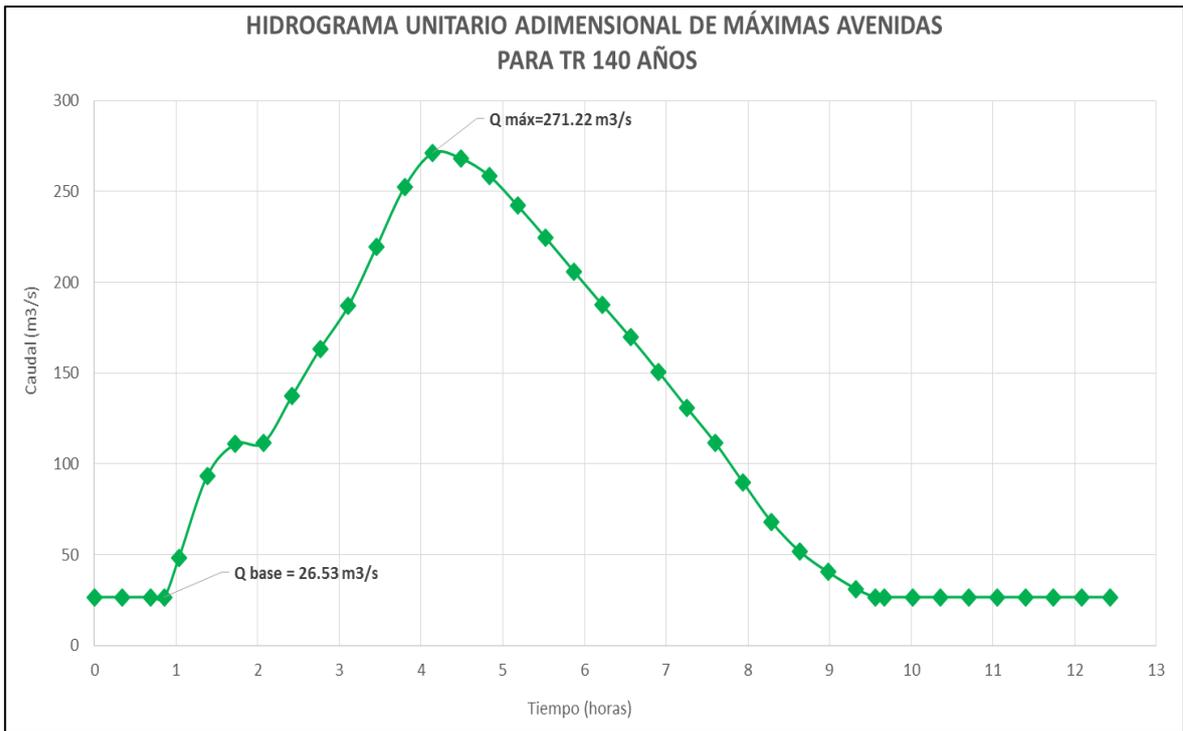


Figura 35. Hidrograma de diseño para TR =140 años

FUENTE: Elaboración propia.

3.3.4. Calibración del modelo

Para la calibración del modelo realizo una visita de campo donde se pudo observar y medir la altura de la huella dejada por las aguas de máxima avenida ocurrida, cuyo valor fue de 2.16 metros desde el eje del rio hasta la marca visible en el puente Huachipa aguas arriba cerca al tramo de estudio.

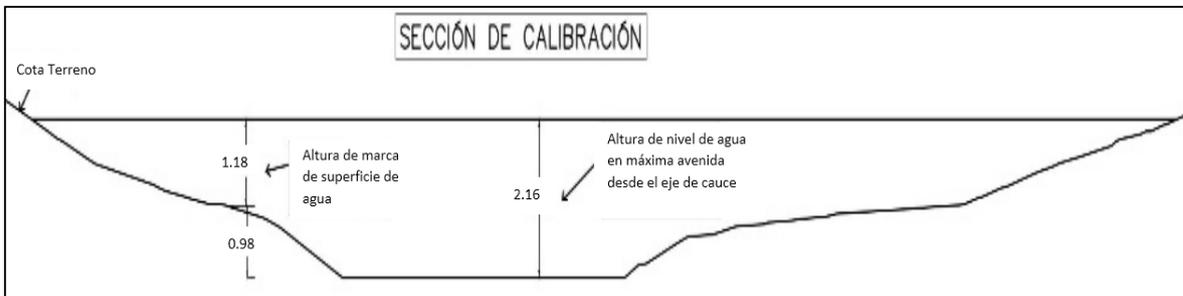


Figura 36. Sección de calibración del modelo.



Figura 37. Nivel de superficie medido, usado para la calibración del modelo.

Se consultó a los pobladores de la zona acerca del periodo cuando ocurrió la máxima avenida, siendo la más reciente en marzo del año 2017 con un caudal máximo de 113.03 m³/s.

Con ambos valores se procedió a calibrar mediante la variación de los valores de Manning, para lo cual se modeló con el caudal de máximo registrado y variando el coeficiente de rugosidad del cauce hasta alcanzar el valor de la marca de superficie de agua medida en campo. Este último debe de efectuarse con mucho criterio y tiene que reflejar la influencia de: materiales de las paredes, el lecho, obstrucciones y la vegetación en el cauce (Chow, 1994).

Se obtuvo un rango de coeficientes de Manning para el cauce del río variando entre 0.023 a 0.026 con los cuales se tiene una variación menor al 1% del valor de tirante máximo modelado con el medido en campo, por lo que se consideró un valor intermedio de 0.0247 para el presente trabajo.

El nivel de agua medido para la máxima avenida de Marzo del 2017 es 2.16 metros, mientras que la modelada alcanza una altura de 2.14 metros con el coeficiente de rugosidad del cauce calibrado, resultando en una diferencia aceptable de + 0.02 metros.

3.3.5. Mapa de Uso de Suelo

Los valores de los coeficientes de rugosidad (n) de las unidades de uso de suelo se asignaron de acuerdo a los valores propuestos por Chow (1994), así como los descritos en los manuales de usuario de HEC-RAS e IBER y aquellos usados en los estudios en hidrología y drenaje realizados para el proyecto « *Estudios de Pre inversión a Nivel de Perfil y Factibilidad del Proyecto de Inversión Pública: Prolongación de la Avenida Javier Prado desde Intersección con Avenida Metropolitana hasta acceso a Autopista Ramiro Prialé* » (2016).

Ya que no se contaba con información detallada del coeficiente de rugosidad para zonas urbanas, se asumieron condiciones que generen obstrucción severa al paso del flujo en caso de una inundación. Por lo que los valores de dichas variables tienden a ser elevados, tal y como se muestran en la tabla 20:

Tabla 20. Variables de Cowan usadas en el cálculo de la rugosidad en zonas urbanas.

Condiciones		Valores	
Material Involucrado	Grava gruesa	n0	0.028
Grado de Irregularidad	Severo	n1	0.02
Variaciones en la sección Transversal	Frecuentemente alternante	n2	0.01
Efecto Relativo de las Obstrucción	Severo	n3	0.04
Vegetación	Baja	n4	0.005
Grado de los Efectos por Meandro	Apreciable	m5	1.15

Empleando el mismo procedimiento que en el caso anterior, se calculó el coeficiente de rugosidad (en función a las variables descritas en la tabla 5) para zonas urbanas:

$$n = 1 * (0.028 + 0.02 + 0.04 + 0.005 + 1.15)$$

$$n_{zonas\ urbanas} = 0.118$$

Se consultó los valores de uso de suelo empleados en el estudio realizado por Ayala (2014), a partir de los cuales se comparó con los valores de coeficiente de rugosidad propuestos por Chow (2004) para planicies de inundación y corrientes naturales. A partir de ambos autores se escogieron los coeficientes de rugosidad según las condiciones del área de estudio que se observaron en campo (ver tabla 21).

Tabla 21. Valores de coeficientes de rugosidad referenciados.

Uso de Suelo	Características de Suelo	n
Arbustos y malezas	Arbustos y malezas	0.05
Arboles	Pequeños arbustos y arboles	0.06
Areas cultivadas	Areas cultivadas con cultivos	0.04
Pasto sin arbustos	Pastizales bajos	0.025
Suelo desnudo	Suelo sin cobertura vegetal	0.03
Carretera	Sin cobertura vegetal ,Asfalto	0.025

FUENTE: Elaboración propia.

Para el cauce del río se llevó a cabo su calibración respectiva con la cual se calculó un coeficiente de 0.0247 (ver sección 3.3.4) y para las márgenes del río se empleó un valor de 0.037 obtenido a partir de los estudios de granulometría realizados en zonas cercanas al área de estudio para el proyecto «*Mejoramiento del canal río Surco L=1700 m, 0+000 hasta 1+700*» (2017), descritos en el anexo 6.

Finalmente, con los valores de los coeficientes de rugosidad asignadas a las unidades de uso de suelo (Ver tabla 22), se procedió a elaborar el mapa de uso de suelos (Ver figura 38) mediante el mosaico de la imagen espacial de la zona de estudio para su digitalización.

Para ello se empleó el *software* Arc Gis, con el cual por medio de la creación de *shapes* de polígonos se fue trazando el cauce del río y delimitando las demás áreas de unidades de suelos. Posteriormente se les fue asignando el valor correspondiente de su coeficiente de rugosidad por medio de la creación del campo *Land_Class* en la tabla de atributos, para su importación a los programas de IBER y HEC-RAS.

Tabla 22. Valores de coeficientes de rugosidad utilizados en el modelo.

Uso de Suelo	Características de Suelo	n
Cauce de Río	Irregularidad moderada, secciones transversales frecuentemente alternantes, vegetación media	0.0247
Ribera de Río	Márgenes de río	0.037
Arbustos y malezas	Arbustos y malezas	0.05
Arboles	Pequeños arbustos y arboles	0.06
Áreas cultivadas	Áreas cultivadas con cultivos	0.04
Pasto sin arbustos	Pastizales bajos	0.025
Suelo desnudo	Suelo sin cobertura vegetal	0.03
Carretera	Sin cobertura vegetal ,Asfalto	0.025
Urbano	Pavimento con infraestructura	0.118

FUENTE: Elaboración propia.



Figura 38. Mapa de uso de suelos elaborado.

FUENTE: Elaboración propia.

3.3.6. Generación de la Geometría del Terreno

Se elaboró la geometría del terreno a partir de las curvas de nivel levantadas en campo, para un área de 44.6 ha. y un tramo de cauce de río con longitud de 1070 metros. Se trató de complementar información topográfica aguas arriba y debajo de la zona donde se ubican las curvas de nivel levantadas, mediante la digitalización de las cartas nacionales del IGN - Instituto Geográfico Nacional para dicha zona (escala 1:100 000). Pero debido a diferencias en la escala y nivel de detalle no se pudo añadir dicha información, por lo que al final solo se trabajó con las curvas de nivel ya mencionadas.

3.3.6.1. Elaboración del Modelo Digital de Terreno

Una vez llevado a cabo el análisis de la información, se procedió a la digitalización de curvas de nivel en formato SHP y visualización de la geometría del cauce del terreno por lo que se hará mediante el uso del programa Arc-Gis.

Dentro del programa Arc-Gis, primero se ha de referenciar los planos de curvas de nivel al sistema de coordenadas UTM, siendo el sistema empleado el WGS 1984 UTM zona 18 sur. Luego se habrá de convertir las curvas de nivel en DEM (Ver Figura 39) para lo cual se ha de proceder a crear un TIN (superficie de red irregular de triángulos) por medio de la herramienta *ArcToolbox* → *3D Analyst Tools* → *Data Management* → *TIN* → *Create TIN*, donde se seleccionará las curvas de nivel a procesar y el sistema de coordenadas a proyectar.

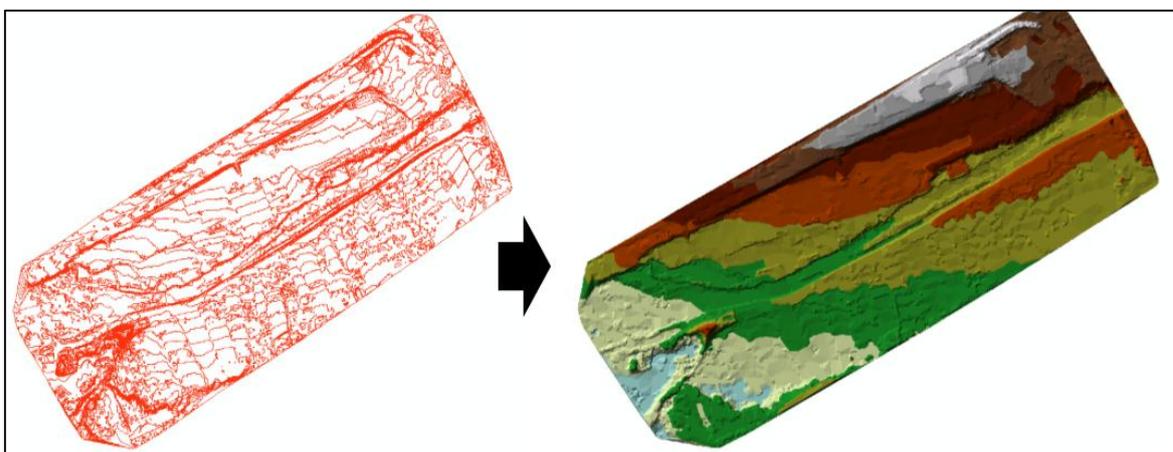


Figura 39. Conversión de curvas de nivel del terreno del tramo del río a TIN.

Después se convierte el TIN a Raster (Ver Figura 40) con la herramienta ArcToolbox → *3D Analyst Tools* → *Conversion* → *From TIN* → *TIN to Raster*, donde se especificara el tamaño de celda a uno más fino (valor igual a 1).

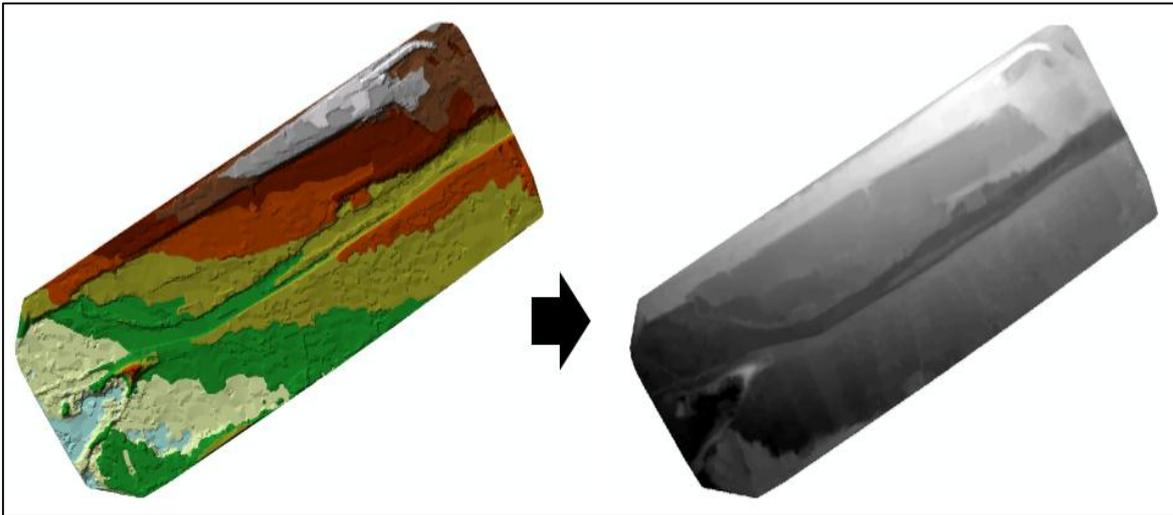


Figura 40. Conversión del TIN a Raster

3.3.6.2. Exportación del DEM a Modelos Bidimensionales.

- **IBER**

Para la exportación del Modelo Digital de Terreno (DEM) en formato GeoTIFF al modelo hidráulico de IBER, debe ser convertido al formato ASCII. Para ello se fue a: *ArcToolbox* → *Conversion Tools* → *From Raster* → *Raster to ASCII*.

- **Hec-Ras**

Para la exportación del Modelo Digital de Terreno al modelo hidráulico de HEC-RAS (este acepta los formatos TIF, FLT y ADF) se debe de guardar el archivo Raster en formato en formato GeoTIFF. Para ello se hizo clic derecho sobre el Raster → *Data* → *Export Data* y de ahí escoger el formato de salida, que en este caso será TIFF.

3.3.7. Modelación Hidráulica

3.3.7.1. Modelación mediante HEC-RAS 2D

A partir de la versión 5.0 de HEC-RAS, toda la introducción de datos necesarios para la modelación bidimensional se realiza dentro del mismo programa, sin necesidad de utilizar ningún otro complemento.

Antes cargar los datos espaciales y asignar los datos de flujo, primeramente se deben configurar los parámetros del sistema de unidades a usar (sistema métrico internacional) y definir nombre del proyecto y la carpeta donde se guardaran los archivos.

- **Cargado de los Datos Espaciales**

Se debe abrir la ventana de *Geometric Data*, definir un nombre, guardarlo y abrir la ventana de Ras Mapper. La introducción de datos espaciales al modelo es mediante la interacción de estas dos ventanas.

Dentro la ventana RAS Mapper se procede a establecer la proyección del sistema de referencia de coordenadas de la zona de estudio a modelar, mediante la herramienta *Set Projection for Project* dentro de la pestaña *Tools*. Se puede seleccionar y extraer el archivo PRJ del archivo DEM e importarlo al HEC-RAS.

Después se procede a la importación del Modelo Digital de Terreno (DEM) al programa HEC-RAS, ya que este acepta los formatos TIF, FLT y ADF. Una vez creada la capa del terreno, se debe exportar este mismo como imagen para la base de fondo visual que se utilizara al digitalizar la malla 2D en la ventana *Geometric Data*.

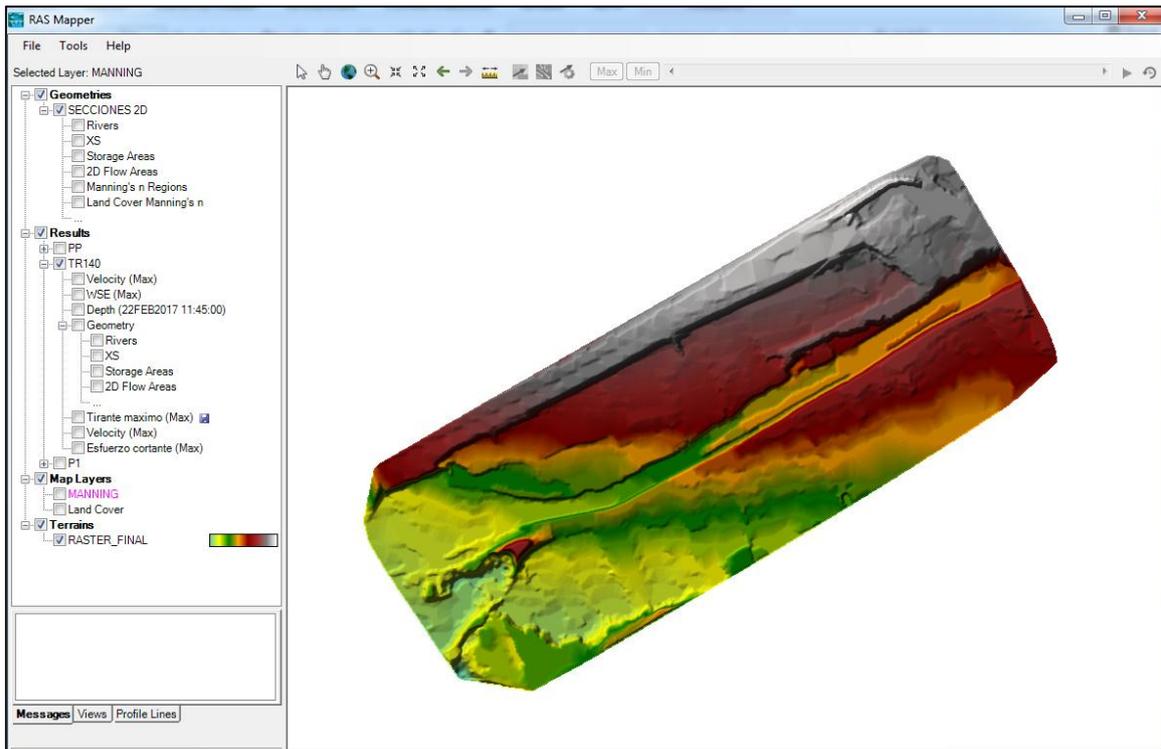


Figura 41. DEM importado dentro de RAS Mapper.

- **Importación del Mapa de Uso de Suelo**

Ras Mapper trabaja directamente con el formato SHP, por lo cual se ha delimitado con anterioridad las diferentes unidades de suelo mediante digitalización de la imagen espacial de la zona de estudio y se definió una columna que contiene el identificador de las unidades del uso del suelo, y el tamaño de celda que se utilizará para su rasterización a formato *GeoTiff*, conversión interna que realiza el programa HEC-RAS.

Alternativamente es posible cargar una capa de mapas para uso visual de fondo, estas deben estar con la misma georeferenciación del proyecto (los archivos que importa son los GML, SHP y VRT). Si no se dispone de una imagen de fondo es posible descargar una imagen directamente desde la web, dispone de conexión automática de más de 20 plataformas de imágenes espaciales.

Finalmente se conecta el Modelo Digital de Terreno (DEM) importado, en la capa de *Geometries* y en la subcapa “SECCIONES 2D” (nombre del archivo geométrico creado).

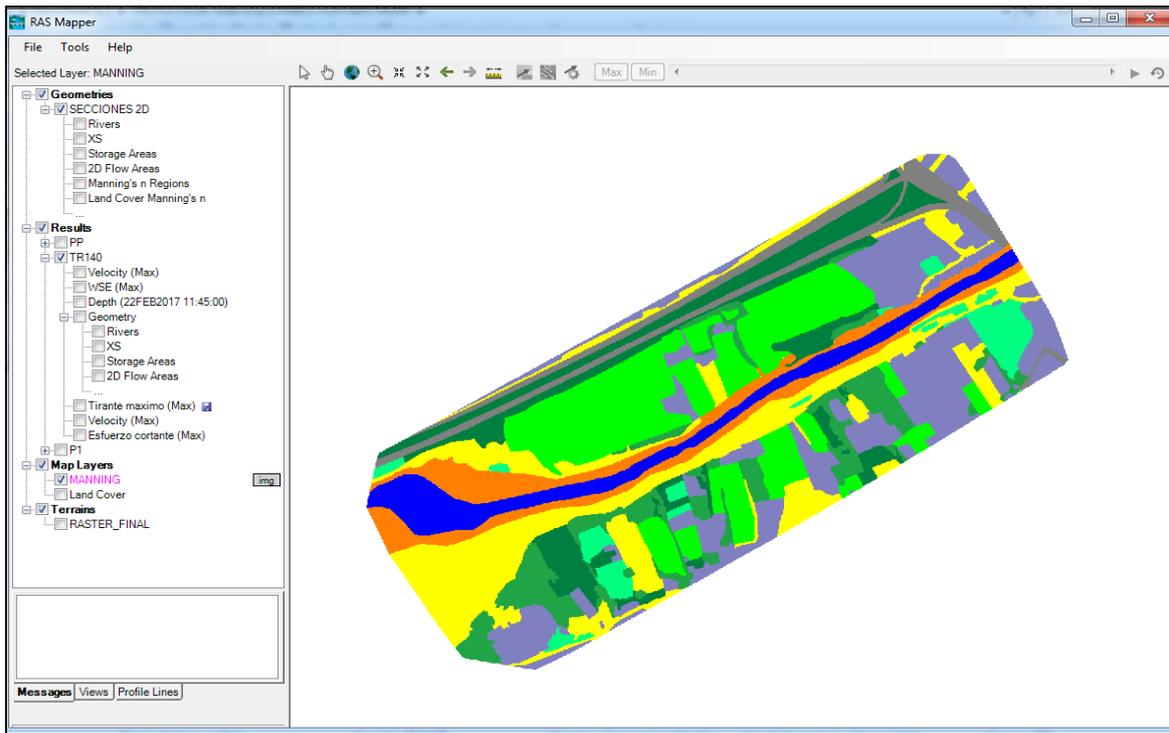


Figura 42. Mapa de uso de suelos importado dentro de RAS Mapper.

- **Asignación de los Coeficientes de rugosidad (n)**

En la importación anterior del mapa de uso de suelo solo se ha importado las unidades de uso, sus coeficientes deben ser asignados desde la ventana *Geometric Data*, en la sección de *Tables* → *Manning's by Land Classification*, en este aparecerá una tabla con las unidades a asignar los coeficientes de rugosidad (Ver Figura 43).

Land Cover to Manning's n (2D Flow Areas Only)

Set Manning's n to Override Default Land Cover Values

Selected Area Edit Options: Add Constant ... Multiply Factor ... Set Values ... Replace ...

Land Cover Layer		Geometry Overrides (blank for Default Values)	
Name	Default Mann n	Base Mann n (blank for default)	
1 arboles	0.06		0.06
2 arbustos y malezas	0.05		0.05
3 areas cultivadas	0.04		0.04
4 carretera	0.025		0.025
5 cauce de r?o	0.0247		0.0247
6 pasto sin arbustos	0.025		0.025
7 ribera de r?o	0.037		0.037
8 suelo desnudo	0.03		0.037
9 urbano	0.118		0.118
10 cauce de rio			0.0247

Associated Layer: C:\Users\Usuario\Documents\HECRAS\PROYECTO_HECRAS - CORREGIDO\COVERS_TERRAIN\MANNING.tif

OK Cancel

Figura 43. Asignación de valores de los coeficientes de rugosidad.

▪ Generación de la Malla 2D

Para la modelación bidimensional se requiere generar la malla 2D y su tamaño de celda en base al Modelo Digital de Terreno (DEM), esto se realiza dentro de la ventana de *Geometric Data* (Ver figura 44).

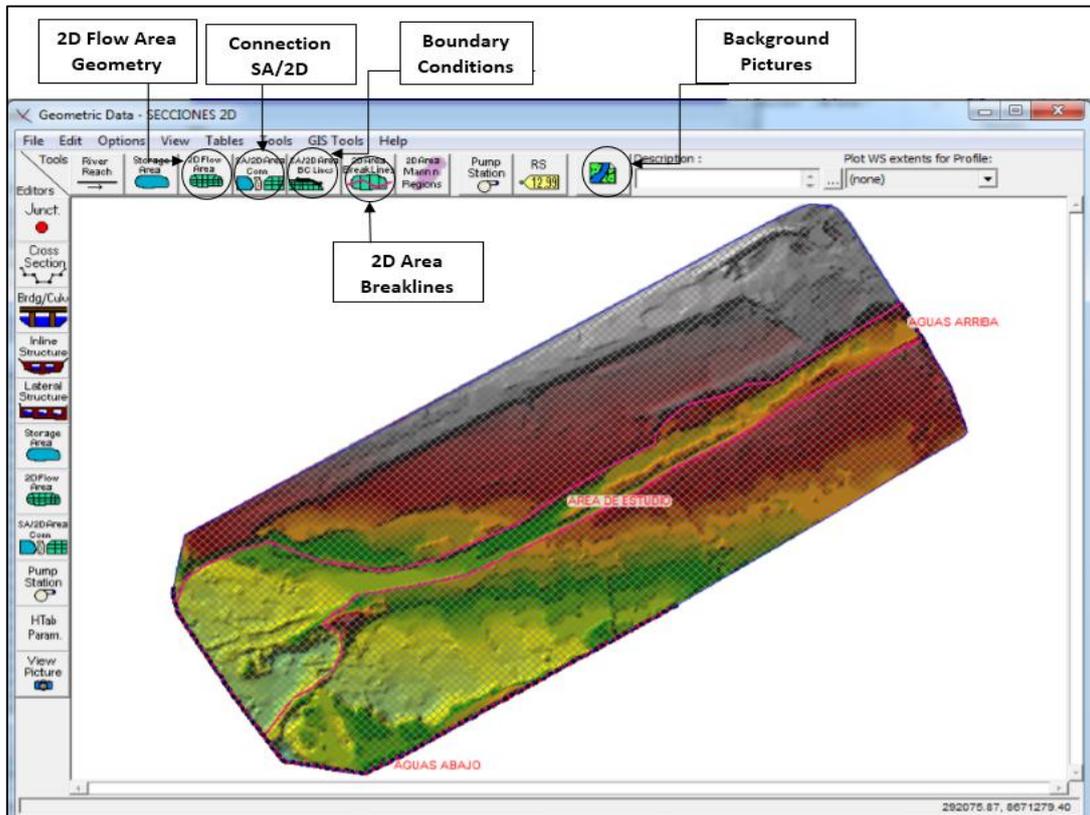


Figura 44. Herramientas para generar la geometría 2D.

Primero, se debe cargar la imagen de fondo visual que se exportó en el procedimiento de importación del Modelo Digital de Terreno (DEM). Luego se procede a digitalizar el área de nuestra malla con la herramienta *2D Flow Area* (Tools), para esto se debe tener cuidado de estar dentro la imagen de fondo referencial, si el área se encuentra fuera, este reportará un error que no se tiene datos de terreno para parte de área. A continuación se asigna el tamaño de celda con la herramienta *2D Flow Area*, para el área de estudio se ha definido un tamaño de celda de 8 metros, valor que se encuentra relacionado a las dimensiones de las secciones del río (Ver figura 45). Pero además se empleó *Breaklines* (líneas de quiebres) para delimitar el cauce de río y se fue añadiendo puntos haciendo que la malla se vuelva más fina de 2 metros para poder tener mejores resultados. Ya que cuanto menor es el tamaño de la celda se tiene mejores resultados, pero un mayor tiempo de proceso.

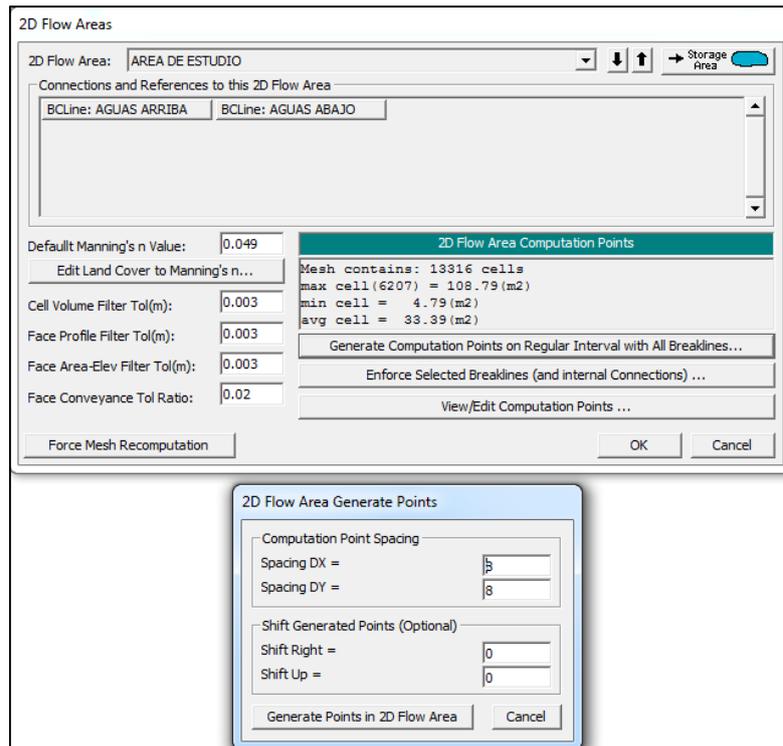


Figura 45. Configuración de los parámetros para la creación de la malla 2D.

Para un tamaño de celda en conjunto de 8 y 2 metros, el programa HEC-RAS genera 13316 celdas para poder cubrir el área de modelación de 44.6 ha.

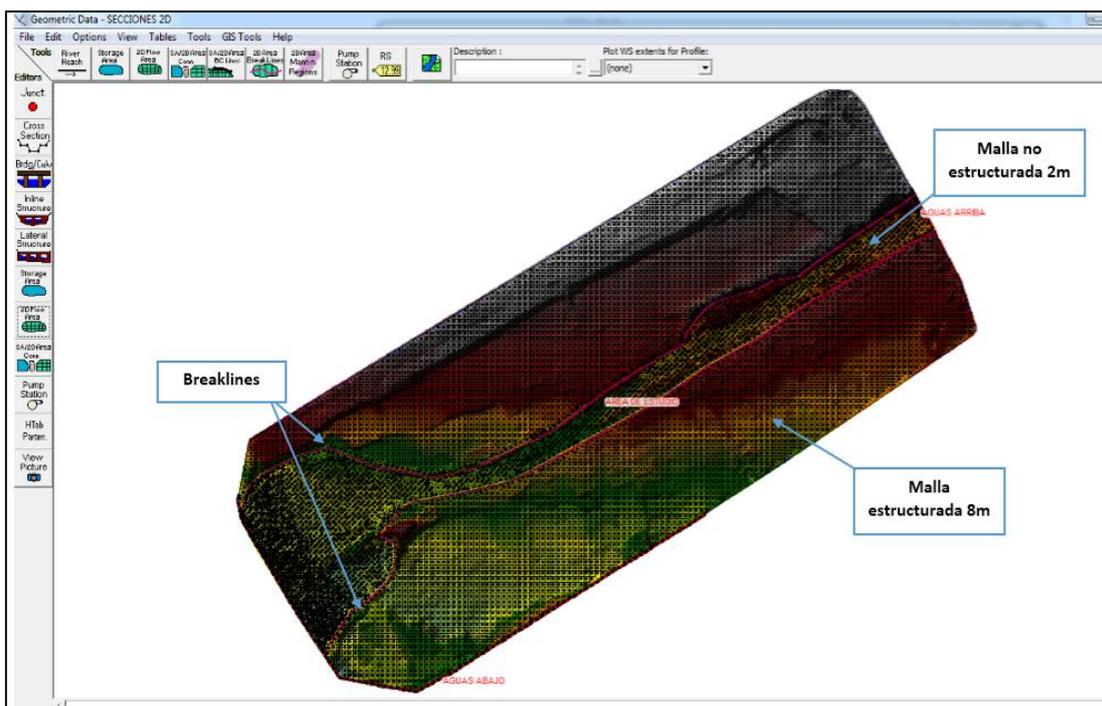


Figura 46. Mallas generadas en HEC-RAS 2D.

▪ Asignación de Condiciones de Borde y Datos de Flujo

El modelo bidimensional de HEC-RAS permite asignar las condiciones de contorno alrededor de cualquier punto del DEM. La modelación se realizó bajo las condiciones de flujo inestable empleado los valores del hidrograma de caudales para un periodo de retorno de 140 años.

Dentro de la ventana *Geometric Data*, se digitalizó por medio de una polilínea el contorno dentro del DEM por donde ingresa el flujo y por donde sale dentro del área del DEM (Ver figura 47) mediante la herramienta *SA/2D*.

Hay que señalar que se debe asignar condiciones de salida en los lugares donde puede presentar problemas de acumulación del flujo, en caso de que el área del DEM sea limitada.

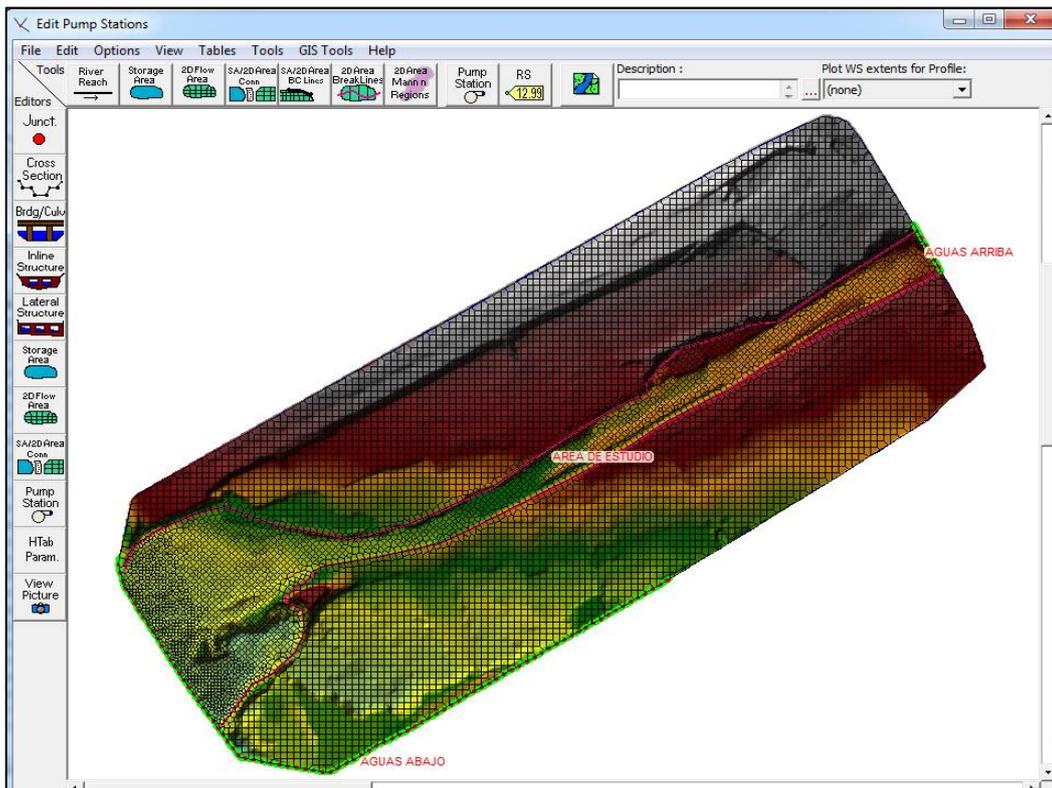


Figura 47. Líneas de condiciones de borde de entrada y salida de flujo.

Luego se procede a generar los datos de flujo, para ello se define y abre la ventana *Unsteady Flow Data*, donde se puede observar que se encuentran los nombres con lo que se asignaron las condiciones de borde.

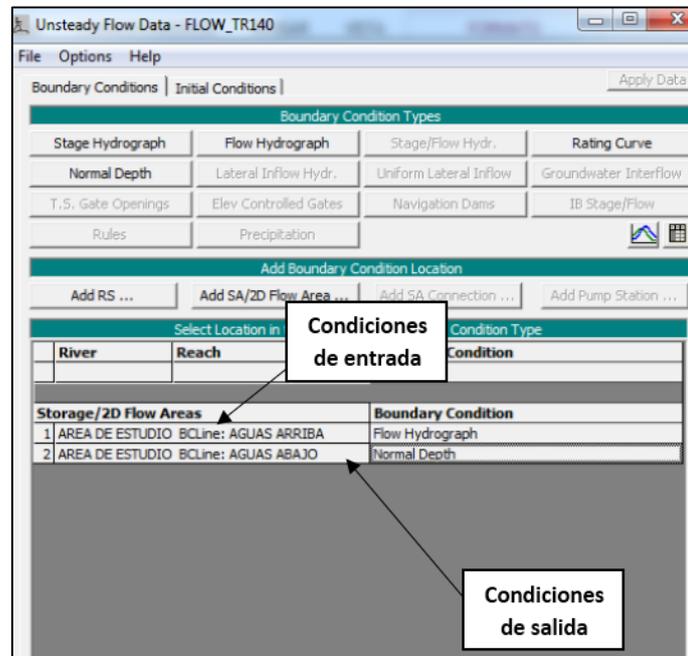


Figura 48. Asignación de parámetros hidráulicos para modelación 2D.

Para la condición de ingreso de flujo con el nombre “AREA DE ESTUDIO BCLine: AGUAS ARRIBA” se selecciona la opción Flow Hydrograph, en este se introduce las condiciones de borde como son: los datos del hidrograma de caudales máximos para un periodo de retorno de 140 años y el valor de pendiente de entrada que es de 0.002 m/m.

Figura 49. Condiciones de entrada de flujo.

Para la condición de salida de flujo con el nombre “AREA DE ESTUDIO BCLine: AGUAS ABAJO” se selecciona la opción *Normal Depth*, en este se introduce el valor de pendiente de salida (Ver figura 50), que se determina en las secciones más próximas, o sea donde se da el tramo más accidentado, siendo dicho valor 0.022 m/m.

Figura 50. Condiciones de pendiente de salida de flujo.

- **Análisis de la Modelación**

Para ejecutar la modelación en flujo no permanente es necesario seguir los criterios hidráulicos correspondientes como es el de la condición de Courant, el cual permite indicar el intervalo computacional de cálculo de modelación, que en este caso es de 1 segundo ya que con tiempos mayores el programa generaba errores. El intervalo de

salida del hidrograma puede coincidir con el intervalo de salida detallado, en este caso se consideró 5 minutos.

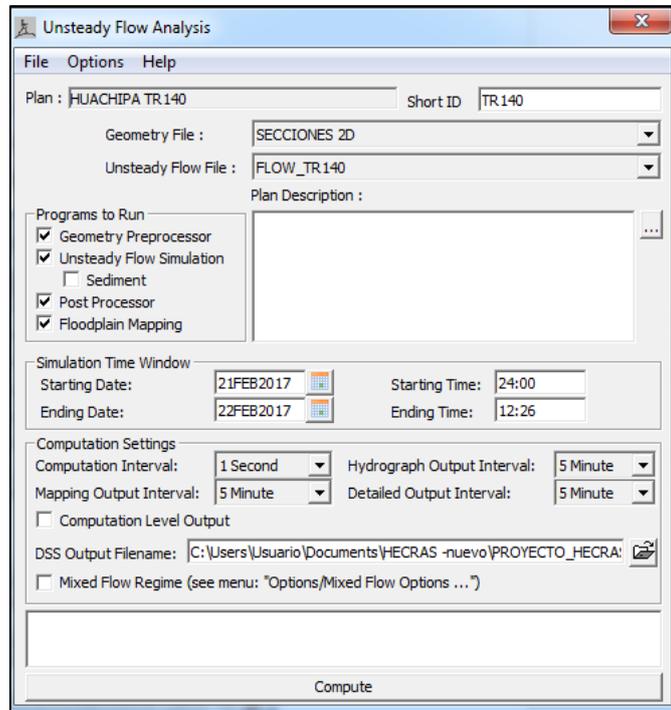


Figura 51. Ventana de análisis de modelación.

Además se ingresa a *Options*→*Calculation option and tolerance*→*2D Flow Options*, para ingresar o modificar los parámetros de tolerancia para darle precisión y estabilización a la modelación. Para estabilizar la modelación el parámetro de “Theta” se reducirá hasta 0.8 y la tolerancia de iteración de superficie de agua se consideró un valor de 0.01 metros, siendo dicho valor empleado en base a la experiencia de uso común según describe el manual de HEC-RAS. Asimismo se escogió el tipo de ecuación hidráulica el cual fue el de *Full Momentum* (conservación de momento) ya que la este tipo de ecuación se adecua más al tipo de tramo de estudio que tiene un cauce irregular.

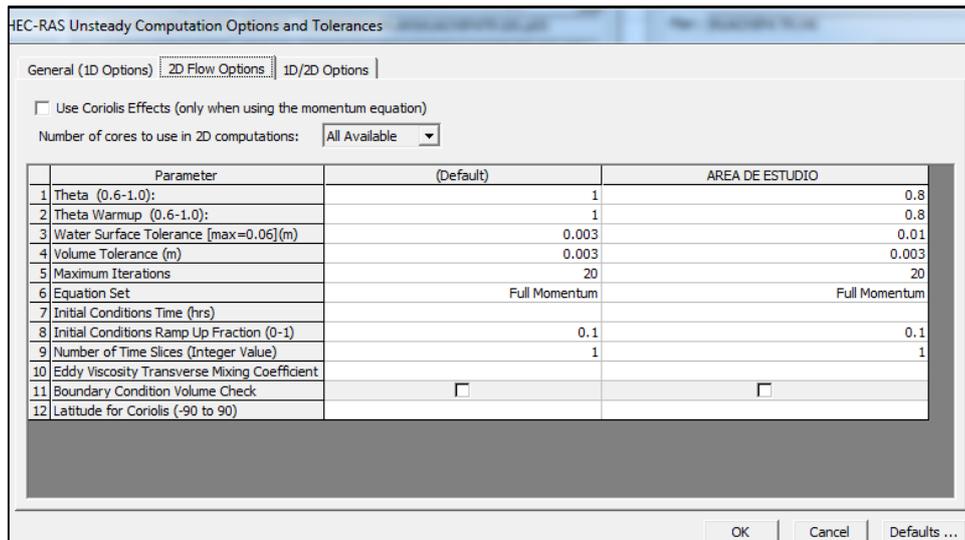


Figura 52. Parámetros de tolerancia y ecuaciones de modelación 2D.

Finalmente se procede a realizar la modelación según los parámetros requeridos, en cuanto a precisión y tiempo de intervalo de reporte de mapas de inundación, reportando una secuencia de mapas del suceso de inundación.

3.3.7.2. Modelación mediante IBER

Para la modelación bidimensional con IBER se requiere los mismos insumos de datos que la que requiere el HEC-RAS, con la diferencia que se realizan algunos otros procesos adicionales en el cargado de los datos a esta herramienta.

▪ Importación del Mapa de Uso de Suelo

El entorno de preproceso de IBER trabaja directamente con el formato SHP, por lo cual se ha delimitado con anterioridad las diferentes unidades de suelo mediante digitalización de la imagen espacial de la zona de estudio y se definió un atributo que contiene el identificador de las unidades del uso del suelo.

Para esto se debe de ir desde el menú *Archivo*→*Importar* y escoger la opción *Shapefile*, luego se ha de colapsar la geometría con la finalidad de eliminar líneas duplicadas por lo que se debe de ir al menú *Geometría*→*Edición*→*Colapsar*→*Superficies*.

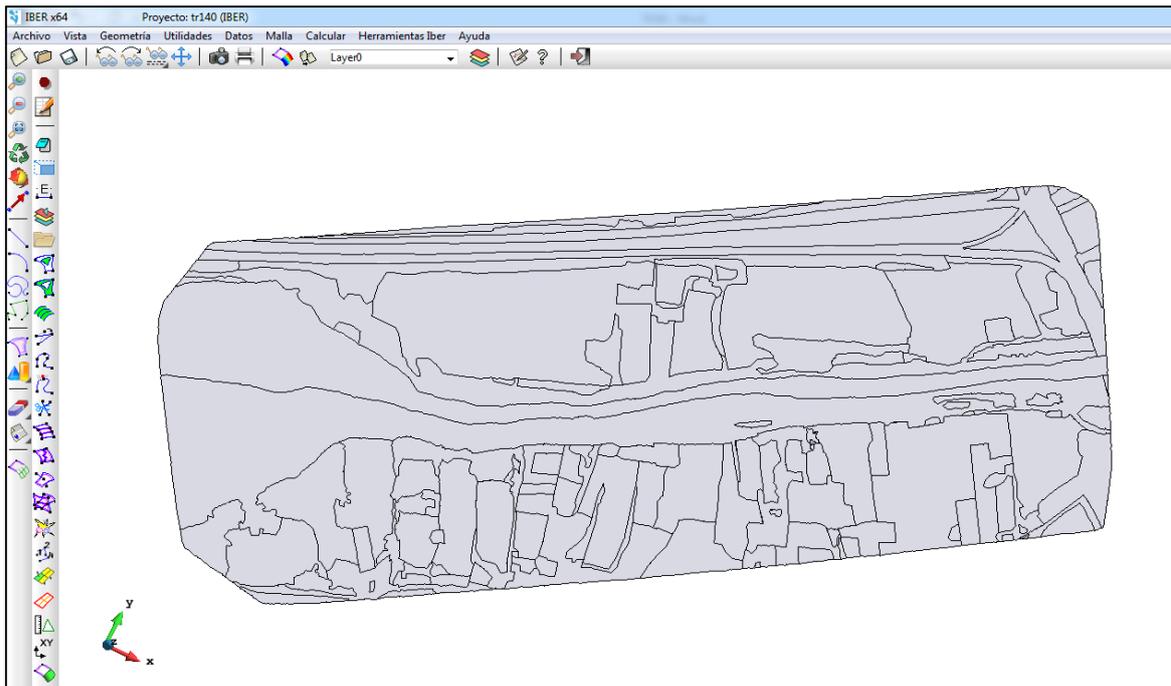


Figura 53. Superficie del terreno importada a IBER.

Alternativamente es posible cargar una capa de mapas para uso visual de fondo, estas deben estar con la misma georeferenciación del proyecto (los formatos de archivos de imagen que importa son los *.BMP, *.JPG, *.JPEG, *.PPM, *.PNG, *.TGA). Para esto se debe de ir desde el menú *Vista* → *Imagen de Fondo* y escoger la opción *Tamaño Real*.

- **Asignación de los Coeficientes de Rugosidad (n)**

Antes de importar el mapa de uso de suelo, se deben crear las unidades de uso de suelo, esto se realiza mediante el menú *Datos* → *Rugosidad* → *Uso de Suelo* → *Nuevo Uso del Suelo*, en esta sección se crean los nombres y se asignan sus coeficientes.

Luego se procede a asignar los valores de unidades de suelos a cada área delimitada del polígono de unidades de uso de suelo que se importó por medio del menú *Datos* → *Rugosidad* → *Uso de Suelo*, en el cual se escoge la opción *Asignar* y se selecciona las áreas delimitadas con sus valores de rugosidad correspondientes.

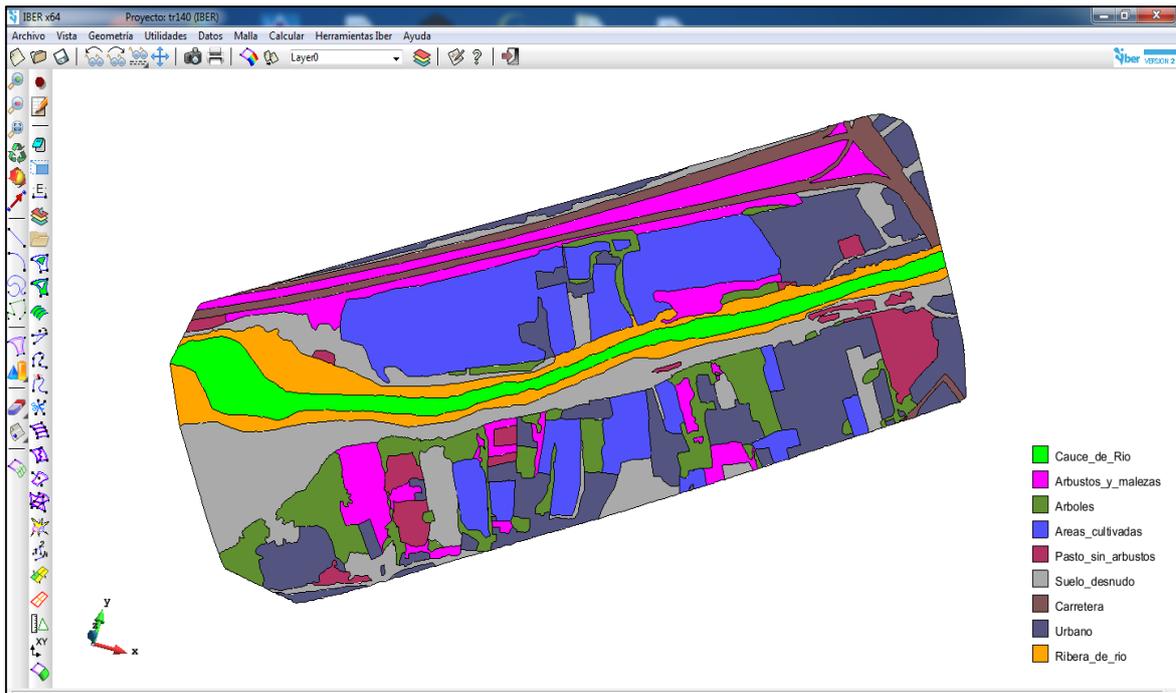


Figura 54. Mapa de uso de suelos generado en IBER.

- **Asignación de Condiciones de Contorno y Datos de Flujo**

Al igual que en HEC-RAS, se asignan las condiciones de contorno de ingreso y salida de flujo con la diferencia de que en el IBER esto se asigna y carga los hidrogramas simultáneamente mediante la barra de menú *Datos*→*Hidrodinámica*→*Condiciones de Contorno*.

Para las condiciones de ingreso, se debe definir seleccionando el contorno por donde ingresa el flujo de agua dentro del cauce del río, para luego introducir las condiciones de borde de ingreso como son: tipo de régimen de flujo (subcrítico/crítico) y los valores de caudal total. Para la condición de salida de flujo se asignan al igual que las condiciones de ingreso, pero sin hidrogramas, en este se introduce solo el tipo de régimen de flujo asumiéndose para este caso un régimen de flujo de salida supercrítico/crítico.

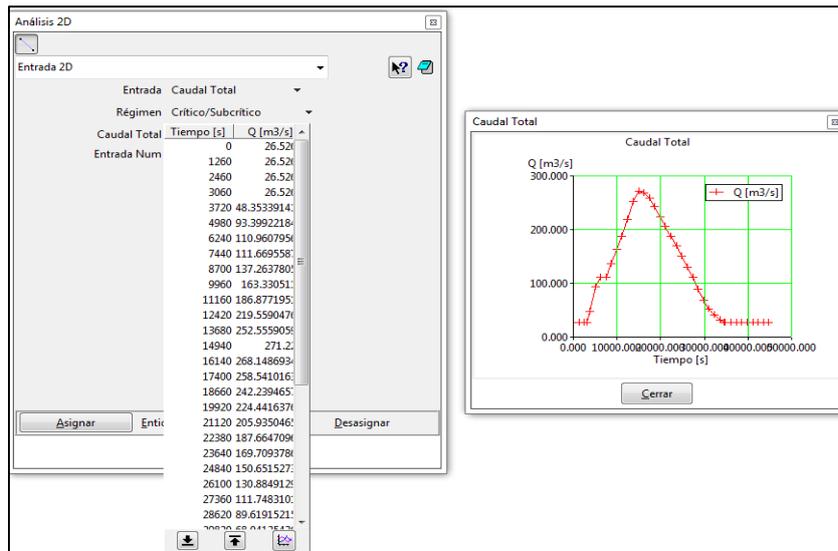


Figura 55. Ventana de condiciones hidrodinámicas de contorno.

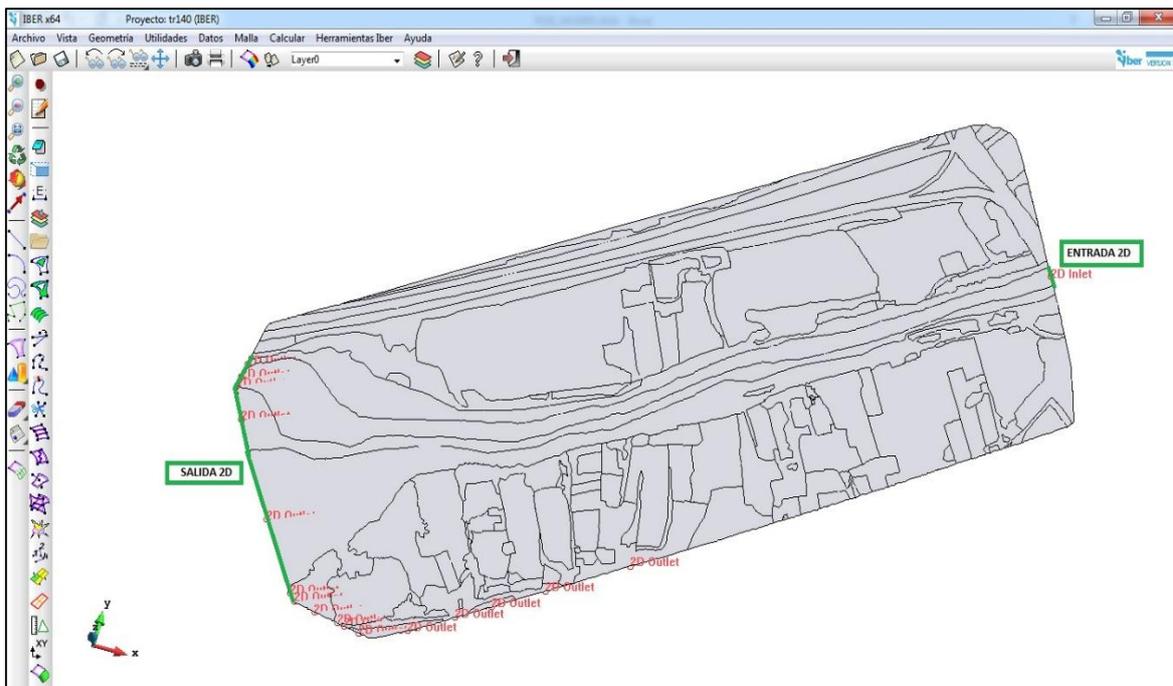


Figura 56. Líneas de condiciones de contorno de entrada y salida de flujo en IBER.

- **Generación de la Malla 2D**

En este procedimiento se definirá el tamaño de la celda que se utilizara en la modelación. Para este caso se asignó un tipo de malla no estructurada, ya que este se adecua mejor a las irregularidades que presenta los tramos del cauce del río siendo el tamaño de celda seleccionado de 2 metros para el cauce del río (una malla más fina

permite tener un mayor detalle en los resultados) y 8 metros en el resto de la superficie (Ver figura 57).

Mediante el menú *Malla*→*No Estructurada*→*Asignar tamaño a superficies*, se asignan el tamaño de malla correspondiente para luego seleccionar las superficies del polígono importado donde se desea crear la malla. Por último, se procede a generar la malla en el menú *Malla*→*Generar Malla*.

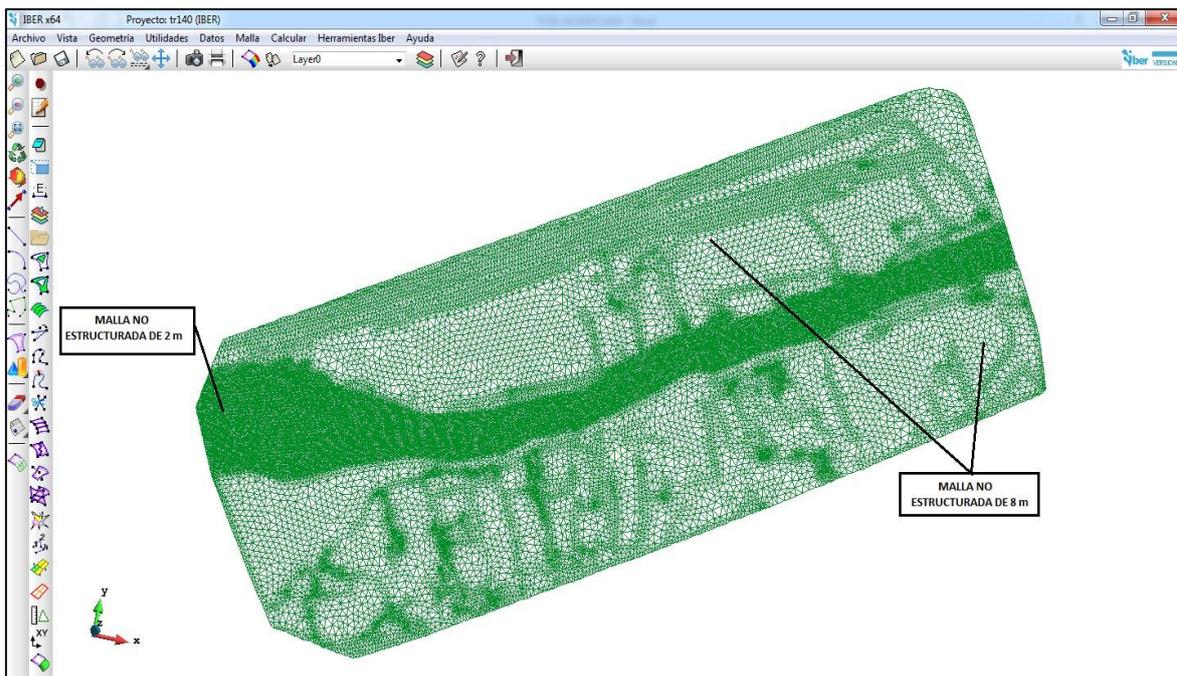


Figura 57. Mallas no estructuradas generadas en IBER.

▪ **Asignación de Datos de Elevación a la Malla**

La malla generada requiere tener datos de elevación del Modelo Digital de Terreno (DEM), por lo que se debe importar dicha información desde un archivo ASCII. Es por ello, que el DEM (en formato GeoTIFF) fue convertido al formato ASCII desde ArcGis.

Para importar el archivo ASCII se debe de ir al menú *Herramientas IBER*→*Malla*→*Editar* →*Asignar elevación desde archivo*, desde el cual se podrá seleccionar el archivo ASCII con la datos de elevación y asignarlo a la malla.

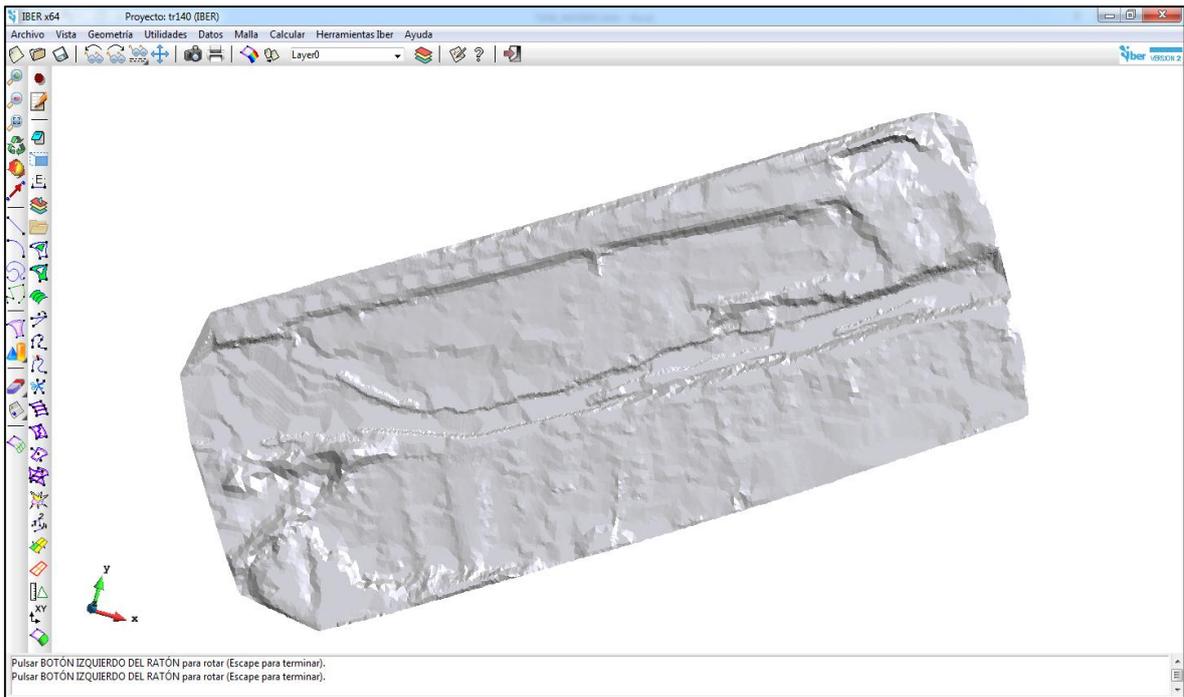


Figura 58. Mallas no estructuradas con elevaciones generadas en IBER.

■ **Corrida del Modelo 2D y sus Parámetros**

Una vez introducido todos los datos para la modelación se procede a modelar, mediante el menú *Datos* → *Datos del Problema* → *Parámetros de tiempo* se introduce datos como: el instante inicial (0 segundos), tiempo máximo de simulación (44760 segundos) y el intervalo de reporte de resultados que se desea (cada 300 segundos); todos estos datos en función a la duración de los hidrogramas de entrada.

Para terminar de configurar se debe ir a la configuración general en el menú *Datos* → *Datos del Problema* → *General*, donde se ajustan datos como: el número de procesadores para el análisis 2D (4 procesadores), número de Courant-Friedrichs-Levy para conseguir un esquema numérico estable ($CFL=0.45$) y el límite seco-mojado (0.01 m).

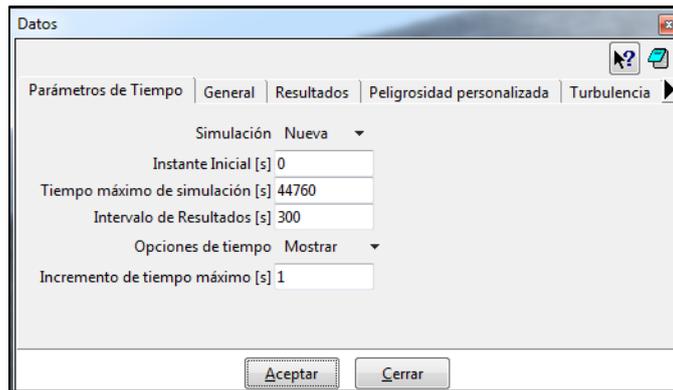


Figura 59. Ventana de ingreso de datos del problema.

Una vez configurado se procede a correr, calcular el modelo bidimensional con los datos introducidos. El cálculo se lanza con el menú *Calcular*, a través de dicho menú es posible lanzar directamente el cálculo (*Calcular* → *Calcular*).

La ventana de información del proceso también se abre, durante el proceso o cuando éste ha finalizado, con el menú *Calcular* → *Ver información del proceso*. Es conveniente consultar dicha información para detectar posibles avisos de errores.

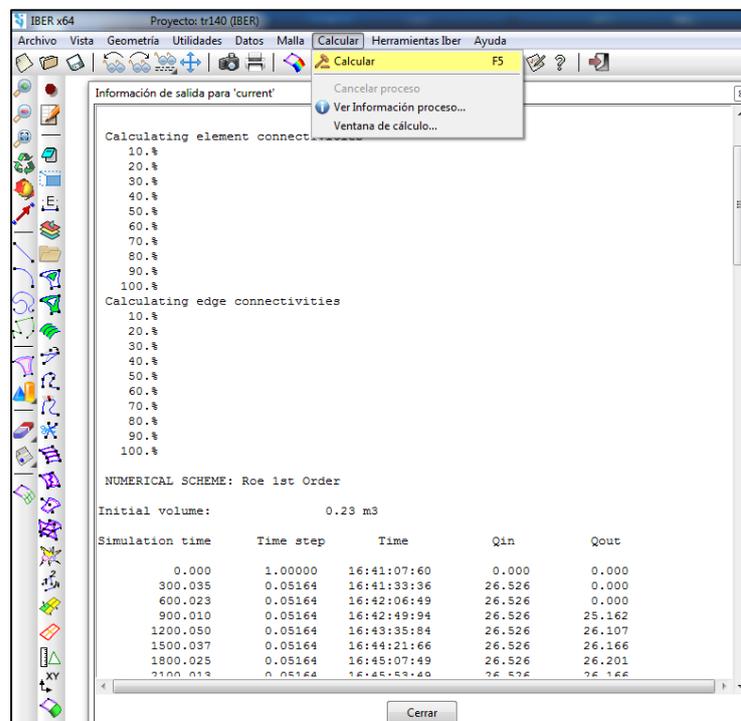


Figura 60. Ventana de información de proceso.

IV. RESULTADOS Y DISCUSION

Se presentan los resultados obtenidos de la modelación hidráulica bidimensional del río Rímac, en el distrito de Ate Vitarte. La modelación comprende el tramo del sector Huachipa (km 27+450 hasta el km 28+525 del río Rímac), ubicándose aguas abajo después del puente Huachipa, abarcando también las áreas de las viviendas localizadas en los márgenes del río y las zonas agrícolas del centro poblado “Asociación Huáscar”.

Cabe señalar debido a limitaciones de la topografía, solo se está considerando como área de estudio al tramo del río Rímac ubicado después del puente Huachipa, sin tomar en cuenta los posibles efectos que este pueda tener.

Se tomó en cuenta para el análisis de resultados una distancia necesaria para que el flujo no se vea influenciado por posibles perturbaciones del flujo en ambos modelos, para que de este modo se vaya uniformizando y que solo influyan las condiciones naturales del mismo cauce. Es por ello que el análisis abarca desde 100 metros a partir de la sección de entrada y 70 metros antes de la sección de salida, es decir dentro del tramo a partir de la progresiva 0+100 hasta la 0+999.43.

4.1.DESCARGAS MÁXIMAS

Para el modelamiento hidráulico se utilizaron los caudales del hidrograma calculado para un periodo de retorno determinado en función a la vida útil y riesgo admisible para puentes y defensas ribereñas (ver tabla 19, capítulo III), según a lo indicado en el «*Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje*» del M.T.C, escogiéndose un valor de riesgo admisible de $R=0.25$ y un tiempo de vida útil de $n=40$ años. Reemplazando dichos valores en la ecuación 2.2 del capítulo II, para obtener un valor de periodo de retorno de $T=140$ años.

Una vez ejecutada la simulación se obtuvieron los hidrogramas para cada sección en 12:25 horas, tiempo que demora el proceso de simulación.

El hidrograma de condición de entrada ingresado para ambos modelos termina a las 11:25 horas con un intervalo de tiempo de resultados para cada 5 minutos. Pero debido a que el tiempo duración total del hidrograma de entrada no cubre el intervalo de 5 minutos completos, siendo este el caso del modelo de IBER que aproximo el valor de duración total del evento hasta las 11:30 horas y en el modelo de HEC-RAS 2D si cumple hasta las 11:25 horas, todo esto en función a las condiciones de computo que manejan ambos programas.

Después de ejecutar la corrida de ambos programas, se generó el hidrograma de caudales en ambos modelos para la primera sección de análisis en la progresiva 0+100, tal y como se ve en la figura 61:

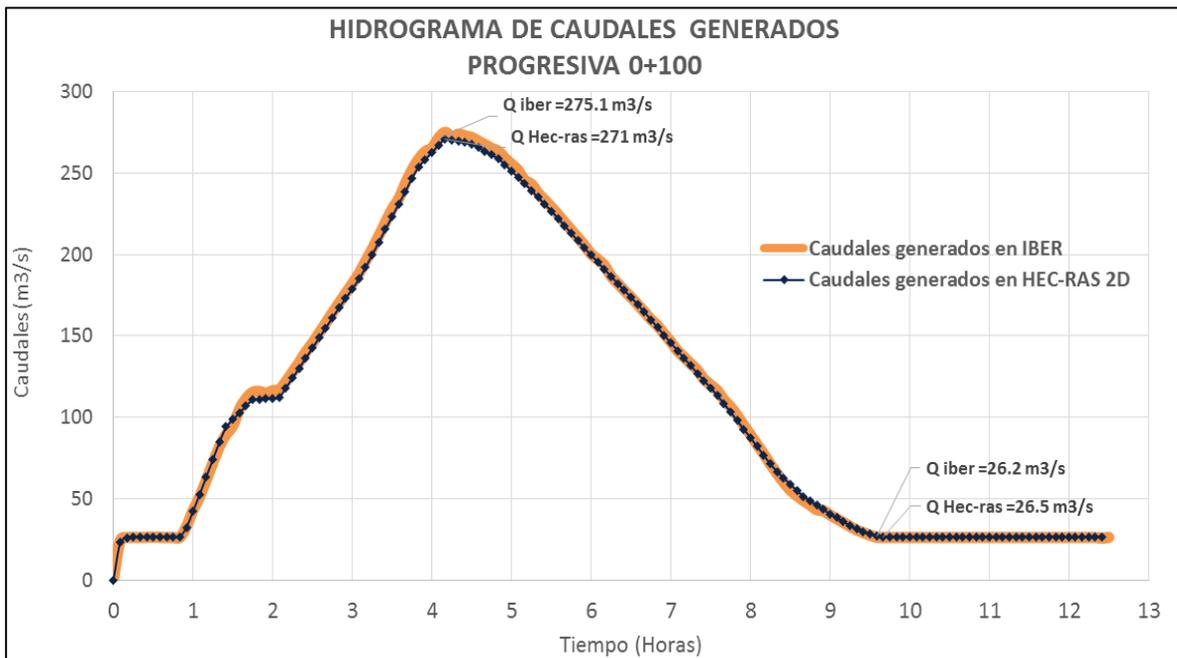


Figura 61. Hidrograma de caudales en la progresiva 0+100.

El caudal pico generado después de la simulación, era menor al que se introdujo como condición de contorno para la entrada con un valor de 271.2 m³/s, generándose un caudal máximo para el modelo de HEC-RAS 2D con 271 m³/s y de 275.1 m³/s para IBER(con una variación del 2% respecto al hidrograma de condición de entrada) , siendo mayor el valor

del caudal máximo en IBER debido a que el flujo se está uniformizando en comparación al otro modelo que ya se encuentra estable, observándose una disparidad menor al 2% entre los valores máximos de ambos modelos. Asimismo, los valores de caudales del hidrograma de las secciones desde la progresiva 0+100 mantienen una diferencia mínima entre ambos modelos hasta llegar a la progresiva 0+600, observándose una disminución de los caudales que circulan en las secciones por donde comienza el desborde a la margen izquierda.

Para la sección de control de salida (progresiva 0+999.43), el modelo de IBER calcula un caudal máximo de 268.3 m³/s y en HEC-RAS 2D con 262.6 m³/s, habiendo una pérdida de flujo promedio entre ambos modelos del 4 % en comparación a la sección de control de entrada (progresiva 0+100) en consecuencia del desborde pronunciado que se da a la margen izquierda y en menor parte hacia la margen derecha (ver figura 62). Al mismo tiempo presentan una variación del 2 % con respecto al valor del caudal máximo del hidrograma de condición de entrada.

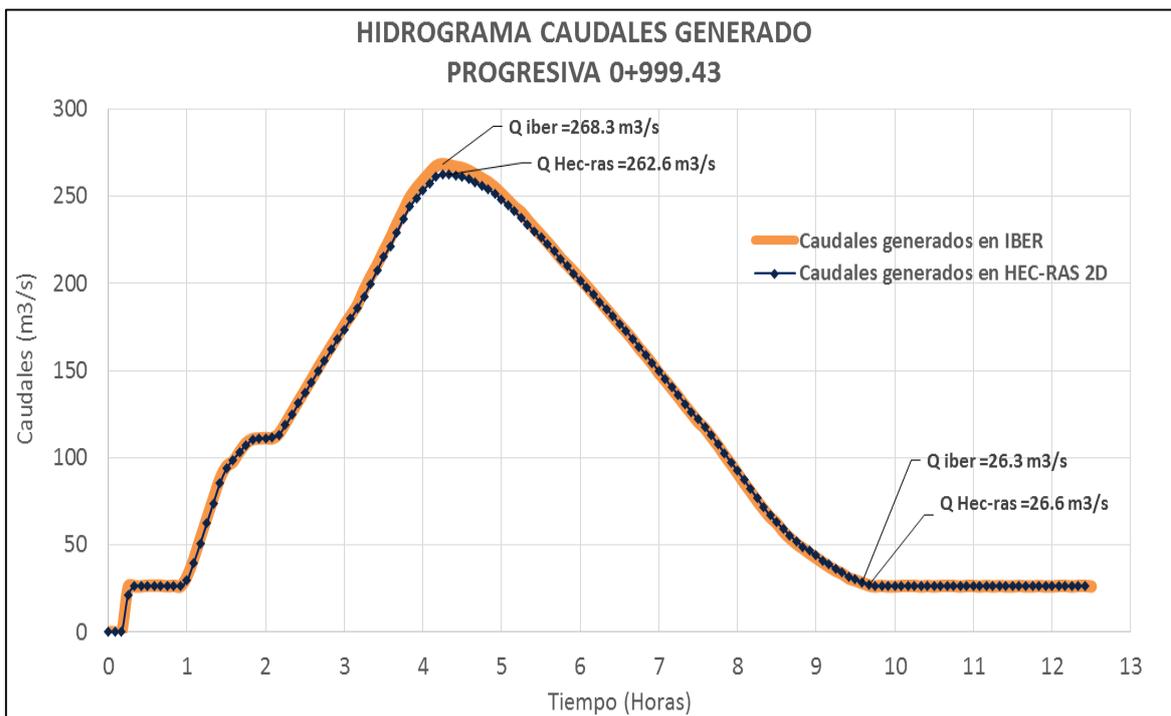


Figura 62. Hidrograma de caudales en la progresiva 0+999.43.

Al existir una diferencia mínima de valores de caudales entre cada modelo, indica que la triangulación de la malla para ambos casos es correcta, además de que no se presentan zonas de encharcamiento notorias que podrían influir en los resultados. Por otro lado el modelo de IBER genera valores más altos de descarga máxima en comparación al otro, esto gracias a

las condiciones de contorno de entrada que asume para un régimen crítico/ subcrítico. Los resultados tabulares de caudales con los que se elaboraron los hidrogramas generados para las secciones control en las progresivas 0+100 y 0+999.43 en ambos modelos, los cuales figuran en el capítulo VIII, anexos 11,12,13 y 14.

4.2. MODELAMIENTO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL

4.2.1. Análisis del Perfil de Río

4.2.1.1. Perfil Hidráulico

Se generaron los perfiles hidráulicos mediante el uso de los modelos matemáticos de HEC-RAS 2D e IBER, en el que se pueden apreciar como varia la elevación del agua a lo largo de su recorrido en el tramo de estudio.

Como se puede apreciar en las figuras 53 y 54, se ha tomado una distancia necesaria para que el flujo no se vea afectado por las condiciones de contorno de ingreso y salida de ambos modelos, de tal forma que a medida que se vaya avanzando a lo largo del tramo se irá uniformizando las ecuaciones hidráulicas y que el flujo solo se vea afectado por condiciones naturales del mismo cauce. Para el presente análisis se consideró desde 100 metros a partir de la sección de entrada y 70 metros antes de la sección de salida, es decir dentro del tramo a partir de la progresiva 0+100 hasta la 0+999.43.

En ambos perfiles hidráulicos se puede apreciar que el relieve del terreno que se genera en la triangulación de las mallas de cálculo mantiene una tendencia casi idéntica salvo por un desfase presente en el modelo de IBER dado que la geometría de la malla con la que trabaja es diferente a la de HEC-RAS 2D (trabajando uno con una malla triangular y el otro de tipo cuadrícula), afectando esto en intensidad y magnitud en la forma que se generan los resultados.

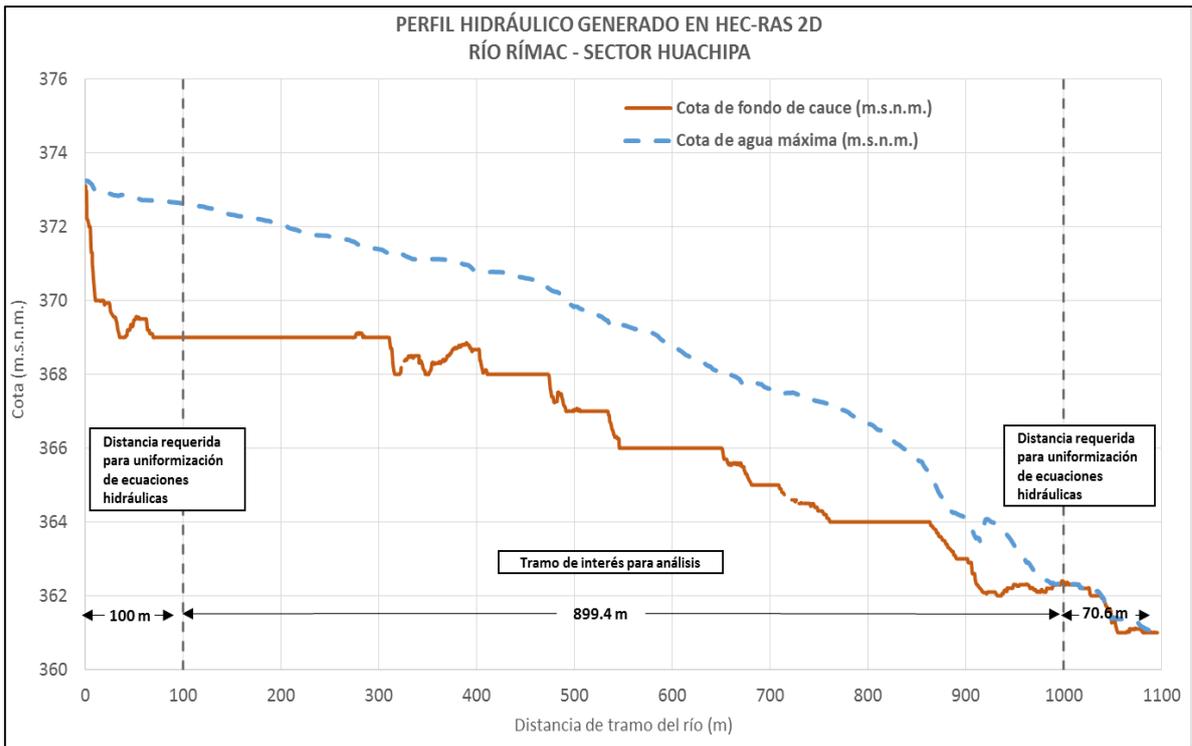


Figura 63. Perfil hidráulico del tramo de estudio del río Rímac, en HEC-RAS 2D.

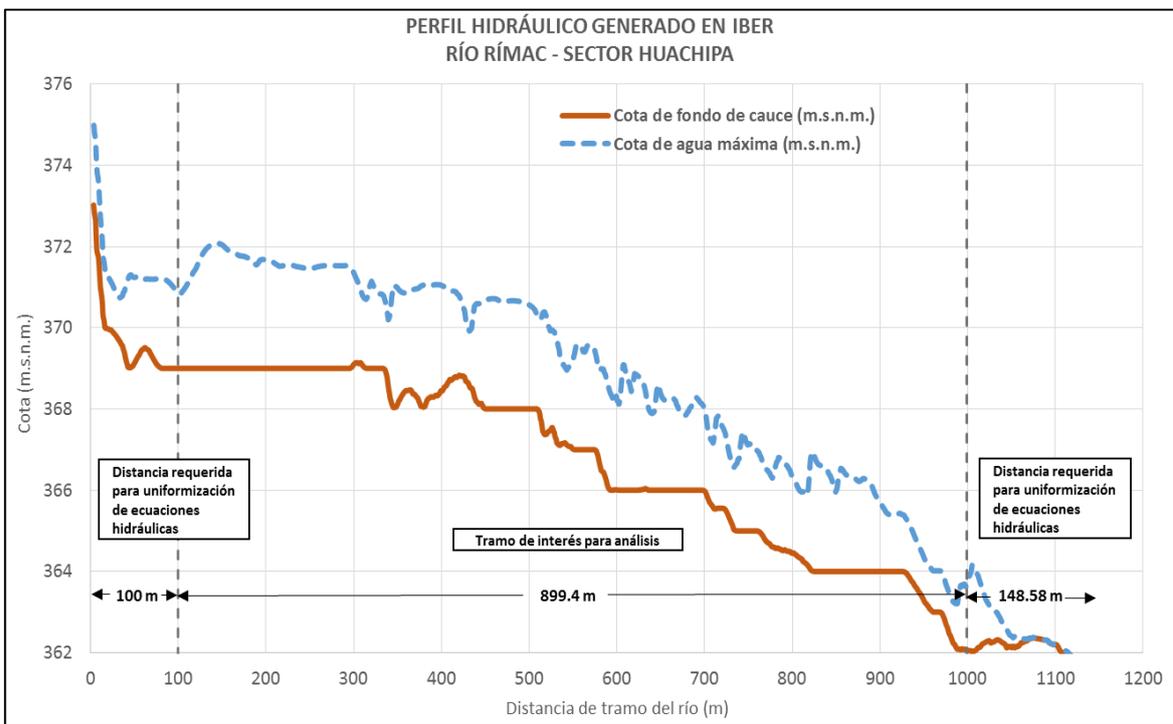


Figura 64. Perfil hidráulico del tramo de estudio del río Rímac, en IBER.

Ambos perfiles hidráulicos se ven influenciados por sus condiciones de contorno, siendo el perfil generado con IBER el más afectado. Notándose en la progresiva 0+000, donde el tirante se distribuye de manera irregular a lo largo del cauce y además se ve que el perfil del flujo después de la progresiva 0+999.43 es semejante para ambos modelos, indicando que el flujo ya se ha regularizado y que las condiciones de salida tienen poca influencia sobre este.

4.2.1.2. Secciones Transversales

Se generaron 23 secciones transversales con un ancho variable de 60 a 80 metros promedio (200 metros en el caso de secciones con mayor desborde del río) y un trazo de perfil a lo largo del tramo del río de 1.070 kilómetros. A partir de los cuales se llevó cabo la generación de valores de descargas máximas de salida, los niveles de agua máximos, la identificación de los puntos críticos de desborde y además de evaluar otras variables hidráulicas (como velocidades, número de Froude, y esfuerzos cortantes) empleando los modelos bidimensionales de BER y HEC-RAS 2D.

En muchos casos dentro de los modelos hidráulicos existen perturbaciones que se propagan a lo largo del cauce, siendo estos influenciados en su mayoría por: el tipo de régimen de flujo, las ecuaciones hidrodinámicas que manejan cada modelo, los valores de pendiente de energía, etc. Estos pueden llegar a afectar los resultados de haciendo que estos se alejen de la realidad a representar, es por ello que se recomienda tomar una determinada distancia para que el flujo no se ve influenciado por estas perturbaciones y solo por las condiciones naturales del cauce de tal forma que a medida que se vaya avanzando a lo largo del tramo se irán uniformizando las ecuaciones hidráulicas.

Teniendo esto en cuenta, se consideró una distancia mínima desde 100 metros a partir de la sección de entrada y 70 metros antes de la sección de salida (en el tramo a partir de la progresiva 0+100 hasta la 0+999.43), buscando que los parámetros hidráulicos sean lo más estables posibles para ambos modelos.

Los resultados gráficos de las secciones transversales generados para ambos modelos se presentan en el capítulo VIII, anexos 17,18 y 19.

4.2.2. Resumen de Parámetros Hidráulicos

Existe una diferencia marcada para los parámetros hidráulicos calculados en cada sección transversal (ver capítulo VIII, anexos 17,18 y 19) de los modelos matemáticos de HEC-RAS 2D e IBER debido a las diferentes condiciones que asumen, las formas de calcular los parámetros de hidrodinámica y a la distinta forma de la geometría de malla de cálculo que emplea cada modelo.

Es por ello que dichas diferencias se pueden apreciar en las tablas 23 y 24, donde se presenta un resumen de los valores máximos y promedios de cada parámetro hidráulico generado para cada sección transversal en ambos modelos:

Tabla 23. Resumen de resultados tabulares del modelo HEC-RAS 2D, Tr=140 años.

Progresiva	Longitud de Sección Transversal (m)	Cota de Agua Máxima (m)	Tirante Máximo (m)	Velocidad Promedio (m/s)	Velocidad Máxima (m/s)	Esfuerzo Cortante Promedio (N/m ²)	Esfuerzo Cortante Máximo (N/m ²)
0+100	65.3	372.6	3.6	1.1	2.3	15.3	36.7
0+150	58.6	372.4	3.4	1.4	2.7	21.5	64.1
0+200	55.3	372.1	3.1	1.5	3.0	31.3	83.3
0+250	66.8	371.7	2.7	1.1	3.1	23.3	73.8
0+300	71.7	371.4	2.6	1.5	3.4	35.2	94.7
0+350	82.8	371.1	3.1	1.0	3.0	18.1	85.1
0+400	58.4	370.8	2.8	1.8	3.1	39.0	94.7
0+449.85	63.1	370.6	2.6	1.8	2.9	43.7	93.5
0+500	54.7	370.0	3.0	1.7	3.4	38.1	89.6
0+550	50.9	369.3	3.3	2.3	3.9	78.0	159.3
0+600.00	54.1	368.9	2.9	1.6	4.0	42.7	111.9
0+650.18	83.0	368.0	3.0	1.5	4.7	60.1	226.6
0+700.08	68.1	367.6	2.6	1.4	3.9	34.5	84.9
0+750.09	83.3	367.3	3.3	1.4	3.7	20.9	50.8
0+800.13	75.0	366.7	2.7	1.5	3.9	28.3	66.7
0+850.46	111.2	365.7	1.7	1.3	4.9	39.5	183.0
0+900.16	131.6	364.2	1.2	2.2	6.1	97.7	333.2
0+950.38	164.7	362.5	1.5	1.7	5.7	50.0	164.0
0+999.43	216.1	362.1	1.1	2.1	5.2	86.7	314.3

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla 24. Resumen de resultados tabulares del modelo IBER, Tr=140 años.

Progresiva	Longitud de Sección Transversal (m)	Cota de Agua Máxima (m)	Tirante Máximo (m)	Velocidad Promedio (m/s)	Velocidad Máxima (m/s)	Esfuerzo Cortante Promedio (N/m²)	Esfuerzo Cortante Máximo (N/m²)	Numero Froude Promedio (A las 4:09 horas)
0+100	71.7	372.0	2.9	3.7	6.0	137.5	363.4	0.8
0+150	66.6	371.9	2.9	2.9	4.2	56.9	113.8	0.6
0+200	64.4	371.6	2.6	2.9	4.3	58.4	126.0	0.6
0+250	73.2	371.5	2.5	2.4	3.9	40.2	65.4	0.5
0+300	74.9	370.9	1.9	3.4	4.8	100.6	186.0	0.9
0+350	89.0	371.0	3.0	2.0	3.3	39.4	104.8	0.5
0+400	62.8	370.5	2.5	3.6	5.3	128.1	368.7	1.0
0+449.85	66.7	370.7	2.7	2.4	3.4	44.8	85.8	0.5
0+500	58.8	369.6	2.6	3.9	6.3	133.9	551.0	1.1
0+550	56.2	368.6	2.5	4.6	6.5	228.9	534.3	1.6
0+600.00	58.6	368.6	2.6	3.9	5.7	134.9	214.2	0.9
0+650.18	87.4	368.2	2.2	3.2	6.1	134.8	436.6	0.9
0+700.08	71.8	367.2	2.2	3.5	5.6	99.8	179.4	0.9
0+750.09	86.3	366.3	2.3	4.3	6.4	140.3	259.3	1.2
0+800.13	77.8	366.4	2.4	2.9	5.0	74.3	157.5	0.8
0+850.46	115.1	365.6	1.6	3.6	5.9	139.2	297.2	1.1
0+900.16	134.5	364.1	1.1	3.8	6.6	187.3	391.8	1.4
0+950.38	168.8	363.5	1.6	2.5	6.0	90.8	406.9	1.2
0+999.43	220.5	362.2	1.2	2.4	5.8	98.1	328.2	1.2

FUENTE: Elaboración propia.

4.2.2.1. Tirante Máximo de Agua

Se generó el perfil de tirantes máximos de agua para cada sección transversal a lo largo del tramo de estudio en ambos modelos (ver capítulo VIII, anexos 17,18 y 19). Para ello se tomó en cuenta el tramo que abarca entre las progresiva 0+100 y 0+999.43, con la finalidad de evitar que el flujo se ve afectado por las condiciones de contorno de entrada para que este se regularice y a las mismas limitaciones que poseen dichos programas al momento de llevar a cabo la simulación.

▪ **Comparación de Tirantes Máximos**

Existe una diferencia mínima de los valores de tirantes máximos entre ambos modelos matemáticos, notándose que el tirante aún se ve influenciado en menor grado por las condiciones de contorno de entrada en ambos modelos.

Tabla 25. Comparación de tirantes máximos entre los modelos IBER y HEC-RAS 2D.

Progresiva	HEC-RAS 2D				IBER				Diferencia de tirantes máximos (m) [H _{ras 2D} - H _{iber}]
	Ubicación de Tirante Máximo (Eje x)	Cota de Fondo (m)	Cota de Agua Máxima (m)	Tirante Máximo (m) [H _{ras 2D}]	Ubicación de Tirante Máximo (Eje x)	Cota de Fondo (m)	Cota de Agua Máxima (m)	Tirante Máximo (m) [H _{iber}]	
0+100	17.6	369.0	372.6	3.6	21.1	369.1	372.0	2.9	0.7
0+150	12.6	369.0	372.4	3.4	45.9	369.0	371.9	2.9	0.5
0+200	32.2	369.0	372.1	3.1	25.3	369.0	371.6	2.6	0.5
0+250	27.4	369.0	371.7	2.7	26.3	369.0	371.5	2.5	0.2
0+300	13.8	368.8	371.4	2.6	30.6	369.0	370.9	1.9	0.7
0+350	28.4	368.0	371.1	3.1	42.6	368.0	371.0	3.0	0.1
0+400	33.9	368.0	370.8	2.8	37.5	368.0	370.5	2.5	0.3
0+449.85	10.4	368.0	370.6	2.6	51.5	368.0	370.7	2.7	-0.1
0+500	12.5	367.0	370.0	3.0	34.6	367.0	369.6	2.6	0.5
0+550	32.4	366.0	369.3	3.3	32.2	366.1	368.6	2.5	0.8
0+600.00	19.5	366.0	368.9	2.9	41.2	366.0	368.6	2.6	0.3
0+650.18	44.9	365.0	368.0	3.0	72.2	366.0	368.2	2.2	0.7
0+700.08	13.4	365.0	367.6	2.6	23.3	365.0	367.2	2.2	0.5
0+750.09	12.5	364.0	367.3	3.3	12.9	364.0	366.3	2.3	1.0
0+800.13	32.0	364.0	366.7	2.7	29.9	364.0	366.4	2.4	0.3
0+850.46	51.1	364.0	365.7	1.7	58.2	364.0	365.6	1.6	0.1
0+900.16	58.2	363.0	364.2	1.2	76.9	363.0	364.1	1.1	0.1
0+950.38	17.6	361.0	362.5	1.5	124.1	362.0	363.5	1.6	-0.1
0+999.43	92.1	361.0	362.1	1.1	136.5	361.0	362.2	1.2	-0.1

FUENTE: Elaboración propia.

De acuerdo a la tabla 25, en el caso de HEC-RAS 2D se generó un valor de tirante máximo de 3.6 metros en la progresiva 0+100, siendo este más alto en comparación al de IBER donde se tiene 3.0 metros en la progresiva 0+350. El tirante más bajo generado para ambos modelos es con 1.1 metros, pero en el caso de IBER se presenta en la progresiva 0+900.16 y al final del tramo estable en la progresiva 0+999.43 para HEC-RAS 2D.

Tal y como se muestra en las figuras 65 y 66, valores de tirantes máximos calculados con HEC-RAS 2D son más elevados a los de IBER en casi todo el tramo (excepto en la progresiva 0+449.85). Pero a partir de la sección en la progresiva 0+800.13 entre hasta el final del tramo aguas abajo, se nota que los tirantes en ambos modelos empiezan a mantener una distribución semejante e incluso llegar a alcanzar valores con una diferencia mínima entre ellos.

Como se muestra en la figura 66, la diferencia de tirantes máximos entre ambos modelos es muy notoria, pero esta se va reduciendo a medida que se va avanzando a lo largo del tramo. Notándose que la diferencia se empieza a reducir a medida que se aleja de la zona de desborde del río hacia la margen izquierda (a la altura de la progresiva 0+550 en adelante) en ambos modelos, ocasionando pérdidas del flujo y contando además con un aumento en la velocidad en a lo largo dicha zona.

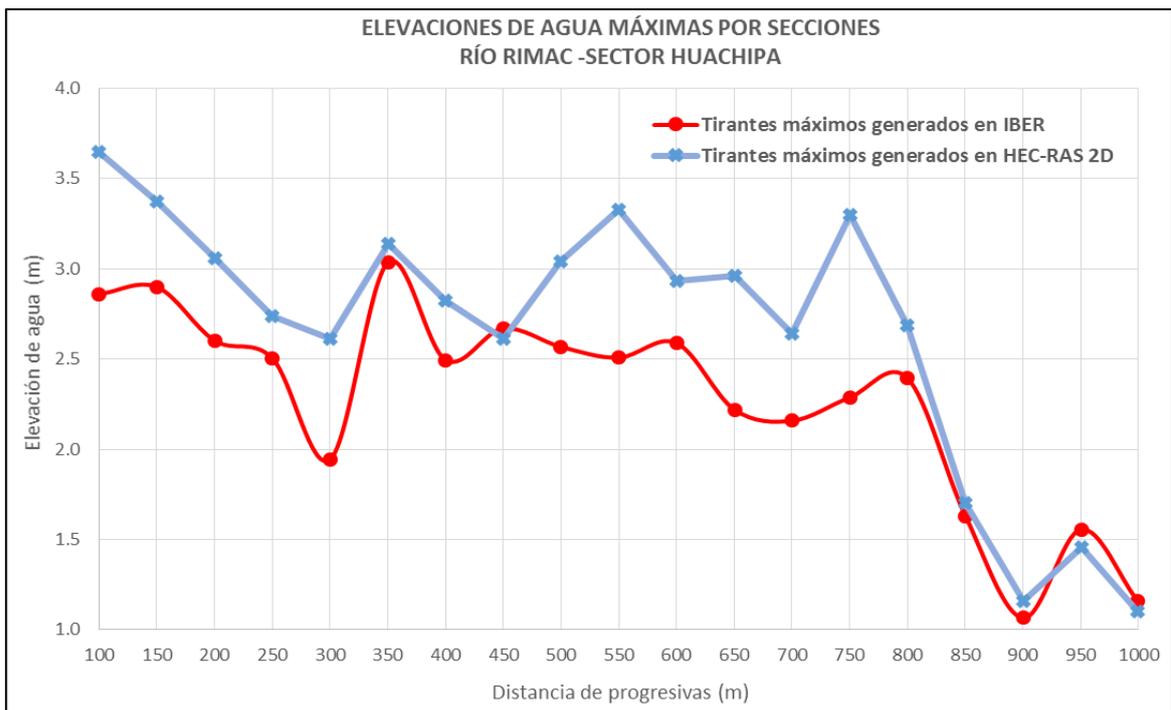


Figura 65. Elevaciones de agua máximas generadas en HEC-RAS 2D e IBER.



Figura 66. Diferencia de elevaciones de agua máximas entre HEC-RAS 2D e IBER.

Finalmente hay un ligero crecimiento del tirante en el tramo cerca de la sección de control de salida (progresiva 0+999.43) por parte de IBER, ocasionado por una pequeña acumulación de agua a lo largo del tiempo debido a limitaciones del modelo digital de elevación.

4.2.2.2. Velocidades Promedio

Los valores de velocidades promedio se obtuvieron a partir de las tablas 23 y 24, los cuales fueron generados en IBER y HEC-RAS 2D para cada sección transversal (ver capítulo VIII, anexos 17,18 y 19), en el que dichos valores mantienen una tendencia creciente hasta llegar a la zona de desborde y posterior a este tienden a ser decrecientes a lo largo del tramo.

Para elaborar el perfil se consideró el tramo que abarca entre las progresiva 0+100 y 0+999.43, debido a las diferentes condiciones de contorno de entrada para ambos modelos y a las mismas limitaciones que poseen dichos programas al momento de llevar a cabo la simulación. Esto se ve reflejado con el cálculo de un valor alto de velocidad en la sección de control a 100 metros aguas debajo de la entrada (progresiva 0+100), siendo en el modelo de IBER que de una velocidad promedio mayor de sección de 3.7 m/s, en comparación al modelo de HEC-RAS 2D que tiene un valor de 1.1 m/s.

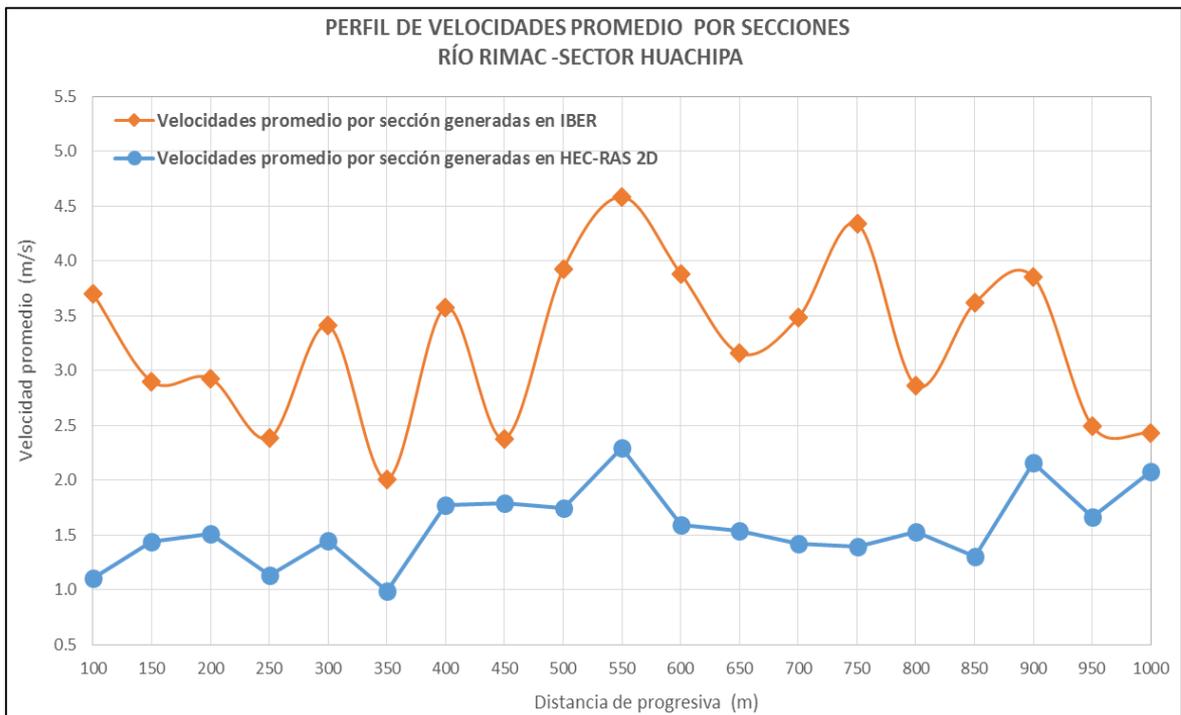


Figura 67. Perfil de velocidades promedio de secciones, en IBER y HEC-RAS 2D.

Dado que desde el inicio del tramo existen irregularidades que ocasionan contracciones al cauce del río (ancho reducido por la presencia de defensas rivereñas y dique de encauzamiento u otras obstrucciones), los valores de velocidades promedio de sección tienden a ser mayores en IBER; ya que este demuestra ser más sensible a dichas variantes en comparación al modelo de HEC-RAS 2D.

Esta sensibilidad se manifiesta con valores elevados de velocidades promedio dentro del cauce, notándose esto en mayor medida en la zona de desbordes (entre las progresiva 0+550 y la 0+900.16), con un valor máximo de velocidad promedio de 4.6 m/s en la progresiva 0+550 generado en IBER.

4.2.2.3. Esfuerzo Cortante Promedio

Los valores de esfuerzo cortante promedio se obtuvieron a partir de las tablas 22 y 23, los cuales fueron generados en IBER para cada sección transversal (ver capítulo VIII, anexos 17,18 y 19) .El tramo de análisis se ubica entre las progresivas 0+100 y 0+999.43, debido a

las diferentes condiciones de contorno de entrada para ambos modelos y a las mismas limitaciones que poseen dichos programas al momento de llevar a cabo la simulación.

Se puede apreciar que el esfuerzo cortante a lo largo del tramo de estudio mantiene una tendencia creciente, tal y como se muestra en la figura 68:

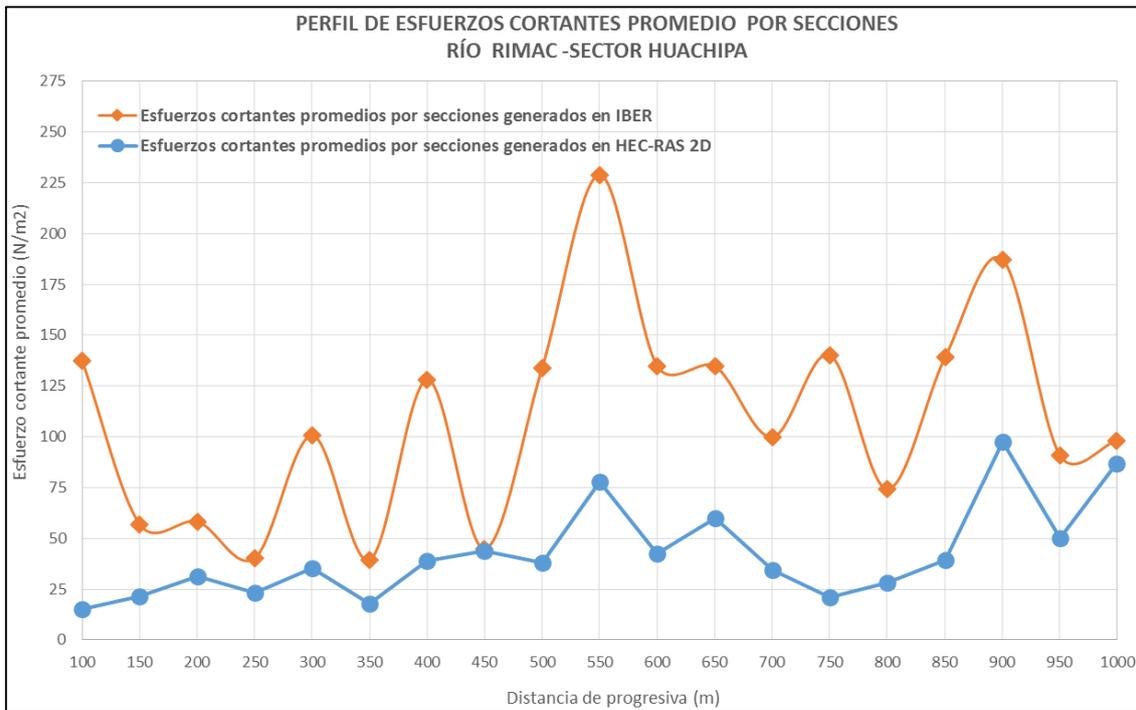


Figura 68. Perfil de esfuerzos cortantes promedios de secciones, en IBER y HEC-RAS 2D.

Los valores más críticos de esfuerzos cortantes para ambos modelos se dan en la parte media de todo el tramo de estudio, cerca por donde se inicia el desborde del río (pasando la progresiva 0+550) y a 100 metros antes de finalizar el tramo (progresiva 0+900.16), en donde también la velocidad adquiere valores muy elevados debido a la presencia de irregularidades en el cauce.

A partir de los resultados observados en la figura 68, se puede apreciar que el modelo de IBER genera valores de esfuerzos cortantes promedio con una diferencia notoria en comparación a los de HEC-RAS 2D, siendo el esfuerzo cortante promedio máximo generado en la progresiva 0+550 de 228.9 N/m². Puesto a que IBER dentro de cálculos considera también los esfuerzos tangenciales y rozamiento superficiales, así como otras simplificaciones que realiza dentro de las ecuaciones hidrodinámicas y también el tipo de geometría de malla no estructurada con la que procesa sus cálculos.

4.2.2.4. Tipo de régimen de flujo

El perfil de valores de número de Froude promedio por sección se obtuvieron a partir de la tabla 24, los cuales fueron generados en IBER para cada sección transversal (ver capítulo VIII, anexos 17,18 y 19) en un tiempo de simulación de 14940 segundos (4:09 horas), siendo el momento cuando ocurre la máxima inundación.

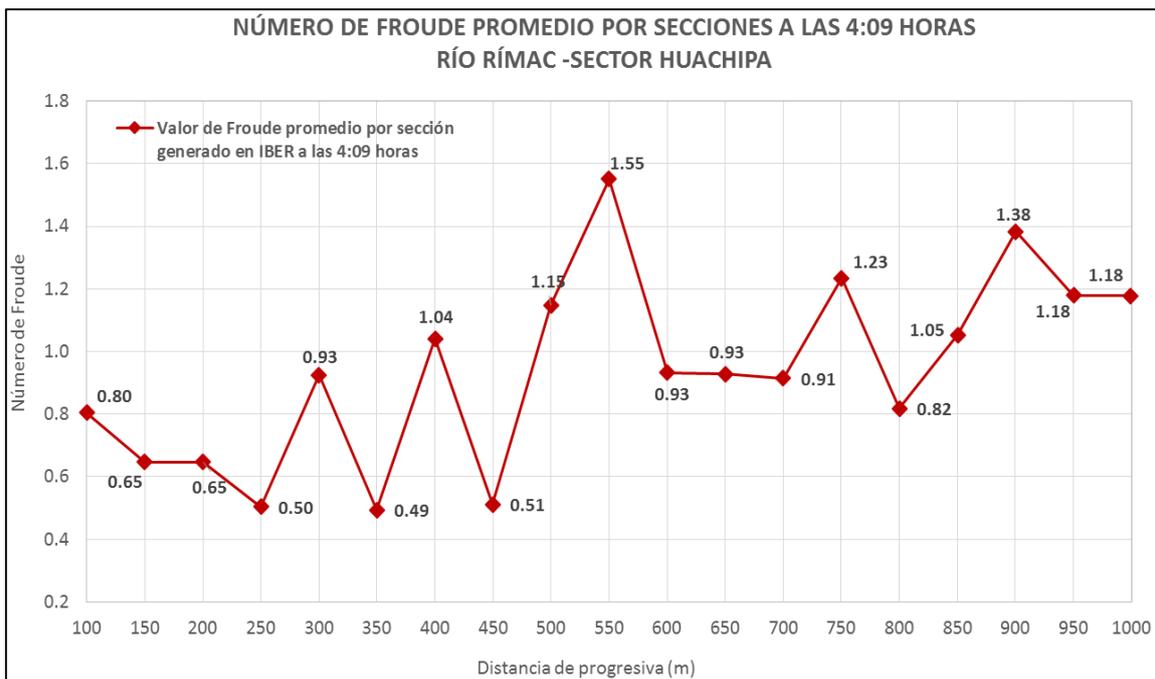


Figura 69. Números de Froude promedio de secciones, generado en IBER

Como se muestra en la figura 69, el flujo predominante al momento en que se lleva a cabo la máxima inundación es el subcrítico, dado que en la mayor parte del tramo del río se tiene un valor de Froude menor a la unidad, pero pese a esto existen secciones donde se genera un flujo supercrítico.

En el caso de la sección en la progresiva 0+550, se genera un flujo supercrítico (con el número de Froude promedio más elevado de todo el tramo) debido a que esa misma sección presenta irregularidades que ocasionan contracciones al cauce del río (ancho reducido por la presencia de defensas rivereñas y dique de encauzamiento) produciendo un aumento de la velocidad en esa misma sección generando un valor elevado de Froude.

Observándose además pequeñas zonas donde se generan flujo supercrítico cerca al margen izquierdo en progresivas 0+500, 0+750.09 y desde la progresiva 0+850.46 hasta el final del tramo, y en menor medida para el margen derecho entre las progresivas 0+300 y 0+400. Siendo esto ocasionado por contracciones presentes en el cauce y las velocidades elevadas con las que pasa el flujo por dichas zonas con peligro a la erosión y socavación.

4.3. ÁREAS DE INUNDACIÓN

4.3.1. Determinación de las Áreas de Inundación

Los gráficos obtenidos mediante la modelación en IBER y HEC-RAS 2D se presentan en el capítulo VIII, anexos 20 y 21.

4.3.2. Comparación de las Áreas de Inundación

Para la comparación de los mapas de inundación, se eligió el instante en que se da la máxima inundación para los modelos bidimensionales, valor que se estima del hidrograma de entrada para un periodo de retorno de 140 años.

En la figura 70 se observa las áreas de inundación que afectan a la zona de estudio para un periodo de retorno de 140 años, en donde se calculó el valor de las áreas totales afectadas.

A partir de las cuales se determinó también el área afectada dentro del tramo donde el flujo es estable y no se ve afectado por las condiciones de entrada; asimismo a partir de dichas áreas se identificó las áreas urbanas que también se ven afectadas por los desbordes del río.

Tales resultados mencionados se muestran a continuación en las tablas 26 y 27:

Tabla 26. Áreas inundables totales generadas entre los modelos utilizados.

Áreas inundadas generadas totales (ha.)		
Zonas	IBER	HEC-RAS 2D
Dentro del tramo estable (Km.0+100 al Km.0+999.43)	3.94	5.39
Fuera de tramo estable	0.91	0.89
Total	4.85	6.28

Tabla 27. Áreas inundables generadas dentro del tramo estable.

Áreas inundadas dentro del tramo estable (ha.)		
Zonas	IBER	HEC-RAS 2D
Urbanas	0.75	2.00
No Urbanas	3.20	3.39
Total	3.94	5.39

Tabla 28. Áreas inundables generadas a lo largo de los márgenes del río.

Desbordes fuera del cauce del río (ha.)				
Zonas afectadas	IBER		HEC-RAS 2D	
	Margen izquierda	Margen derecha	Margen izquierda	Margen derecha
Dentro del tramo estable (Km.0+100 al Km.0+999.43)	2.78	1.16	4.00	1.39
Fuera de tramo estable	0.83	0.08	0.82	0.08
Total	3.61	1.24	4.81	1.47

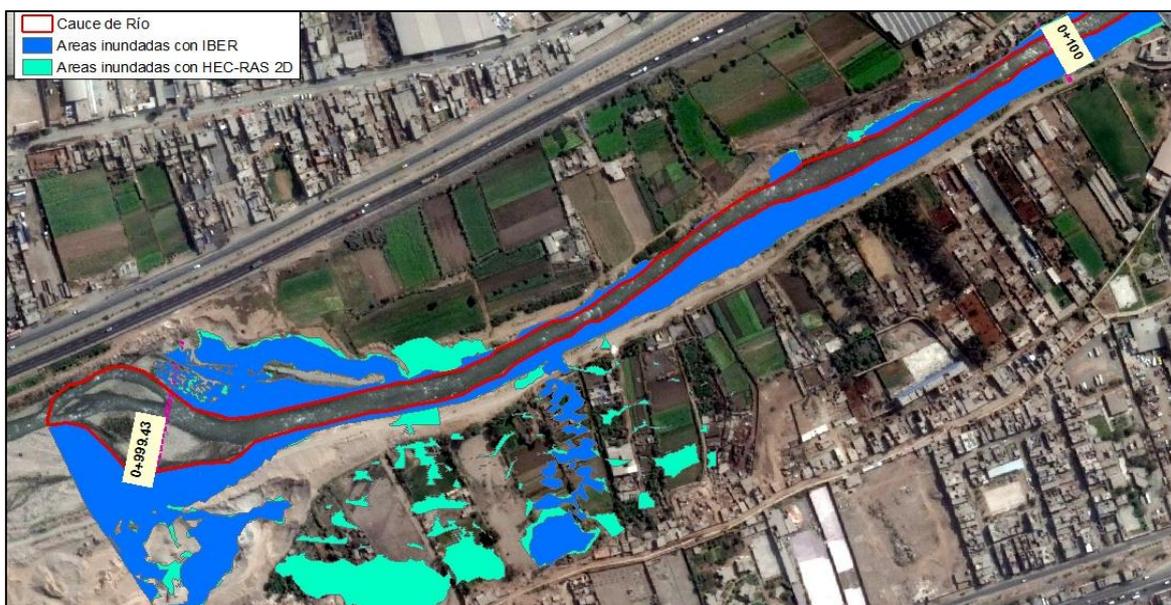


Figura 70. Masas de inundación para un flujo no permanente, con $T_r=140$ años.

El reporte de ambos modelos presenta una tendencia similar en forma y magnitud de inundación, debido a que ambos utilizan la misma dinámica del flujo. En tabla 26 se observa que el área cubierta por HEC-RAS 2D es mayor en comparación a la calculada con IBER, con una disparidad mayor del 23% entre ambas áreas. Dicha variación de resultados se nota gracias a la diferencia en la geometría de mallas que emplea cada uno, siendo el modelo de IBER que emplea una malla no estructurada triangular y HEC-RAS 2D que trabaja con una malla de tipo cuadrangular.

Desde el inicio del tramo hasta 600 metros aguas abajo no se presentan desbordes hacia las zonas urbanas, debido a elevación que poseen los bordes del cauce del río y a la presencia de una defensa riberena con gaviones y el dique de encausamiento por el lado de la margen izquierda. Pero en el tramo que abarca las progresivas 0+200 y 0+400, se produce un desborde a la margen derecha afectando parte de las áreas de cultivos presentes, dado que no existe ningún tipo de estructura de protección a lo largo de dicho margen.

El río se desborda aguas abajo en varias secciones hacia la margen izquierda a partir de la progresiva 0+600, la altura de los bordes del cauce es baja y existe cierta inclinación en el terreno hacia lo largo del margen izquierdo. Viéndose afectado parte del centro poblado “Asociación Huáscar”, siendo unas 0.75 ha. afectadas por el desborde en IBER y 2 ha. en HEC-RAS 2D, de igual manera los caminos que conectan a lo largo del margen izquierdo. El mismo caso ocurre en menor magnitud para la margen derecha donde se presenta un desborde en menor magnitud a partir de la progresiva 0+700.08, extendiéndose hasta el final del tramo cuya área de inundación podría afectar a la zona donde se ubica la autopista Ramiro Prialé.

4.4. IDENTIFICACIÓN DE ZONAS CRÍTICAS

4.4.1. Zonas Críticas con Tirante Elevado

A partir de las áreas inundables, se identificó los tramos donde la altura del tirante alcanza valores muy elevados abarcando desde la progresiva 0+100 hasta la 0+750.09, debido a las

condiciones de contorno de entrada de ambos modelos y a las mismas limitaciones que poseen dichos programas al momento de llevar a cabo la simulación.

Identificándose 4 zonas que presentan los tirantes más elevados a lo largo de todo el recorrido del río (Ver tabla 29 y figura 71), a partir de las cuales se realizó un corte de sección transversal dentro de cada tramo donde se generaban los valores más altos.

Las zonas con mayor tirante se ubican desde la sección de control de entrada en la progresiva 0+100 hasta la 0+150, donde se registran tirantes con una altura alcanzado hasta más de los 3 metros, siendo perjudicial para las viviendas de material noble que se ubican sobre la margen derecha cuyo talud es poco estable(Ver figura 71). Dichos valores de tirantes se deben a varios factores como son: la geometría del cauce (que tiende a ser angosta y con un fondo muy profundo) y el flujo que cuyos parámetros aún se encuentran regularizándose de las condiciones de contorno de entrada aguas arriba.

Tabla 29. Ubicación de tramos con tirantes críticos.

Tramos de Tirantes Críticos		
Tramos	Secciones críticas	Observaciones
Km. 0+100 al Km.0+150	Km.0+127.44	Ancho de cauce del río muy angosto con tirantes máximos elevados promedio de 3.10 m hacia la margen derecha donde existe la presencia de viviendas de material noble y talud poco estable. Presencia de dique de encauzamiento y defensa ribereña.
Km. 0+300 al Km.0+400	Km. 0+318.72	A partir de la progresiva 0+360.97, los tirantes máximos comienzan a ser más estables y elevados afectan al lado de la margen izquierda. Presencia de dique de encauzamiento y defensa ribereña, ocasionando contracciones en el cauce.
	Km. 0+360.97	
Km. 0+550 al Km.0+600	Km.0+563.76	Ancho de cauce del río angosto con tirantes máximos elevados promedio de 2.8 hacia la margen izquierda, debido a la presencia de irregularidades que ocasionan encauzamiento. Inicio de desbordes a partir de la progresiva 0+600, hacia la margen izquierda del río.
Km. 0+700.08 al Km.0+750.09	Km. 0+727.47	Presencia de desbordes hacia la margen izquierda afectando a las áreas urbanas, debido a que a partir de esta zona la elevación del terreno tiende a ser menor mientras más se adentra hacia la margen izquierda y al igual que la poca elevación de los bordes del río.



Figura 71. Ubicación de zonas críticas y secciones de tirantes máximos.

En la figura 72 se muestra la gráfica de la sección en la progresiva 0+127.44 generándose una distribución no uniforme del tirante a lo largo del cauce en el modelo de IBER, con un valor máximo de tirante de 3.1 metros. Siendo lo contrario para el tirante generado con HEC-RAS 2D, cuya distribución de tirante es más uniforme y tiene un valor más elevado de 3.5 metros afectando a la margen derecha del cauce donde hay presencia de viviendas.

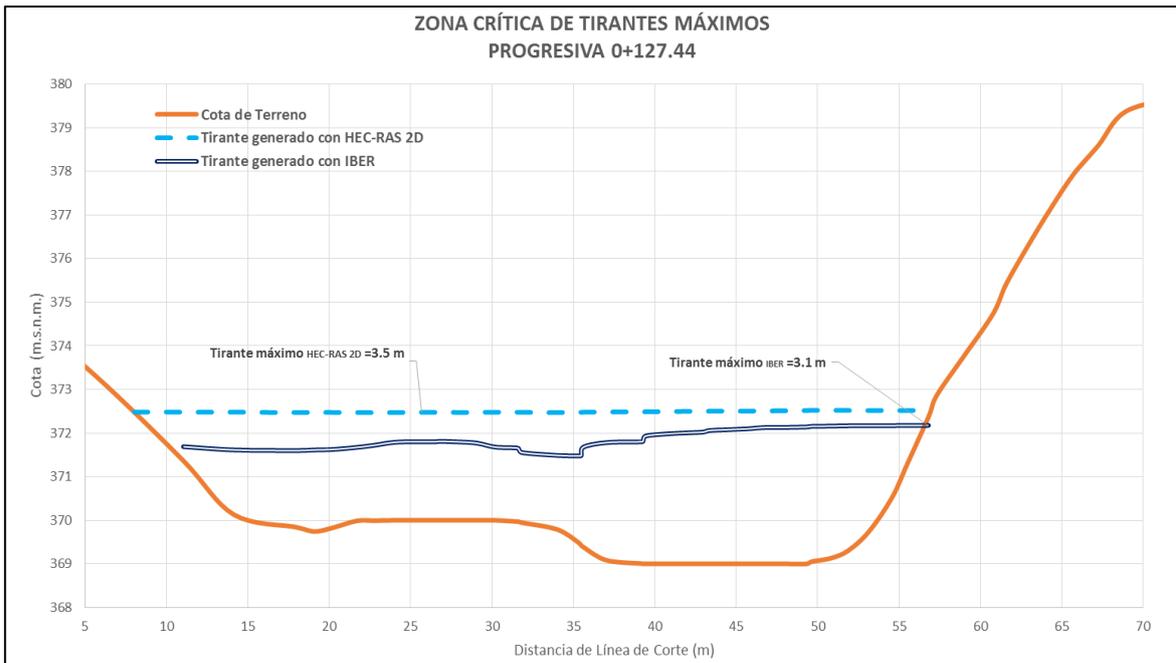


Figura 72. Tirantes máximos en sección crítica – Progresiva 0+127.44

En las figuras 73 y 74 se aprecian las secciones de tirante máximo para las progresivas 0+318.72 y 0+360.97, donde se genera una distribución más uniforme del tirante a lo largo del cauce para ambos modelos. Los valores máximos de tirante se ubican cerca de la margen derecha, gracias a que la cota de fondo es mayor en ese lado de la sección.

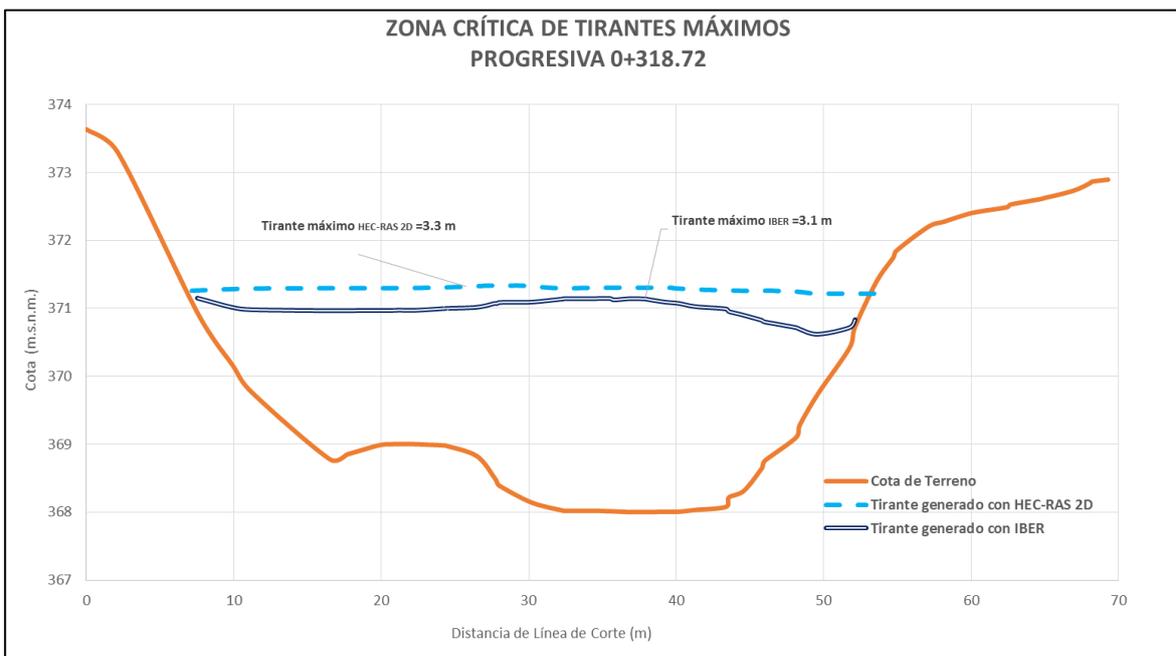


Figura 73. Tirantes máximos en sección crítica – Progresiva 0+318.72.

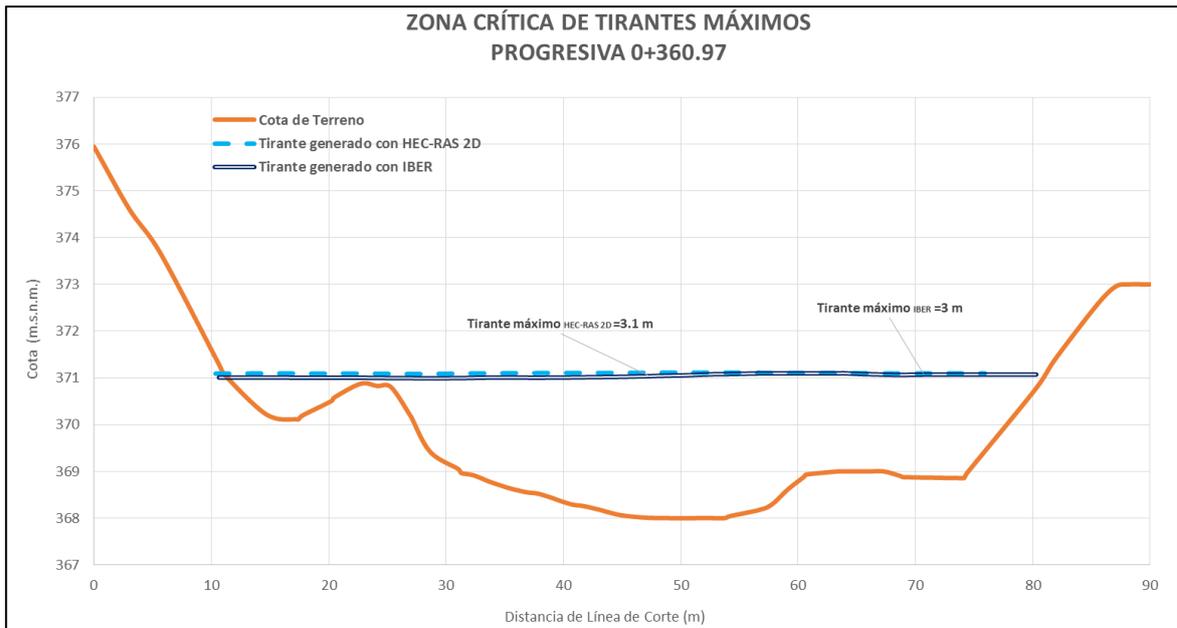


Figura 74. Tirantes máximos en sección crítica – Progresiva 0+360.97.

En la figura 75 y 76 se muestran las secciones para las progresivas 0+563.76 y 0+727.47, donde se generan tirantes elevados por una variación en la cota del terreno ocasionada por una distribución irregular del tirante a lo largo de la sección, en respuesta a un aumento en la velocidad (notándose con mayor magnitud en el modelo de IBER).

Siendo la progresiva 0+727.47, en donde se genera el valor de tirante más elevado de todo el tramo de estudio dado que existe una mayor profundidad de terreno en dirección de la margen izquierda, llegando a alcanzar hasta los 3.6 metros.

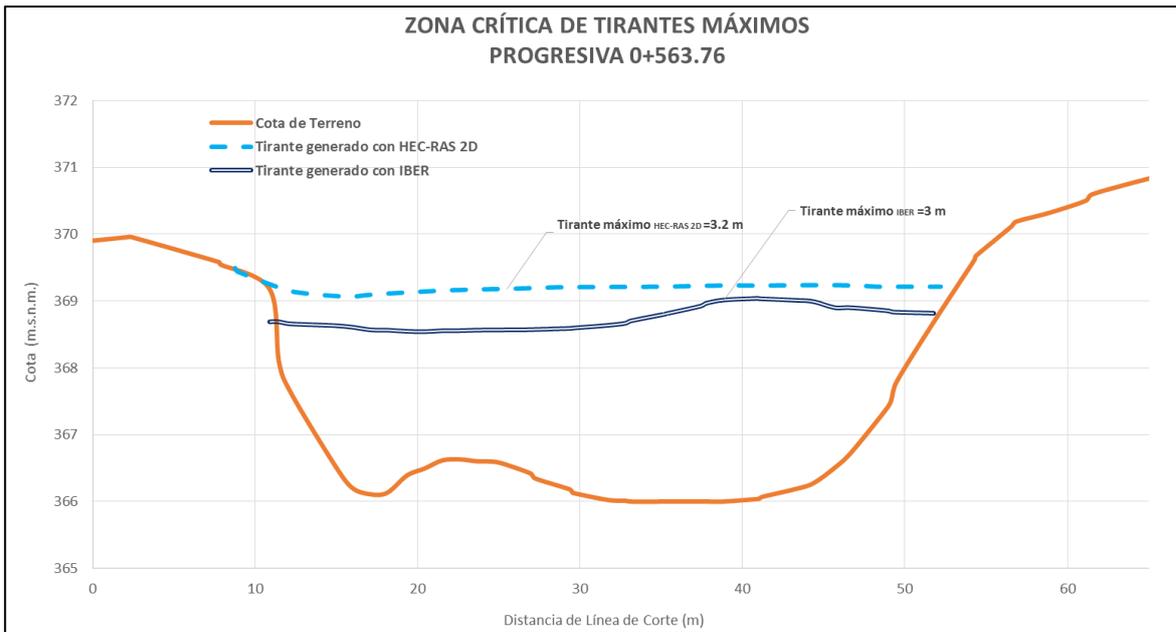


Figura 75. Tirantes máximos en sección crítica – Progresiva 0+563.76.

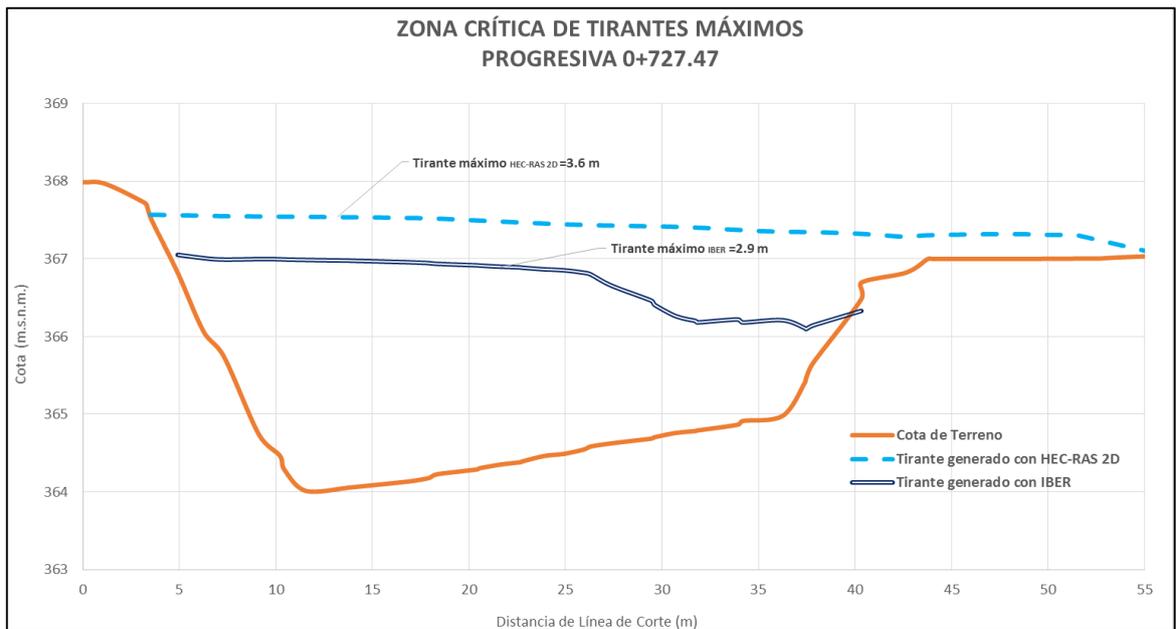


Figura 76. Tirantes máximos en sección crítica – Progresiva 0+727.47.

4.4.2. Zonas Críticas de desborde

Las zonas con mayor desborde se presentan a partir de la progresiva 0+637.34 hasta el final del tramo de estudio, a partir del cual el desborde tiende a ser mayor por el lado del margen izquierdo afectando a la zona del centro poblado “Asociación Huáscar”. Para poder

visualizar como afecta el desborde del río Rímac a las zonas aledañas, se elaboró los gráficos de las secciones transversales generadas en IBER y HEC-RAS 2D cuya longitud de desborde del río era mayor, identificándose un total de 5 secciones críticas de desborde, como se muestran en la tabla 30 y la figura 77:

Tabla 30. Secciones transversales críticas de desbordes.

Progresivas	Longitud de desbordes					
	HEC-RAS 2D			IBER		
	Margen izquierdo (m)	Margen derecho (m)	Total (m)	Margen izquierdo (m)	Margen derecho (m)	Total (m)
0+369.89	24.53	16.76	41.29	24.4	14.93	39.33
0+637.34	198.91	4.44	203.35	196.77	4.053	200.82
0+779.73	174.92	30.70	205.62	6.36	24.66	31.02
0+957.13	145.90	74.70	220.60	148.59	70.077	218.67
1+034.8	91.66	S/D	91.66	91.44	S/D	91.44

*S/D: Sin desborde.

Los desbordes se inician en la progresiva 0+369.89 hacia la margen derecha y en mayor medida a partir de la progresiva 0+637.34 hacia la margen izquierda, gracias a una disminución en la elevación de los bordes del río, a la inclinación de la pendiente del terreno que se presenta por el lado del margen izquierdo en dirección a las zonas urbanas y a un aumento de la velocidad debido al encauzamiento producido por el dique y la defensa ribereña aguas arriba (Ver figura 77).

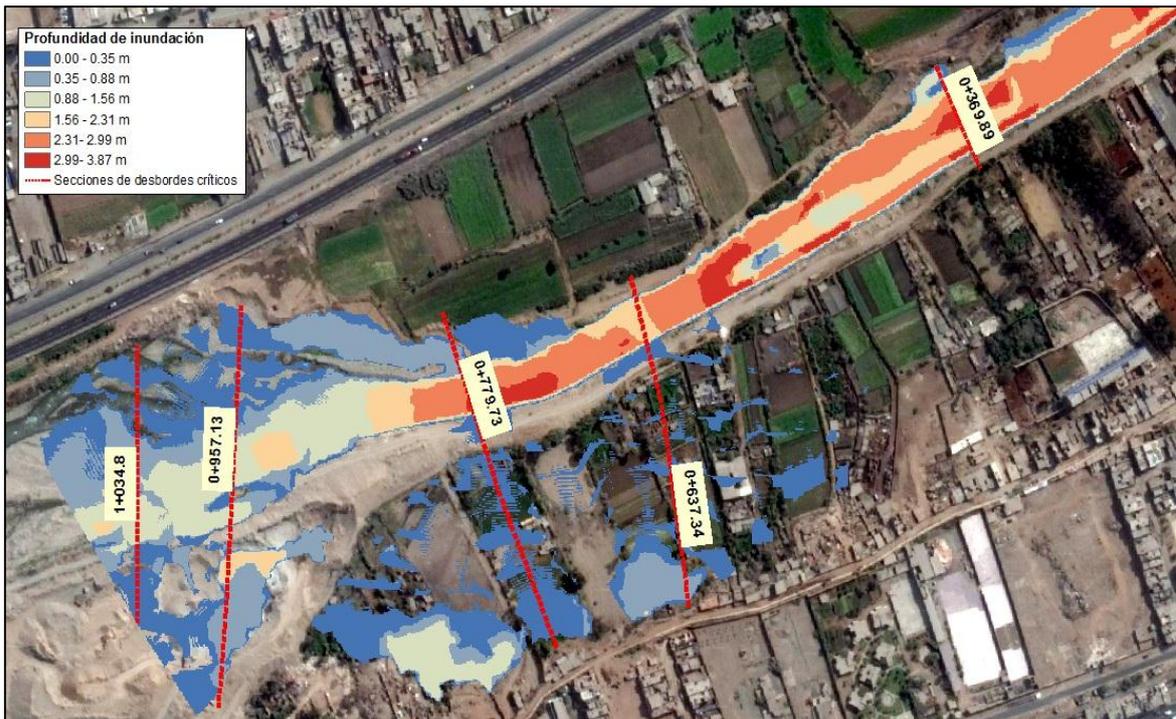


Figura 77. Ubicación de secciones críticas de desbordes

Las longitudes de desbordes más largas se dan por la zona de la margen izquierda, destacando entre todas las secciones la ubicada en la progresiva 0+0+637.34 que presenta una mayor longitud de desborde hacia la margen izquierda de más de 190 metros y para la margen derecha con un poco más de 4 metros de longitud fuera del cauce, existiendo una diferencia mínima del 1% entre ambos modelos (Ver figura 78).

Por el lado del margen derecho existe un mayor desborde que se produce a la altura de la progresiva 0+957.13 extendiéndose hasta el final del tramo llegando a alcanzar los 70 metros de longitud de desborde, con el que llega a avanzar el flujo cerca del área donde se ubica la autopista Ramiro Prialé.

**ZONA CRÍTICA DE DESBORDE
PROGRESIVA 0+637.34**

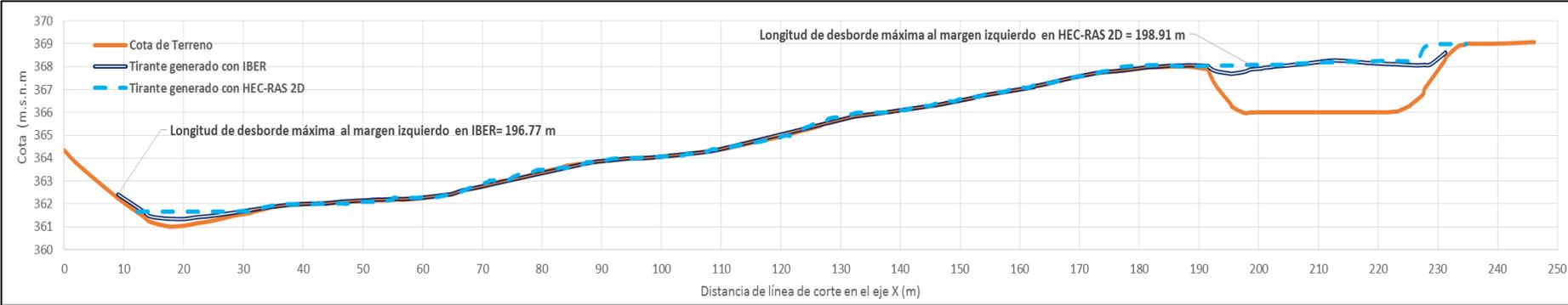


Figura 78. Sección crítica con presencia de desbordes hacia los márgenes del río Rímac– Progresiva 0+637.34

FUENTE: Elaboración propia.

Ambos modelos dan resultados muy similares con una diferencia mínima a causa de los diferentes tipos de geometría de enmallado con la que trabaja cada uno, variando el área de calculo que comprende cada celda y afectando el área mojada que se genera en conjunto con las condiciones de ingreso. Siendo en HEC-RAS 2D donde se generan las mayores longitudes de desbordes dado que también calcula una mayor área de inundación.

Las gráficas de secciones transversales de mayor longitud de desbordes obtenidas por medio de la modelación en IBER y HEC-RAS 2D, se presentan en el capítulo VIII, anexo 17.

4.4.3. Zonas Críticas de Velocidades Máximas

Las zonas con velocidades críticas se ubican desde la progresiva 0+653.60 y cerca de la zona donde se produce el desborde del río al margen izquierdo, en los cuales se registran valores altos de velocidades en ambos modelos, llegando hasta incluso alcanzar los 4 m/s.

Existen 2 tramos que donde se ubican velocidades más altas a lo largo de todo el recorrido del río y donde se ubican las secciones transversales que presentan una distribución de velocidades muy altas, como se muestra en la tabla 31 y figura 79.

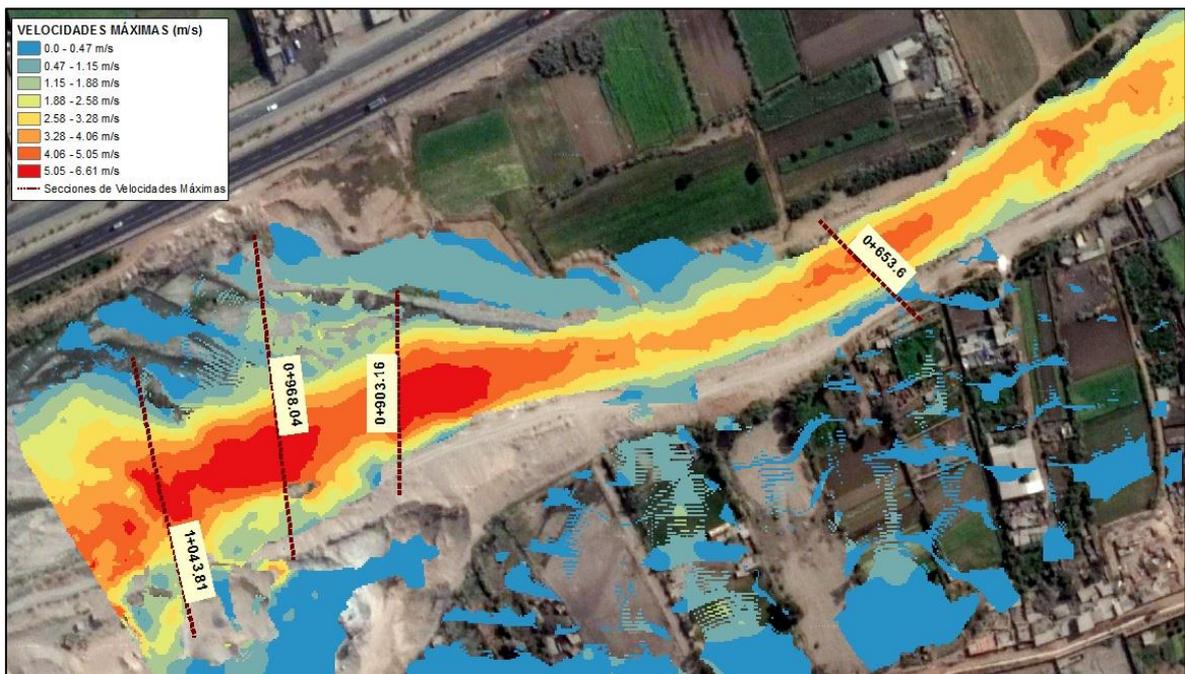


Figura 79. Ubicación de zonas críticas de velocidades máximas.

Tabla 31. Ubicación de tramos con velocidades críticas.

Tramos	Secciones críticas	Observaciones
Km. 0+650.18 al Km.0+700.08	Km. 0+653.60	Cauce del río irregular y angosto con un ancho promedio de 34.5 metros, en el que existe un desborde afectando a las áreas de la margen izquierda. Desplazamiento del agua por acción de la pendiente del terreno y a la velocidad promedio de 4.6 m/s que circula.
Km. 0+900.16 al Km. 1+046.23	Km. 0+903.16	Cauce del río muy ancho e irregular alcanzando más de 68 metros de longitud .Poca elevación de los bordes del cauce ocasionando inundaciones en ambos márgenes , además de presentar los valores de velocidades máximas en la parte media del cauce en mayor medida hacia al izquierdo superando los 6 m/s.
	Km. 0+968.04	
	Km. 1+043.81	

En la figura 80 se muestra el perfil de velocidad en la secciones críticas de la progresiva 0+653.60. Donde se genera una distribución no uniforme de la velocidad a lo largo del cauce en ambas secciones, cuyos valores máximos se ubican dentro del mismo cauce con una tendencia hacia el margen derecho.

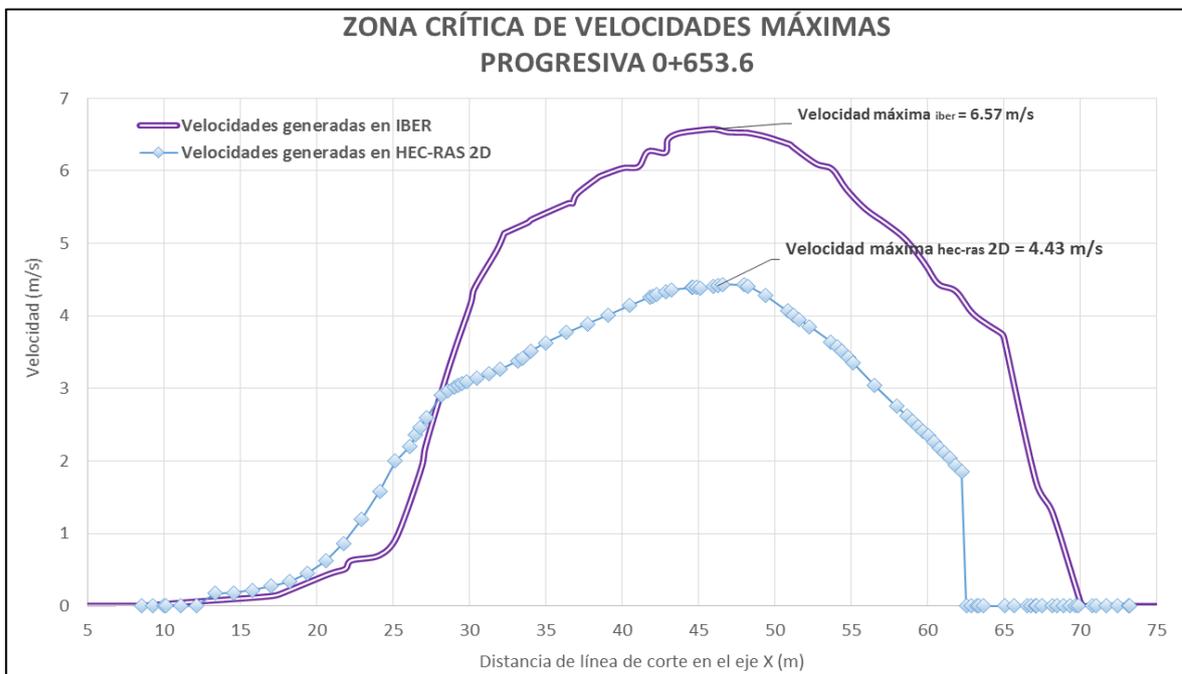


Figura 80. Distribución de velocidades en sección de corte– Progresiva 0+653.60.

A partir de la progresiva 0+900.16 hasta casi el final del tramo, se producen los valores más altos de velocidades debido una variación en la sección del cauce (presentándose un aumento del ancho y reducción de la profundidad del cauce) producido por irregularidades en el terreno. En ambos modelos se genera una distribución no uniforme de la velocidad a lo largo del cauce, cuyos valores máximos se ubican cerca al margen izquierdo (Ver figuras 81 y 82) pudiendo a llegar a producir un riesgo de erosión pero en la sección final este se llega a ubicar en la parte media del mismo cauce (Ver figura 83).

El modelo de IBER genera valores más elevados que HEC-RAS 2D, siendo la sección en la progresiva 0+903.16 (Ver figura 82). Donde se produce la velocidad más elevada con 6.7 m/s (IBER), guardando relación con el régimen de flujo supercrítico que se da con mayor intensidad por donde el ensanchamiento del cauce se hace más notorio en las secciones aguas abajo.

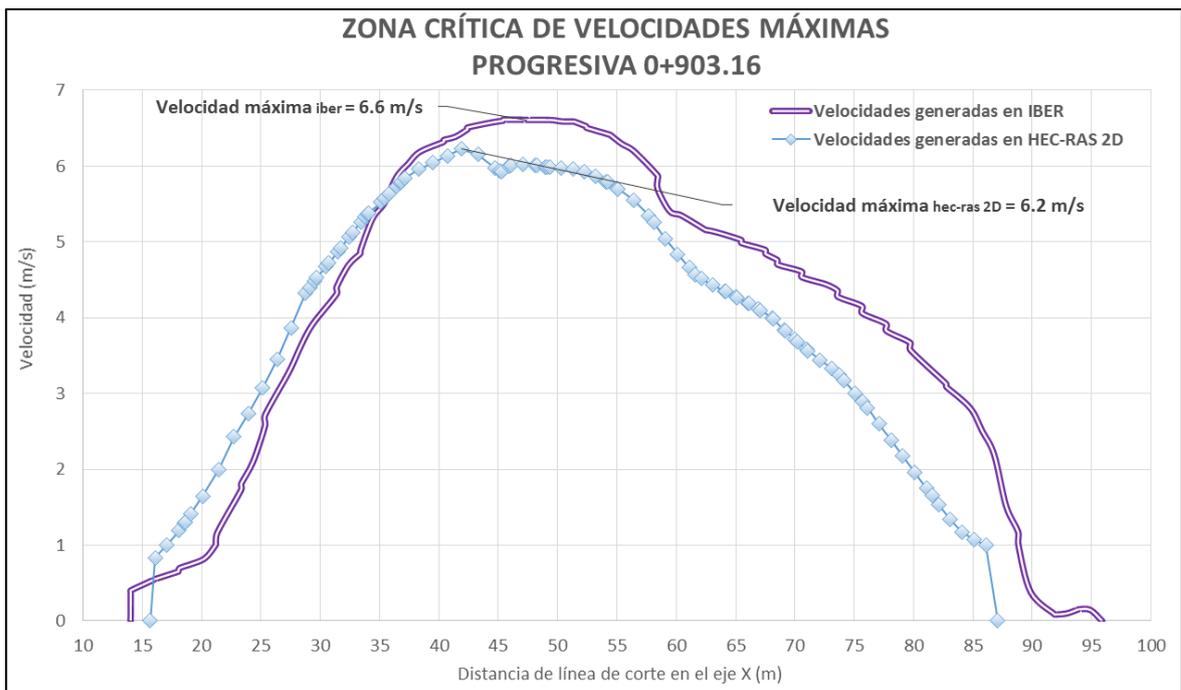


Figura 81. Distribución de velocidades en sección de corte– Progresiva 0+903.16

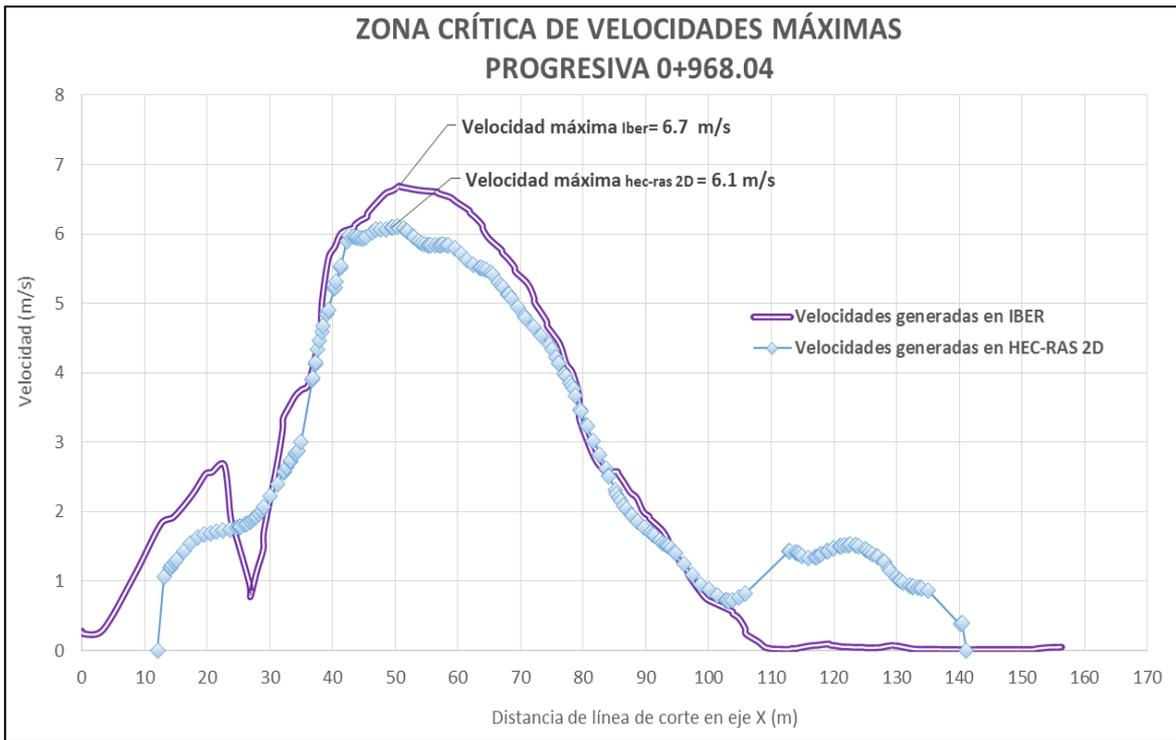


Figura 82. Distribución de velocidades en sección de corte– Progresiva 0+968.04

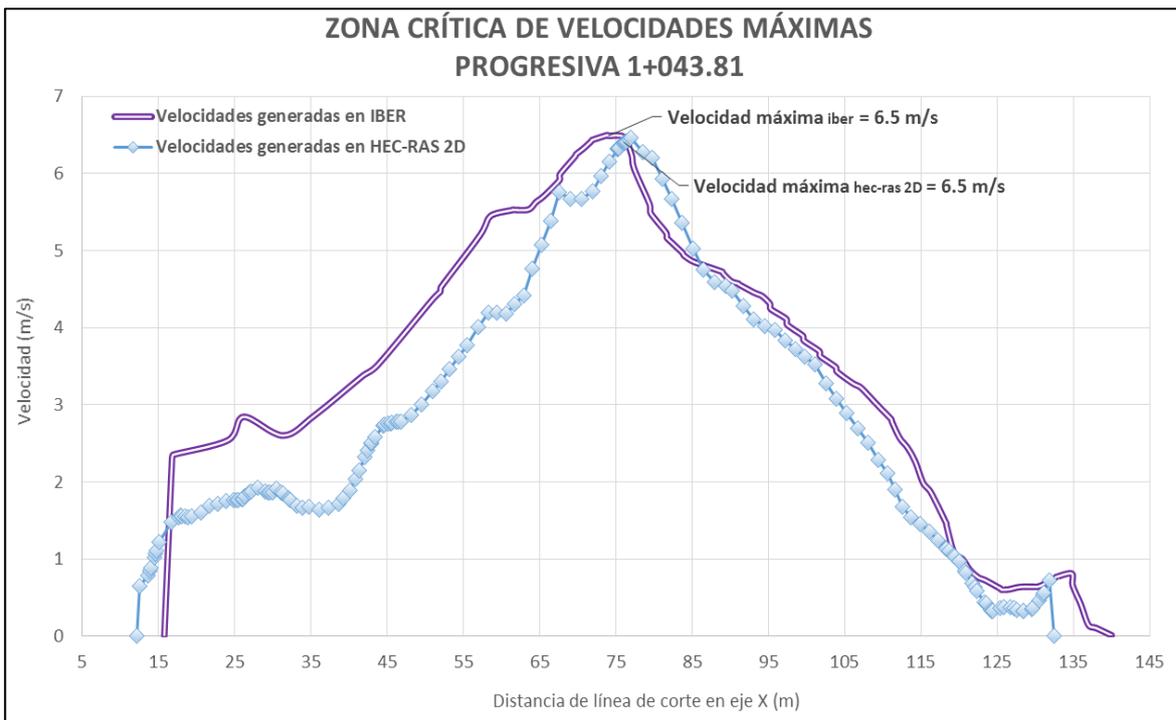


Figura 83. Distribución de velocidades en sección de corte– Progresiva 1+043.81.

En los resultados de perfiles de velocidad, se nota que existe un desfase de los gráficos entre ambos modelos, esto es a causa de la diferencia en la geometría de mallas que trabajan cada

uno, siendo el modelo de IBER que emplea una malla no estructurada triangular y HEC-RAS2 D que trabaja con una malla de tipo estructurada en cuadrículas. Afectando al momento de que ambos programas ejecutan sus cálculos en base a la cantidad de información que se captan con las diferentes mallas y en sus resultados que generan, pero pese a esto los perfiles mantienen una tendencia similar en ambos modelos con un cierto desfase a lo largo del eje x.

Los resultados gráficos obtenidos mediante la modelación en IBER y HEC-RAS 2D se presentan en el capítulo VIII, anexos 22 y 23.

4.4.4. Zonas Críticas con Esfuerzos Cortantes Máximos

Las zonas críticas con esfuerzos cortantes máximos se ubican desde la progresiva 0+500, pasando por donde produce el mayor desborde del río hacia la margen izquierda y por último hasta llegar al final del tramo de estudio (Ver figura 84).

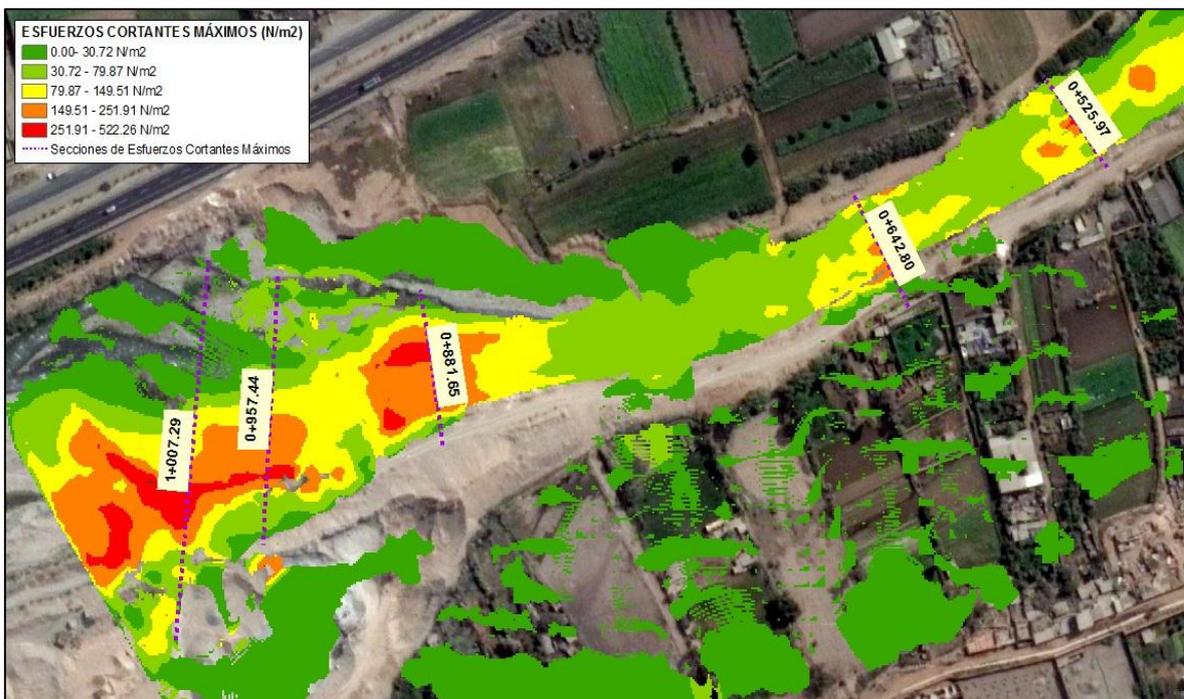


Figura 84. Ubicación de zonas críticas de esfuerzos cortantes máximos.

Se identificó 4 tramos donde se presentan los esfuerzos cortantes más altos a lo largo de todo el recorrido del río (Ver tabla 32), de los cuales se seleccionaron las secciones de corte transversal con los valores de esfuerzos cortantes más elevados dentro de cada tramo y se graficó los de perfiles de distribución en dichas secciones.

Tabla 32. Ubicación de tramos con esfuerzos cortantes críticos.

Tramos	Secciones críticas	Observaciones
Km. 0+500 al Km.0+550	Km. 0+525.97	Cauce del río angosto e irregular con un ancho promedio de 44 metros. Presenta el esfuerzo cortante promedio más elevado de todo el tramo de estudio, al igual que velocidades mayores a 4 m/s solo por parte media del cauce. Hay variaciones en la elevación del terreno al lado izquierdo del cauce por acción del encauzamiento y cuenta con una sección de cauce muy profunda.
Km. 0+600 al Km.0+650.18	Km. 0+642.80	Cauce del río irregular y angosto con un ancho promedio de 37.4 metros, en el que existe un desborde a la margen izquierda afectando a las áreas urbanas debido al aumento en la intensidad de la velocidad.
Km. 0+950.46 al Km.0+900.16	Km. 0+881.65	Cauce del río irregular y que empieza a ensancharse alcanzando más de 57.3 metros de ancho. En esa misma zona presenta tirantes con poca elevación pero con velocidades más altas superando los 5m/s. Existe desbordes hacia la margen izquierda donde está la zona de esfuerzos cortantes máximos, llegando a ser esta una zona vulnerable y que requiere intervención.
Km. 0+950.38 al Km.1+046.23	Km. 0+957.44	Cauce del río muy ancho e irregular alcanzando más de 100 metros ancho. Presenta zonas puntuales donde el esfuerzo cortante promedio es elevado a lo largo de dicho tramo en el que se intensifica a medida que se acerca al margen izquierdo. Llegando a ser esta una zona vulnerable y que requiere intervención.
	Km. 1+007.29	

En la progresiva 0+525.97, se genera el valor máximo de esfuerzo en todo el tramo con 701.4 N/m², calculados en IBER a lo largo de la parte media de la sección del cauce debido a la presencia de irregularidades en el cauce como son: la amplia profundidad del fondo de cauce, la presencia del dique de encauzamiento y la defensa riveriega por el margen izquierdo (Ver figura 85).

Se considera esta una sección vulnerable dado que se da el valor más alto de esfuerzo cortante, siendo el margen izquierdo donde se requiere medidas de protección para evitar riesgos de socavación o erosión.

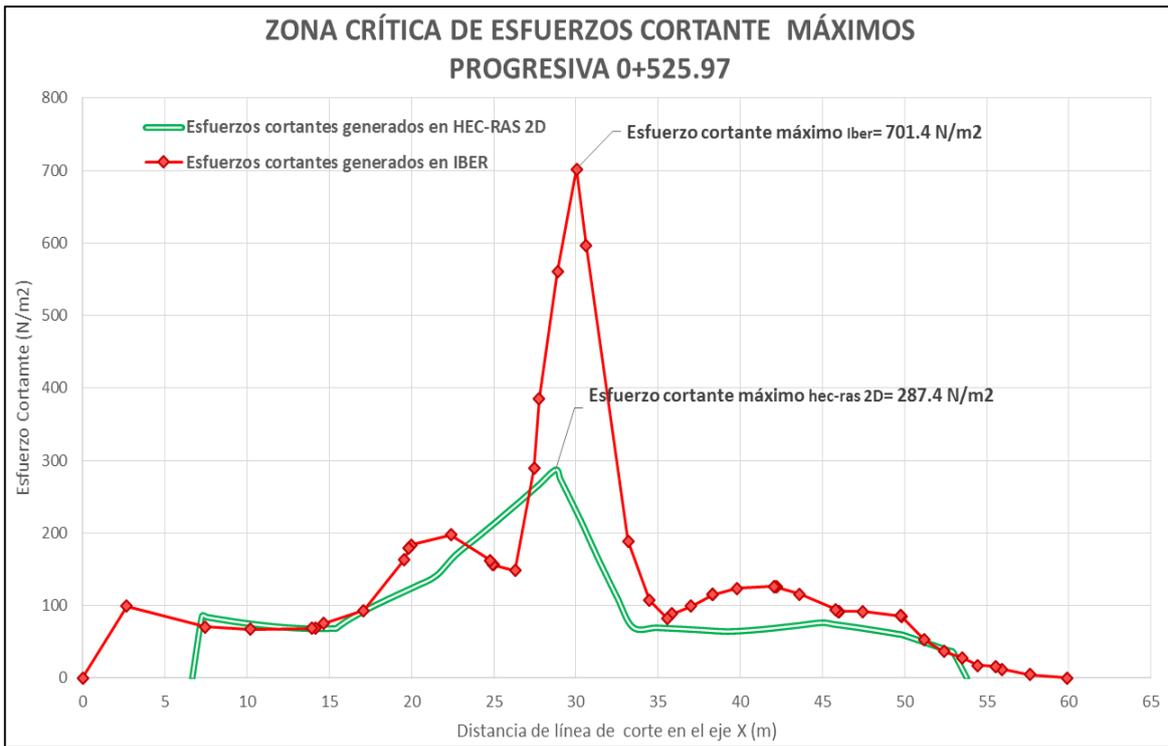


Figura 85. Distribución de esfuerzos cortantes en sección – Progresiva 0+525.97.

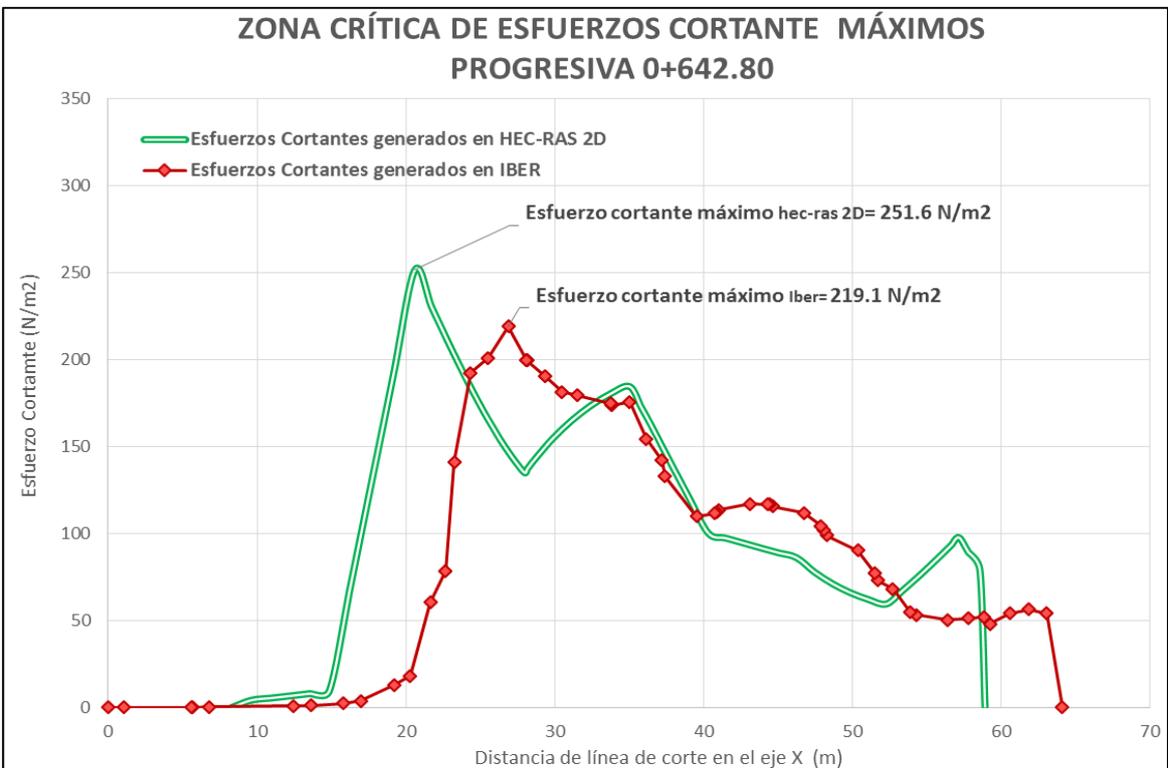


Figura 86. Distribución de esfuerzos cortantes en sección – Progresiva 0+642.80

Caso similar se da en el siguiente tramo donde se ubica otra sección crítica en la progresiva 0+642.80 (Ver figura 86) con un esfuerzo cortante máximo de 251.6 N/m² en IBER y HEC-RAS 2D con 219.1 N/m², observándose que los valores máximos se distribuyen hacia la margen izquierda y en menor forma hacia la margen derecha debido a las mismas irregularidades que en la sección anterior.

En la figura 87 se muestra el perfil de esfuerzos cortantes en la sección de la progresiva 0+881.65, donde en ambos modelos los esfuerzos cortantes tienden a distribuirse hacia la margen izquierda por donde se genera también el desborde del río.

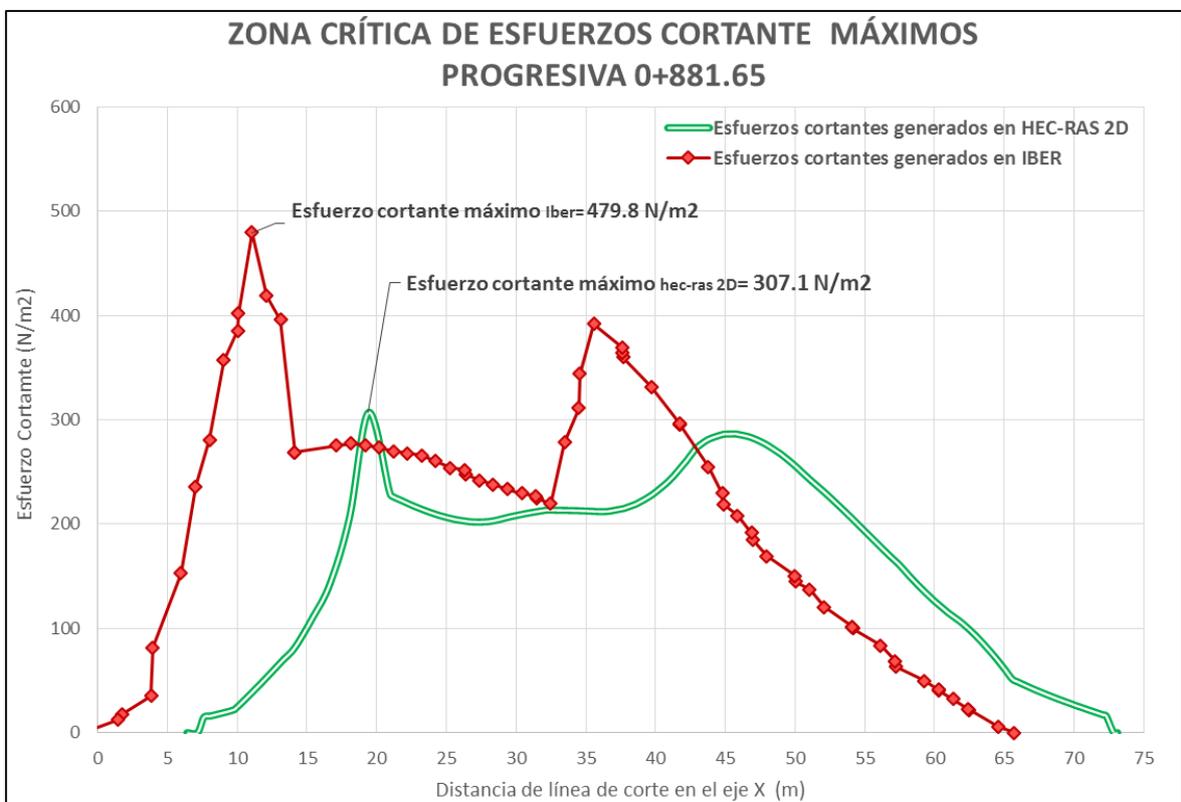


Figura 87. Distribución de esfuerzos cortantes en sección– Progresiva 0+881.65.

Una distribución similar a la sección anterior del esfuerzo cortante se da en la sección de la progresiva 0+966.29 (ver figura 88), distribuyéndose también hacia la margen izquierda por donde se tiene un valor máximo de 507.8 N/m² calculados con IBER, existiendo además variación en el ancho del cauce aumentado su longitud de ahí en adelante.

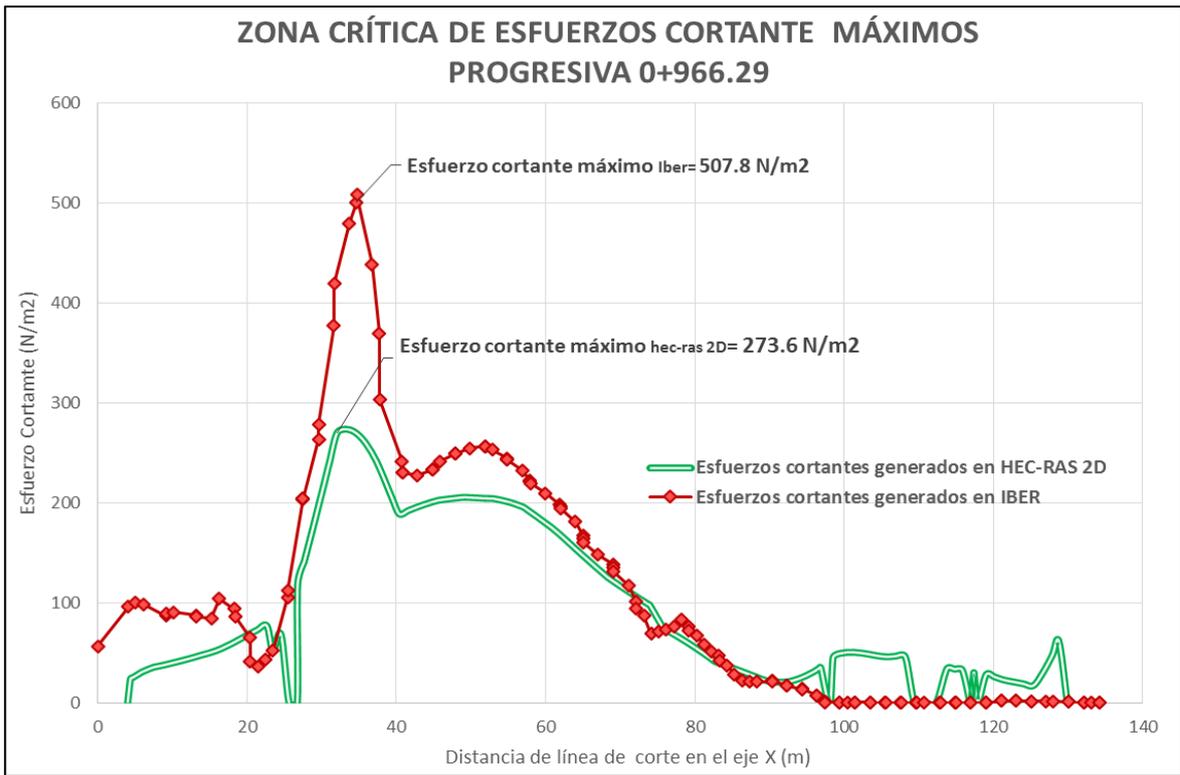


Figura 88. Distribución de esfuerzos cortantes en sección – Progresiva 0+966.29

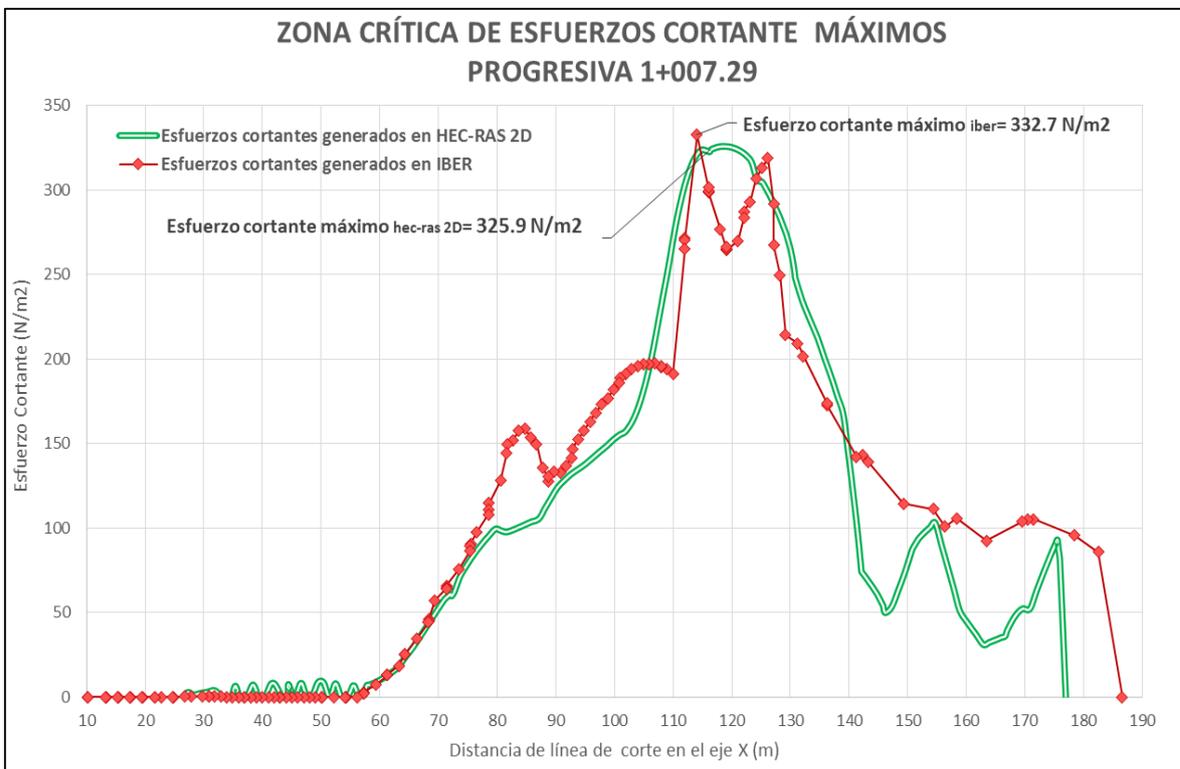


Figura 89. Distribución de esfuerzos cortantes en sección – Progresiva 1+007.29

Por último la sección de la progresiva 1+007.29 (ver figura 89), cuenta con una distribución de esfuerzos con una mayor inclinación hacia la margen derecha, un valor máximo de 332.7 N/m² calculados en IBER, gracias a que existe una mayor profundidad por el lado derecho de la sección.

En los resultados de perfiles de esfuerzos cortantes, ambos modelos generan perfiles con una tendencia similar pero con un desfase en el eje x de los gráficos, esto es a causa de la diferencia en la geometría de mallas que trabajan cada modelo, IBER emplea una malla no estructurada triangular y HEC-RAS 2D que trabaja con una malla de tipo estructurada en cuadrículas. Afectando al momento de que ambos programas ejecutan sus cálculos en base a la cantidad de información que se captan con las diferentes mallas y en sus resultados que generan.

Los resultados gráficos obtenidos mediante la modelación en IBER y HEC-RAS 2D se presentan en el capítulo VIII, anexos 24 y 25.

V. CONCLUSIONES

- Se llevó a cabo la recopilación, tratamiento y análisis de la información hidrológica dentro del contexto de la cuenca del río Rímac, a partir de la cual se calculó un caudal pico de $271.2 \text{ m}^3/\text{s}$ para un tiempo de retorno de 140 años y un tiempo de simulación de 12:25 horas, con el cual se llegó a generar el desborde del río Rímac hacia su margen izquierda en la zona del sector de Huachipa.
- Al finalizar el modelamiento, se determinó que el área total afectada dentro del tramo estable (desde la progresiva 0+100 a la 0+999.43) por el desborde fuera del cauce del río Rímac son 3.94 ha. calculadas con IBER y en HEC-RAS 2D con 5.39 ha. , con una diferencia mayor del 10 % de áreas inundadas entre ambos modelos. Siendo el margen izquierdo donde se generan los desbordes más pronunciados a partir de la progresiva 0+600 en adelante, y afectando al área del centro poblado “Asociación Huáscar” en 0.75 ha. calculadas con IBER y 2 ha. en HEC-RAS 2D.
- Se identificó como zona crítica de desbordes al tramo que abarca desde la progresiva. 0+637.34 hasta la 0+957.13, dado que a lo largo de esta confluyen zonas donde se generan valores elevados de velocidad y tirantes. Siendo las longitudes de desbordes más críticas generadas en HEC-RAS 2D con un valor de 198.91 metros promedio hacia la margen izquierda, existiendo también desbordes hacia la margen derecha con una longitud máxima de 74.70 metros por la progresiva 0+957.13 dentro del tramo de estudio.
- Las zonas críticas donde se localizan las velocidades y esfuerzos cortantes máximos abarcan el tramo desde la progresiva 0+525.97 hasta 1+043.81, afectando en su mayor parte a la zona del margen izquierdo, ocasionadas por irregularidades en el cauce. Considerándose dicho tramo como uno vulnerable a los efectos de erosión y socavación ocasionados por una máxima avenida.

- Con respecto a los caudales de descargas máximas generadas en ambos modelos existe una disparidad mínima, dado que en las secciones de control de entrada (progresiva 0+100) y salida (progresiva 0+999.43) se tiene una diferencia menor al 2% en los valores de caudales máximos generados en dichas secciones. Siendo IBER el modelo que da resultados de caudales máximos mayores a los calculados con HEC-RAS 2D.
- Se observa que el modelo de HEC-RAS 2D genera mayores valores de tirantes máximos desde la progresiva 0+127.44 hasta la 0+727.47 con una variación del 10 % con el otro modelo. Pero al mismo tiempo, el modelo de IBER genera valores más elevados de velocidad y esfuerzo cortante también con una diferencia significativa ubicándose a lo largo del tramo que abarca desde la progresiva 0+525.97 hasta 1+043.81, por donde el encauzamiento y al igual que otras irregularidades que ocasionan obstrucciones en el cauce tienen menor influencia.
- Se concluye que la modelación bidimensional llevada a cabo con los modelos de IBER y HEC-RAS se adecua a las condiciones del tramo de estudio, ya que se tienen resultados de parámetros semejantes y manteniendo una misma tendencia. Existiendo variaciones en los resultados ofrecidos entre ambos modelos debido a : el tipo de geometría de la malla, las simplificaciones y consideraciones que realiza cada modelo dentro de las ecuaciones hidrodinámicas, así como la sensibilidad que tiene cada uno ante la influencia de las características propias del cauce natural al momento calcular sus parámetros hidráulicos .

VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda tener información topográfica que incluya una longitud adicional al tramo de estudio en las secciones de aguas arriba y abajo, con la finalidad de evitar acumulaciones de agua debido a limitaciones al generar el modelo digital de elevación (DEM).

En la modelación bidimensional se recomienda buscar el tamaño de celda adecuada, según la precisión del modelo digital de terreno disponible y el tamaño de las secciones de los ríos que se tengan. Dado que se puede llegar a presentar problemas de convergencia en tiempos de intervalos puntuales debido a variantes en la topografía, reflejándose esto en irregularidades presentes en los hidrogramas de flujo generados para ciertas secciones, como es el caso del programa HEC-RAS 2D.

- Para casos de modelación hidráulica donde se tomen en cuenta los centros poblados, se debe de asignar coeficientes de rugosidad altos para estos lugares con el objetivo de simular una resistencia al flujo sobre estos.
- Se recomienda tomar en cuenta aspectos como el tiempo de cálculo (preparación y entrada de datos, y ejecución del modelo) y el coste económico de los datos espaciales, los cuales son elementos que pueden resultar más decisivos a la hora de seleccionar el modelo a emplear. Dependiendo también del objetivo del estudio a realizar, características del cauce, tamaño del área a modelar y el grado de precisión que se requiera en los resultados.
- Es recomendable evaluar las capacidades de computo disponibles antes de llevar a cabo cualquier trabajo con los modelos bidimensionales, siendo el modelo de IBER el cual que requiere una mayor capacidad de procesamiento que HEC-RAS 2D.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA (2014).” Ley de Recursos Hídricos y su Reglamento Ley N°29338”. Lima, Perú. Sexta edición.164pp.
- AYALA J. (2014).Tesis “Modelamiento hidráulico Bidimensional, para la determinación de planos de inundación de Quillacollo”. Universidad Mayor de San Simón. Cochabamba, Bolivia.52pp.
- BERNABÉ ORELLANO M. (2010).”Estudio Hidrológico y Ubicación de la Red de Estaciones Hidrométricas en la Cuenca del Río Rímac”. Autoridad Nacional del Agua, Lima, Perú.225 pp.
- BLADE, E. (2005). Modelación de flujo en lámina libre sobre cauces naturales. Análisis integrado con esquemas en volúmenes finitos en una y dos dimensiones. Tesis doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya, Departament d’Enginyeria Hidràulica, Marítima i Ambiental. Barcelona, España.
- BRUNHES, JEAN (1955). “Geografía humana”, Barcelona, España, Editorial Juventud. Segunda Edición.
- CALZAS PÉREZ, M., (2013).Modelización del canal de la planta TEL en la U. P. T. de As Pontes., 100pp.
- CEA GÓMEZ, L., (2005). An unstructured finite volume model for unsteady turbulent shallow water flow with wet-dry fronts: Numerical solver and experimental validation. 248pp.
- CHOW V.T MAIDMENT D.R., Y MAYS L.W. (1994). “Hidrología aplicada”. Editorial Mc Graw Hill. Bogotá, Colombia. Primera edición.580pp.
- CHOW V.T MAIDMENT D.R., Y MAYS L.W. (2004). “Hidráulica de canales abiertos” .Editorial Mc Graw Hill. Bogotá Colombia. 667pp.
- DELGADO APARICIO. (1994). “Fundamentos de Hidrología de Superficie”.Primera edición, 507 pp.

- E.L. ASESORES Y CONSULTORES EIRL. (2017). “Levantamiento Topográfico en la Cuenca del Río Rímac-Sector: Puente Huachipa L=1070 m”. Departamento de Lima-Perú. 39pp.
- FULLER W. E., (1914). Flood Flows, Transactions of the American. Society of Civil Engineers.
- FELICÍSIMO ANGEL M. (1994). “Modelos Digitales del Terreno. Introducción y aplicaciones en las ciencias ambientales”. Pentalfa Ediciones. Oviedo, España. 222 pp.
- GOYCOCHEA M. (2014). Tesis “Modelación Geo-espacial para el diseño de defensas ribereñas en la faja marginal del rio Chancay-Huaral, utilizando SIG y Hec-Ras”. Universidad Agraria La Molina. Lima, Perú.197pp.
- IBER, (2015). “Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas”, ESPAÑA: Manual de Referencia Hidráulico IBER.59pp.
- JIMÉNEZ. F; FAUSTINO. G; VELÁSQUEZ. S. (2004). ”Análisis integral de la vulnerabilidad de amenazas naturales en cuencas hidrográficas de América Latina”.
- LLUÉN CHERO W. (2015). “Aplicación de la nueva herramienta HEC-RAS 5.0 para cálculos bidimensionales del flujo de agua en ríos”. Cataluña, España.74pp.
 Disponible en:
http://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/80221/TFM_Willy%20Eduardo%20Lluen%20Chero_IC.pdf.
- MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES-MTC (2011).”Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje”. Perú, 222 pp.
 Disponible en:
http://www.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/Manual%20de%20Hidrolog%C3%ADa,%20Hidr%C3%A1ulica%20y%20Drenaje.pdf
- MONSALVE, G. (1995). “Hidrología en la Ingeniería”. Santafé de Bogotá, Escuela Colombiana de Ingeniería.
- NAVARRINA, F. & PUERTAS, J. (2005).”Aplicación del método de volúmenes finitos a la resolución numérica de las ecuaciones de aguas someras con incorporación de los esfuerzos debidos a la turbulencia.”, Universidad de Coruña, 226 pp.
- PORTUGUEZ M. (2011).Fundamento teórico-práctico de percepción remota y sistema de información geográfica. Universidad Nacional Agraria La Molina.
- REMENIERAS, G. (1968). “Hidrología del Ingeniero” .Instituto del Libro, La Habana, Cuba.

- REVISTA DE OBRAS PUBLICAS (1978): Avenidas máximas de los ríos españoles. Disponible en: http://ropdigital.ciccp.es/pdf/publico/1978/1978_febrero_3154_01.pdf
- ROBLES MONTERO. (2016). Tesis “Implementación de modelos Unidimensionales para la Simulación del Funcionamiento Hidráulicos de sistemas de Lagunas y Canales”. Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad de México, México.
- ROCHA FELICES, A. (2007). Hidráulica de Tuberías y Canales. Universidad Nacional de Ingeniería .Lima, Perú. 515 pp.
- RODGERS, K. (1993). Manual sobre el manejo de peligros naturales en la planificación para el desarrollo regional. Departamento de Desarrollo Regional y Medio Ambiente. Organización de Estados Americanos. Washington, D.C.
- SENAMHI, (2002). Estudio del Impacto Hidrológico de los eventos El Niño/ La Niña – Cuencas de los ríos Mala, Lurin, Rímac, Chillón, Chancay – Huaral, Huaura y Pativilca.22pp.
- TUCCIC. E. M. (1991). Regionalização de Vazões no Rio Grande do Sul. Porto Alegre: IPH/UFRGS.
- VALENZUELA, GERMÁN. (1989).”Qué es un SIG y sus alcances”. Revista Mapa y mapas. Argentina.
- VILLELA S.M. &MATTOS, A (1975). “Hidrología Aplicada”, Editorial McGraw-Hill, São Paulo, Brasil. Primera Edición .245 pp.
- VILLON BEJAR M. (2002). “Hidrología Estadística”, Editorial Villon. Lima-Perú. Segunda Edición.
- US ARMY CORPS OF ENGINEERS (2016): HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Version 5.0. 538pp.
Disponible en:
<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/documentation/HEC-RAS%205.0%20Reference%20Manual.pdf>
- US ARMY CORPS OF ENGINEERS (2016): HEC-RAS River Analysis System 2D Modeling User’s Manual. Version 5.0.171pp
Disponible en:
<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/documentation/HEC-RAS%205>

VIII. ANEXOS

ANEXO 1. Registro histórico 1967-2016. Estacion hidrométrica Chosica.

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1967	44.30	91.20	100.50	43.20	26.60	20.10	21.20	19.50	22.90	32.50	24.10	33.10
1968	39.90	30.10	46.40	35.50	18.90	17.30	15.60	18.90	16.75	21.80	35.80	39.40
1969	32.20	51.00	81.40	50.20	22.60	18.10	18.10	17.60	18.10	21.20	21.20	81.40
1970	158.00	58.20	88.00	57.70	41.00	23.70	20.80	19.20	22.80	22.20	19.40	55.80
1971	71.00	101.00	139.00	53.30	24.30	25.30	22.10	21.70	21.80	21.80	17.70	54.30
1972	93.00	138.00	210.00	119.00	38.60	19.20	18.20	17.30	15.30	20.40	20.00	45.10
1973	108.00	115.00	110.00	98.20	33.70	15.60	14.30	14.30	12.20	18.30	18.00	52.60
1974	59.50	67.70	79.10	49.20	19.80	14.20	11.40	15.10	19.20	17.00	17.00	15.10
1975	32.30	63.60	144.00	55.50	38.80	27.50	24.40	24.90	23.80	25.50	26.10	33.80
1976	69.00	116.00	91.10	51.10	26.10	22.80	18.00	18.00	19.00	19.40	21.00	23.40
1977	28.70	162.00	94.00	60.00	42.60	22.20	22.80	22.80	21.60	21.00	46.20	57.40
1978	98.80	151.00	61.30	46.20	21.00	20.40	20.40	19.90	18.50	20.40	22.20	51.10
1979	28.70	140.40	144.00	61.30	20.04	20.04	17.92	19.01	20.00	20.33	19.67	20.33
1980	91.50	40.11	82.40	85.00	20.51	20.51	18.40	19.05	21.65	23.94	28.56	29.40
1981	83.00	216.00	200.00	70.48	27.32	24.44	24.00	24.00	28.5	20.40	27.4	57.00
1982	57.50	72.20	65.20	58.40	41.40	38.50	32.55	35.10	27.00	30.40	47.80	33.60
1983	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S	S/D	S/D	S/D
1984	39.00	103.50	82.80	50.70	28.70	38.08	33.60	31.04	27.84	31.92	42.56	72.00
1985	46.70	74.00	118.00	80.00	50.20	67.12	56.89	68.97	29.19	29.00	36.63	86.59
1986	164.18	154.51	158.35	98.19	118.00	32.06	29.35	34.10	26.19	26.19	26.43	54.96
1987	81.82	133.82	168.50	78.57	41.15	24.87	23.91	23.91	31.55	34.17	29.42	34.03
1988	57.77	67.63	43.40	83.00	35.40	24.52	31.40	36.68	23.60	25.28	22.40	58.56
1989	43.43	57.12	58.14	53.91	26.41	19.36	18.52	17.70	17.70	19.36	21.43	18.11
1990	35.12	21.02	26.82	18.92	16.86	15.02	13.90	11.10	13.90	31.95	38.58	39.84
1991	31.65	32.51	66.98	40.82	33.87	21.33	18.46	15.31	18.06	21.30	24.98	20.82
1992	27.52	25.57	32.88	24.72	16.29	14.85	16.38	15.18	15.51	17.30	13.63	16.88
1993	95.46	114.49	88.56	55.40	33.45	18.62	17.43	18.71	18.20	21.38	57.99	88.12
1994	85.11	133.96	132.45	76.39	47.29	27.13	25.65	24.91	24.79	28.44	25.97	36.11
1995	40.47	33.92	60.35	41.98	23.15	23.77	20.97	23.25	22.59	23.93	26.87	37.60
1996	81.32	108.93	80.36	69.79	26.88	28.24	31.50	26.18	25.25	22.91	20.83	30.74
1997	44.55	76.35	47.69	21.55	19.44	20.54	18.92	19.56	19.60	22.40	26.80	77.37
1998	109.17	120.61	92.06	74.15	50.94	29.66	27.87	24.53	27.36	31.64	32.13	32.44
1999	49.47	125.49	107.73	74.72	46.17	25.19	26.43	25.31	29.31	29.78	32.09	50.93
2000	76.65	93.88	108.58	87.77	49.92	28.91	25.37	23.90	23.70	30.68	26.84	64.59
2001	91.08	89.14	108.65	88.84	40.20	29.45	28.55	28.11	28.21	27.91	44.11	36.70
2002	41.67	65.49	76.08	65.83	29.05	21.73	22.70	23.87	29.12	31.95	43.25	45.41
2003	75.83	82.68	128.61	77.55	41.90	30.16	29.95	31.27	30.57	30.90	34.59	43.18
2004	34.92	77.95	54.58	45.28	23.99	23.99	23.26	23.11	26.05	26.70	49.79	58.63
2005	68.67	46.91	64.18	62.14	27.52	26.33	25.20	25.48	25.26	25.62	25.17	33.08
2006	55.55	80.03	91.61	82.12	34.72	25.73	24.54	24.29	23.45	22.55	22.84	55.85
2007	69.27	101.57	95.65	107.47	36.46	24.89	19.21	21.86	20.59	21.62	22	22.62
2008	55.90	83.24	61.81	36.2	21.37	26.35	24.77	26.91	22.94	26.01	25.59	51.05

...continuación

2009	69.92	84.68	118.79	79.73	22.93	20.67	20.29	20.32	22.03	24.04	55.73	58.73	118.79
2010	78.00	84.79	84.96	59.08	31.91	25.74	24.66	24.17	25.89	23.85	24.60	42.83	84.96
2011	59.35	68.67	72.96	83.40	41.60	28.70	26.00	26.10	26.50	32.50	33.10	48.10	83.40
2012	50.10	104.61	79.95	77.35	52.11	28.76	29.47	29.69	27.49	30.95	51.13	95.35	104.61
2013	61.80	116.70	131.00	91.60	26.40	26.00	25.56	25.56	26.30	27.10	28.89	39.83	131.00
2014	50.14	91.05	96.99	49.58	34.31	22.84	22.85	23.53	24.30	25.90	31.90	50.80	96.99
2015	63.90	59.10	92.39	51.24	35.05	25.46	27.74	26.05	25.18	28.63	24.06	52.58	92.39
2016	32.48	79.68	77.60	39.92	25.94	23.09	26.61	22.67	25.04	25.74	30.31	20.33	79.68
Promedio	66.02	89.91	94.73	63.92	132.12	24.84	23.31	23.69	22.82	24.95	29.51	45.43	106.28
Máximo	164.18	216.00	216.00	119.00	315.80	67.12	56.89	68.97	31.55	34.17	57.99	95.35	216.00
Mínimo	27.52	21.02	26.82	18.92	16.29	14.20	11.40	11.10	12.20	17.00	13.63	6.10	32.88
Desv. Estandar	31.20	42.98	42.76	24.12	16.36	9.16	8.06	9.49	5.76	6.01	11.48	19.45	41.71

S/D: Sin data

FUENTE: SENAMHI

ANEXO 2. Datos hidrométricos ordenados por año hidrológico periodo 1967-2016.

Año Hidrológico	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto
1967-1968	22.90	32.50	24.10	33.10	39.90	30.10	46.40	35.50	18.90	17.30	15.60	18.90
1968-1969	16.75	2180	35.80	39.40	32.20	5100	8140	50.20	22.60	18.10	18.10	17.60
1969-1970	18.10	2120	2120	8140	158.00	58.20	88.00	57.70	4100	23.70	20.80	19.20
1970-1971	22.80	22.20	19.40	55.80	7100	10100	139.00	53.30	24.30	25.30	22.10	2170
1971-1972	2180	2180	17.70	54.30	93.00	138.00	210.00	19.00	38.60	19.20	18.20	17.30
1972-1973	15.30	20.40	20.00	45.10	108.00	115.00	110.00	98.20	33.70	15.60	14.30	14.30
1973-1974	12.20	18.30	18.00	52.60	59.50	67.70	79.10	49.20	19.80	14.20	11.40	15.10
1974-1975	19.20	17.00	17.00	15.10	32.30	63.60	144.00	55.50	38.80	27.50	24.40	24.90
1975-1976	23.80	25.50	26.10	33.80	69.00	116.00	9110	5110	26.10	22.80	18.00	18.00
1976-1977	19.00	19.40	2100	23.40	28.70	162.00	94.00	60.00	42.60	22.20	22.80	22.80
1977-1978	2160	2100	46.20	57.40	98.80	15100	6130	46.20	2100	20.40	20.40	19.90
1978-1979	18.50	20.40	22.20	51.10	28.70	140.40	144.00	6130	20.04	20.04	17.92	19.01
1979-1980	20.00	20.33	19.67	20.33	9150	40.11	82.40	85.00	20.51	20.51	18.40	19.05
1980-1981	2165	23.94	28.56	29.40	83.00	216.00	200.00	70.48	27.32	24.44	24.00	24.00
1981-1982	28.50	20.40	27.40	57.00	57.50	72.20	65.20	58.40	4140	38.50	32.55	35.10
1982-1983	27.00	30.40	47.80	33.60	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D
1983-1984	S/D	S/D	S/D	S/D	39.00	103.50	82.80	50.70	28.70	38.08	33.60	3104
1984-1985	27.84	3192	42.56	72.00	46.70	74.00	18.00	80.00	50.20	67.12	56.89	68.97
1985-1986	29.19	29.00	36.63	86.59	164.18	154.51	158.35	98.19	113.00	32.06	29.35	34.10
1986-1987	26.19	26.19	26.43	54.96	8182	133.82	168.50	78.57	4115	24.87	23.91	23.91
1987-1988	3155	34.17	29.42	34.03	57.77	67.63	43.40	83.00	35.40	24.52	3140	36.68
1988-1989	23.60	25.28	22.40	58.56	43.43	57.12	58.14	53.91	26.41	19.36	18.52	17.70
1989-1990	17.70	19.36	2143	18.11	35.12	2102	26.82	18.92	16.86	15.02	13.90	11.10
1990-1991	13.90	3195	38.58	39.84	3165	32.51	66.98	40.82	33.87	2133	18.46	15.31
1991-1992	18.06	2130	24.98	20.82	27.52	25.57	32.88	24.72	16.29	14.85	16.38	15.18
1992-1993	15.51	17.30	13.63	16.88	95.46	114.49	88.56	55.40	33.45	18.62	17.43	18.71
1993-1994	18.20	2138	57.99	88.12	85.11	133.96	132.45	76.39	47.29	27.13	25.65	24.91
1994-1995	24.79	28.44	25.97	36.11	40.47	33.92	60.35	4198	23.15	23.77	20.97	23.25
1995-1996	22.59	23.93	26.87	37.60	8132	108.93	80.36	69.79	26.88	28.24	3150	26.18
1996-1997	25.25	22.91	20.83	30.74	44.55	76.35	47.69	2155	19.44	20.54	18.92	19.56
1997-1998	19.60	22.40	26.80	77.37	109.17	120.61	92.06	74.15	50.94	29.66	27.87	24.53
1998-1999	27.36	3164	32.13	32.44	49.47	125.49	107.73	74.72	46.17	25.19	26.43	25.31
1999-2000	29.31	29.78	32.09	50.93	76.65	93.88	108.58	87.77	49.92	28.91	25.37	23.90
2000-2001	23.70	30.68	26.84	64.59	9108	89.14	108.65	88.84	40.20	29.45	28.55	28.11
2001-2002	28.21	27.91	44.11	36.70	4167	65.49	76.08	65.83	29.05	2173	22.70	23.87
2002-2003	29.12	3195	43.25	45.41	75.83	82.68	128.61	77.55	4190	30.16	29.95	3127
2003-2004	30.57	30.90	34.59	43.18	34.92	77.95	54.58	45.28	23.99	23.99	23.26	23.11
2004-2005	26.05	26.70	49.79	58.63	68.67	46.91	64.18	62.14	27.52	26.33	25.20	25.48
2005-2006	25.26	25.62	25.17	33.08	55.55	80.03	9161	82.12	34.72	25.73	24.54	24.29
2006-2007	23.45	22.55	22.84	55.85	69.27	10157	95.65	107.47	36.46	24.89	19.21	2186
2007-2008	20.59	2162	22.00	22.62	55.90	83.24	6181	36.20	2137	26.35	24.77	26.91
2008-2009	22.94	26.01	25.59	5105	69.92	84.68	118.79	79.73	22.93	20.67	20.29	20.32
2009-2010	22.03	24.04	55.73	58.73	78.00	84.79	84.96	59.08	3191	25.74	24.66	24.17

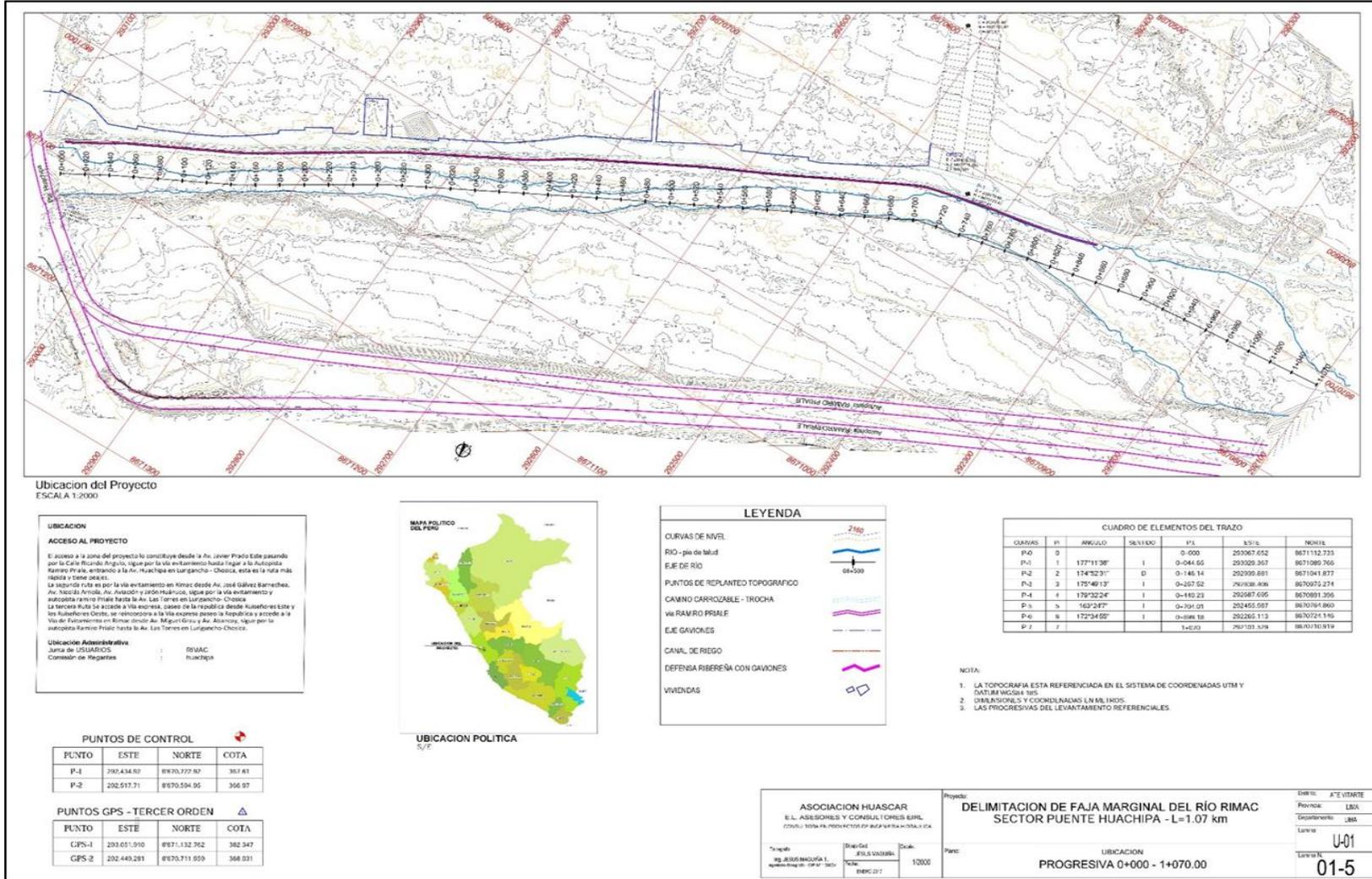
...continuación

2010-2011	25.89	23.85	24.60	42.83	59.35	68.67	72.96	83.40	41.60	28.70	26.00	26.10
2011-2012	26.50	32.50	33.10	48.10	50.10	104.61	79.95	77.35	52.11	28.76	29.47	29.69
2012-2013	27.49	30.95	51.13	95.35	61.80	116.70	131.00	91.60	26.40	26.00	25.56	25.56
2013-2014	26.30	27.10	28.89	39.83	50.14	91.05	96.99	49.58	34.31	22.84	22.85	23.53
2014-2015	24.30	25.90	31.90	50.80	63.90	59.10	92.39	51.24	35.05	25.46	27.74	26.05
2015-2016	25.18	28.63	24.06	52.58	32.48	79.68	77.60	39.32	25.94	23.09	26.61	22.67

S/D: Sin data

FUENTE: Elaboración Propia.

ANEXO 3. Mapa de levantamiento topográfico



FUENTE: E.L. Asesores y Consultores EIRL.

ANEXO 4. Puntos GPS monumentados- Tercer Orden.

Tabla 33. Descripción de punto GPS de tercer orden, GPS-1A

NOMBRE: GPS-1A	LOCALIDAD: HUACHIPA	ESTABLECIDA POR: BRESH INGENIEROS		
UBICACIÓN: ASOCIACION PARAISO DE HUACHIPA		CARACTERÍSTICAS DE LA MARCA: ESTACA DE FIERRO CORRUGADO DE ½"		
LATITUD (S) WGS-84: 12°01'05.60825"S		LONGITUD (W) WGS-84: 76°54'23.05611"W		
NORTE (Y) WGS-84: 8670711.959 m		ESTE (X) WGS-84: 292449.281 m		
ALTURA ELIPSOIDAL: 393.819 m	ELEVACIÓN EGM96: 368.031 m	ZONA UTM: 18 Sur	ORDEN: "C"	FACTOR COMBINADO: 1.000071158564389
UBICACIÓN:		FOTO:		
				
DESCRIPCIÓN:				
El Punto GPS-1A, se encuentra ubicado al suroeste a 750 m del puente Huachipa, y a 20 m del borde del río Rímac. Ubicado en la asociación paraíso de Huachipa, distrito de Ate, provincia y departamento de Lima.				
MARCA DE ESTACIÓN:				PLACA:
Es una estaca de hierro corrugado de ½", incrustado sobre un monumento de concreto, el cual sobresale 5 cm del entorno circundante.				
REFERENCIA: Hoja 24j (Chosica) Escala 1/100 000				
DESCRITO POR: W. SORIA A.	REVISADO: E. CASTRO F.	JEFE PROYECTO: B. ANGELES C.	FECHA: ENERO 2017	

FUENTE: E.L. Asesores y Consultores EIRL.

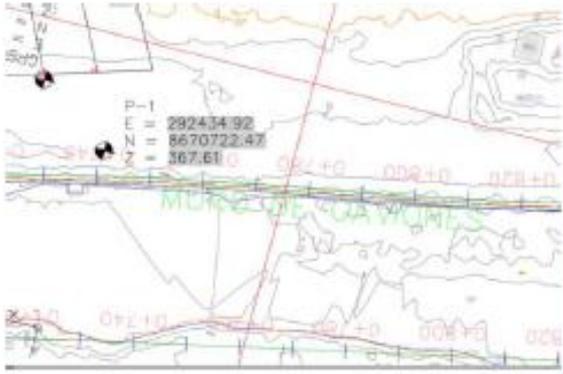
Tabla 34. Descripción de punto GPS de tercer orden, GPS-1

NOMBRE: GPS-1		LOCALIDAD: HUACHIPA		ESTABLECIDA POR: BRESH INGENIEROS		
UBICACIÓN: PUENTE HUACHIPA				CARACTERÍSTICAS DE LA MARCA: ESTACA DE FIERRO CORRUGADO DE ½"		
LATITUD (S) WGS-84: 12°00'52.05182"S				LONGITUD (W) WGS-84: 76°54'03.04063"W		
NORTE (Y) WGS-84: 8671132.762 m				ESTE (X) WGS-84: 293051.910 m		
ALTURA ELIPSOIDAL: 408.233 m		ELEVACIÓN EGM96: 382.347 m		ZONA UTM: 18 Sur	ORDEN: "C"	FACTOR COMBINADO: 1.000065805836969
UBICACIÓN:				FOTO:		
						
DESCRIPCIÓN:						
El Punto GPS-1, se encuentra ubicado al lado noroeste del puente Huachipa, sobre el río Rímac, distrito de Ate, provincia y departamento de Lima.						
MARCA DE ESTACIÓN:					PLACA:	
Es un clavo de concreto, clavado sobre un bloque de concreto parte de la estructura del puente, el cual sobresale 01 cm del entorno circundante.						
REFERENCIA: Hoja 24j (Chosica) Escala 1/100 000						
DESCRITO POR: W. SORIA A.		REVISADO: E. CASTRO F.		JEFE PROYECTO: B. ANGELES C.		FECHA: ENERO 2017

FUENTE: E.L. Asesores y Consultores EIRL.

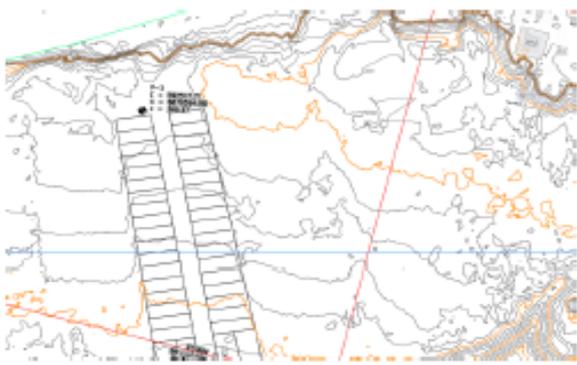
ANEXO 5. Descripción de puntos de control topográfico.

Tabla 35. Descripción de punto de control topográfico, P-1.

TARJETA DE DESCRIPCION DE PUNTOS DE CONTROL RIO RIMAC – sector puente HUACHIPA		
P-1		CATEGORIA : PUNTO DE CONTROL TOPOGRAFICO Hito marcado con pintura a la margen Izquierda del RIO RIMAC, a 2 m. de muro de Gaviones.
		TECNICA DE MEDICIÓN : <p style="text-align: center;">ESTACION TOTAL TOPCON ES 105</p>
M. CENTRAL: 78 ZONA : 18 LATITUD : 12.018129° S LONGITUD : 76.906536° W		Coordenadas WGS-84: <p style="text-align: right;">E = 292434.92 N = 8670722.47</p>
Altura .: <p style="text-align: center;">367.61 msnm</p>		Determinado Por: Brig. de Campo Ing. Responsable: Jesús Maguifía Túpac Yupanqui Topógrafo: Elmer Inga Aquino Jalonero: José Timba Huallpa
Parámetros Transformación: <p style="text-align: center;">IGN NACIONALES</p>	Fecha: <p style="text-align: center;">Enero 2017</p>	Equipo : <p style="text-align: center;">ESTACION TOTAL TOPCON ES 105</p>
ITINERARIO: El punto de control P-1 del Proyecto ENCAUSAMIENTO Y LIMPIEZA DEL RIO RIMAC, se ubica en la margen izquierda del RIO RIMAC, cerca (2 m. aprox.) muro de Gaviones.		
		
Revisión 1 : 30 enero 2017		

FUENTE: E.L. Asesores y Consultores EIRL.

Tabla 36. Descripción de punto de control topográfico, P-2.

TARJETA DE DESCRIPCION DE PUNTOS DE CONTROL RIO RIMAC – sector puente HUACHIPA		
P-2	CATEGORIA : PUNTO DE CONTROL TOPOGRAFICO Hito monumentado de concreto a la margen Izquierda del RIO RIMAC, a 10 m. de muro de Gaviones.	
	TECNICA DE MEDICIÓN : ESTACION TOTAL TOPCON ES 105	
M. CENTRAL: 78 ZONA : 18 LATITUD : 12.019286° S LONGITUD : 76.905784° W	Coordenadas WGS-84: E = 292517.71 N = 8670594.95	
Altura .: 366.97 msnm		Determinado Por: Brig. de Campo Ing. Responsable: Jesús Maguiña Túpac Yupanqui Topógrafo: Elmer Inga Aquino Jalonero: José Timba Huallpa
Parámetros Transformación: IGN NACIONALES	Fecha: Enero 2017	Equipo : ESTACION TOTAL TOPCON ES 105
ITINERARIO: El punto de control P-2 del Proyecto ENCAUSAMIENTO Y LIMPIEZA DEL RIO RIMAC, se ubica en la margen izquierda del RIO RIMAC, zona final de la nueva lotización vecinal.		
 		
Revisión 1 : 30 enero 2017		

FUENTE: E.L. Asesores y Consultores EIRL.

ANEXO 6. Análisis granulométricos por tamizado ASTM D-422.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Túpac Amaru N° 210.- Lima 25 - Perú Telefax: 381-3842

INFORME N° S17 - 266-1-1

SOLICITANTE : INVERSIONES MONTESURCO GRANDE S.A.C.
 PROYECTO : MEJORAMIENTO DEL CANAL RÍO SURCO
 L = 1700m, 0+000 HASTA 1+700
 UBICACIÓN : EL AGUSTINO
 FECHA : 20 DE ABRIL 2017

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Muestra : M-1
 Prof. (m.) : 1.20

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D 422

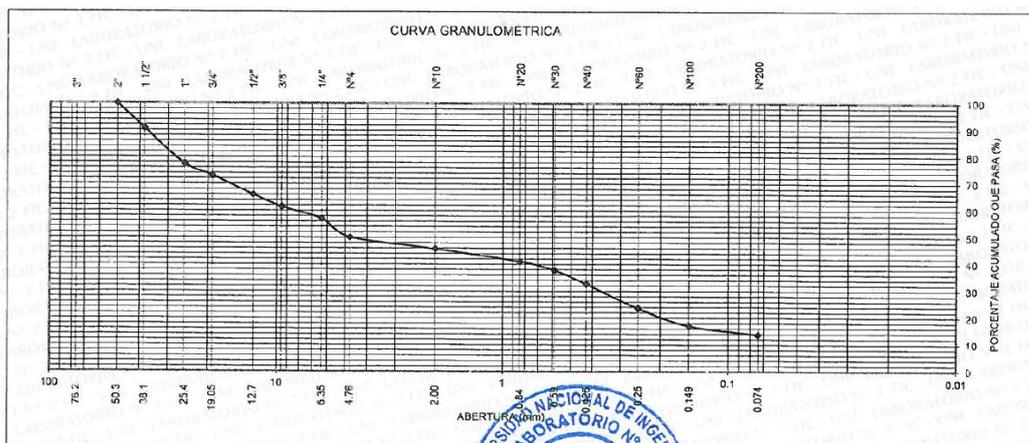
Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial Retenido	(%) Acumulado	
			Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-	-
2"	50.300	-	-	100.0
1 1/2"	38.100	9.4	9.4	90.6
1"	25.400	13.2	22.6	77.4
3/4"	19.050	4.3	26.9	73.1
1/2"	12.700	7.2	34.1	85.9
3/8"	9.525	4.5	38.6	61.4
1/4"	6.350	4.4	43.0	57.0
N°4	4.760	6.9	49.9	50.1
N°10	2.000	4.3	54.3	45.7
N°20	0.840	4.7	59.0	41.0
N°30	0.590	3.3	62.3	37.7
N°40	0.426	5.1	67.4	32.6
N°60	0.250	9.0	76.4	23.6
N°100	0.149	6.6	83.0	17.0
N°200	0.074	3.3	86.3	13.7
FONDO				

% Grava :	49.9
% Arena :	36.3
% Finos :	13.7

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D 4318	
Límite Líquido (%) :	21.2
Límite plástico (%) :	18.5
Índice Plástico (%) :	2.7

Clasificación SUCS ASTM D2487 : GM

Clasificación AASHTO ASTM D3282 : A-1-b(0)



Nota. Muestra remitida e identificada por el Solicitante.
 Ejecución : Téc. W. Oblitas H.
 Revisión : Ing. D. Basurto R.

LABORATORIO N° 2
 Ing. Daniel J. Basurto R.
 MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 UNI - FIC



[Firma]
 Msc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS
 Jefa(e) del Laboratorio N° 2
 Mecánica de Suelos y Pavimentos UNI - FIC

FUENTE: E.L. Asesores y Consultores EIRL.

...continuación



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Túpac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Telefax: 381-3842

INFORME N° S17 - 266-2

SOLICITANTE : INVERSIONES MONTESURCO GRANDE S.A.C.
 PROYECTO : MEJORAMIENTO DEL CANAL RÍO SURCO
 L = 1700m, 0+000 HASTA 1+700
 UBICACIÓN : EL AGUSTINO
 FECHA : 20 DE ABRIL 2017

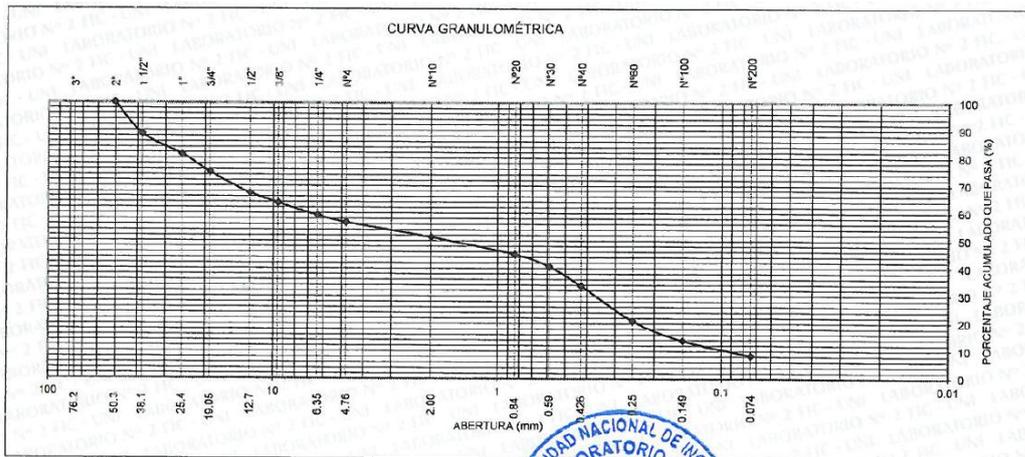
REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Muestra : M-2
 Prof. (m.) : 1.20

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial Retenido	(%) Acumulado	
			Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-	
2"	50.300	-	-	100.0
1 1/2"	38.100	11.4	11.4	88.6
1"	25.400	7.3	18.7	81.3
3/4"	19.050	6.4	25.1	74.9
1/2"	12.700	7.6	32.7	67.3
3/8"	9.525	3.6	36.3	63.7
1/4"	6.350	4.5	40.9	59.1
N°4	4.760	2.5	43.4	56.6
N°10	2.000	5.4	48.7	51.3
N°20	0.840	6.2	54.9	45.1
N°30	0.590	4.4	59.3	40.7
N°40	0.426	6.9	66.3	33.7
N°60	0.250	12.8	79.1	20.9
N°100	0.149	7.1	86.2	13.8
N°200	0.074	5.5	91.7	8.3
FONDO		8.3		

% Grava	: 43.4
% Arena	: 48.3
% Finos	: 8.3



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante
 Ejecutado por : Téc. W. Oblitas H
 Revisado por : Ing. D. Basurto R.



Msc. Ing. LUISA E. SHUAN-LUCAS
 Jefa(e) del Laboratorio N° 2
 Mecánica de Suelos y Pavimentos UNI - FIC

FUENTE: E.L. Asesores y Consultores EIRL.

ANEXO 7. Valores de parámetros de pronósticos calculados en HYDROGNOMON.

	All data
Data count	49
Non zero percent (%)	100
Mean value	127.62
Standard deviation	48.64
Third central moment	70792.50
Skewness	0.62
Kurtosis	0.52
Mean value of $y=\ln(x)$	4.77
Std. dev. of $y=\ln(x)$	0.41
Third c. moment -//-	-0.04
Skewness r -//-	-0.58
LogNormal my	4.78
LogNormal sy	0.37
Galton my	5.46
Galton sy	0.20
Galton c	-112.77
Exponential c	78.98
Exponential Lambda	0.02
Gamma Kappa	6.88
Gamma Lambda	0.05
Pearson III Kappa	10.57
Pearson III Lambda	0.07
Pearson III c	-30.48
Log Pearson III Kappa	11.81
Log Pearson III Lambda	8.41
Log Pearson III c	3.37
EV-1 (Gumbel) Max Lambda	37.94
EV-1 (Gumbel) Max Psi	2.79
EV-2 Max Kappa	0.23
EV-2 Max Lambda	24.59
EV-1 (Gumbel) Min Lambda	37.94
EV-1 (Gumbel) Min Psi	3.94
EV-3 (Weibull) Min Kappa	0.35
EV-3 (Weibull) Min Lambda	50.36

FUENTE: E.L. Asesores y Consultores EIRL.

ANEXO 8. Test de Kolmogorov-Smirnov sobre bondad de ajuste.

Distribución del estadístico de Kolmogorov-Smirnov (D_n).
Se tabula d tal que $P(D_n > d) = \alpha$.

n	α					n	α				
	0'2	0'1	0'05	0'02	0'01		0'2	0'1	0'05	0'02	0'01
1	0'900	0'950	0'975	0'990	0'995	21	0'226	0'259	0'287	0'321	0'344
2	0'684	0'776	0'842	0'900	0'929	22	0'221	0'253	0'281	0'314	0'337
3	0'565	0'636	0'780	0'785	0'829	23	0'216	0'247	0'275	0'307	0'330
4	0'493	0'565	0'624	0'689	0'734	24	0'212	0'242	0'269	0'301	0'323
5	0'447	0'509	0'563	0'627	0'669	25	0'208	0'238	0'264	0'295	0'317
6	0'410	0'468	0'519	0'577	0'617	26	0'204	0'233	0'259	0'290	0'311
7	0'381	0'436	0'483	0'538	0'576	27	0'200	0'229	0'254	0'284	0'305
8	0'358	0'410	0'454	0'507	0'542	28	0'197	0'225	0'250	0'279	0'300
9	0'339	0'387	0'430	0'480	0'513	29	0'193	0'221	0'246	0'275	0'295
10	0'323	0'369	0'409	0'457	0'489	30	0'190	0'218	0'242	0'270	0'290
11	0'308	0'352	0'391	0'437	0'468	31	0'187	0'214	0'238	0'266	0'285
12	0'296	0'338	0'375	0'419	0'449	32	0'184	0'211	0'234	0'262	0'281
13	0'285	0'325	0'361	0'404	0'432	33	0'182	0'208	0'231	0'258	0'277
14	0'275	0'314	0'349	0'390	0'418	34	0'179	0'205	0'227	0'254	0'273
15	0'266	0'304	0'338	0'377	0'404	35	0'177	0'202	0'224	0'251	0'269
16	0'258	0'295	0'327	0'366	0'392	36	0'174	0'199	0'221	0'247	0'265
17	0'250	0'286	0'318	0'355	0'381	37	0'172	0'196	0'218	0'244	0'262
18	0'244	0'279	0'309	0'346	0'371	38	0'170	0'194	0'215	0'241	0'258
19	0'237	0'271	0'301	0'337	0'361	39	0'168	0'191	0'213	0'238	0'255
20	0'232	0'265	0'294	0'329	0'352	40	0'165	0'189	0'21	0'235	0'252
						> 40	$\frac{1'07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1'22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1'36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1'52}{\sqrt{n}}$	$\frac{1'63}{\sqrt{n}}$

ANEXO 9. Resumen de resultados del análisis de frecuencia de las descargas máximas instantáneas del río Rímac.

Tabla 37. Resumen de resultados del análisis de frecuencias con HYDROGNOMON.

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax	TR 140
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.972277	0.06912	293.977
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.376452	0.12999	319.334
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.999881	0.04744	276.843
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.999416	0.05153	271.22
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.596365	0.10948	390.847
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.980643	0.06664	293.061

FUENTE: Elaboración propia.

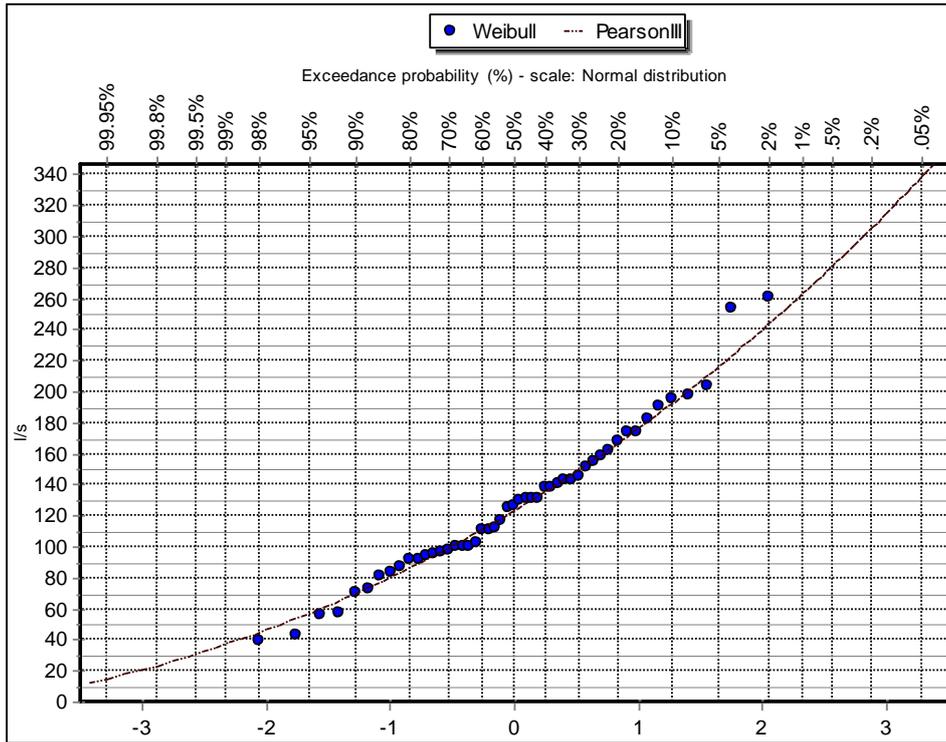


Figura 90. Función de distribución de Pearson III (Puntos de Weibull).

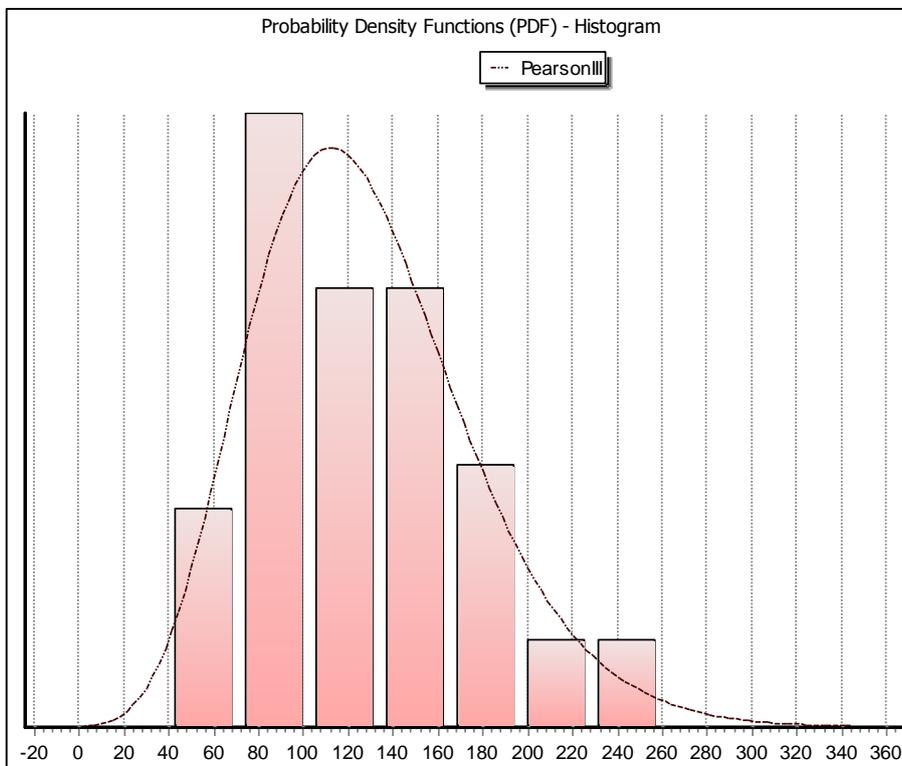


Figura 91. Histograma de función de densidad de probabilidad.

ANEXO 10. Valores tabulares de los hidrogramas de la cuenca del río Rímac.

Tabla 38. Valores tabulares del hidrograma para T =100 años - Subcuenca Río Blanco.

Tiempo (Horas)	Caudal (m³/s)
0.00	0.00
1.39	0.00
2.07	8.96
2.63	16.32
3.11	23.74
4.44	47.34
5.06	73.55
5.71	73.55
7.19	72.68
8.51	66.10
8.94	62.99
9.84	56.63
10.76	48.62
11.45	42.75
12.18	35.16
12.89	27.80
15.10	20.30
17.35	12.75
18.62	8.33
19.99	4.66
20.40	3.99
21.95	1.58
23.13	0.20
23.64	0.01
23.91	0.00

FUENTE: ANA (2010).

Tabla 39. Valores tabulares del hidrograma para T =100 años - Subcuenca Alto Rímac.

Tiempo (Horas)	Caudal (m³/s)
0.00	0.00
0.47	0.01
0.75	11.04
0.95	20.47
1.06	26.86
1.22	36.31
1.41	49.51
1.67	69.60
1.81	82.98
1.90	89.66
2.39	92.98
2.89	85.94
3.42	72.63
3.90	56.76
4.35	40.50
4.40	38.40
5.27	27.84
5.74	25.31
6.83	20.86
7.48	19.31
8.10	17.57
8.22	17.17
8.73	16.52
9.58	15.37
10.40	14.39
11.00	13.57
11.60	12.60
12.06	12.70
12.29	12.33
12.63	11.91
13.02	11.43
13.12	11.25
13.58	10.06
13.71	9.18
14.18	6.75
14.66	4.17
14.91	3.03
15.08	2.24
15.28	1.51
15.70	0.38

...continuación

15.88	0.14
16.03	0.08
16.36	0.00

FUENTE: ANA (2010).

Tabla 40. Valores tabulares del hidrograma para T =100 años - Subcuenca Santa Eulalia.

Tiempo (Horas)	Caudal (m3/s)
2.39	0.01
3.03	27.88
4.88	75.60
5.71	107.61
6.55	140.00
7.74	188.24
9.00	241.16
9.58	265.76
9.69	265.71
11.31	262.85
11.99	261.28
12.67	252.97
13.99	237.92
14.28	234.43
16.12	203.16
16.73	192.38
17.77	166.63
18.84	140.07
19.13	133.23
19.75	115.27
20.25	101.47
20.38	97.01
20.87	83.77
21.47	66.46
22.52	53.01
23.89	35.51
24.77	29.66
25.68	22.68
26.16	18.96
26.40	17.23
26.99	14.92

...continuación

27.79	10.54
28.50	7.39
28.95	5.99
29.40	5.11
30.39	2.72
31.33	1.01
32.13	0.66
33.51	0.01

FUENTE: ANA (2010).

Tabla 41. Valores tabulares del hidrograma para T =100 años - Quebrada Parac.

Tiempo (Horas)	Caudal (m³/s)
0.00	0.00
0.77	0.00
1.39	14.98
2.04	32.72
2.68	52.43
3.09	66.77
3.86	68.22
4.56	62.40
5.08	56.58
5.38	52.87
6.18	40.93
6.70	30.46
6.87	26.66
7.70	21.73
8.52	18.79
9.14	17.42
10.11	14.98
10.64	14.54
12.14	12.64
13.74	10.80
14.31	9.32
16.05	3.84
16.71	2.43
17.24	1.39
17.73	0.79
18.41	0.03

FUENTE: ANA (2010).

ANEXO 11. Caudales de entrada del hidrograma de avenida tr=140 en HEC-RAS 2D.

N°	Tiempo	Flujo (m³/s)
1	22/02/2017 00:00	0.0
2	22/02/2017 00:05	22.9
3	22/02/2017 00:10	26.1
4	22/02/2017 00:15	26.5
5	22/02/2017 00:20	26.5
6	22/02/2017 00:25	26.5
7	22/02/2017 00:30	26.5
8	22/02/2017 00:35	26.5
9	22/02/2017 00:40	26.5
10	22/02/2017 00:45	26.5
11	22/02/2017 00:50	26.5
12	22/02/2017 00:55	32.4
13	22/02/2017 01:00	42.2
14	22/02/2017 01:05	52.6
15	22/02/2017 01:10	63.4
16	22/02/2017 01:15	74.2
17	22/02/2017 01:20	85.0
18	22/02/2017 01:25	94.0
19	22/02/2017 01:30	98.5
20	22/02/2017 01:35	102.8
21	22/02/2017 01:40	107.0
22	22/02/2017 01:45	110.6
23	22/02/2017 01:50	111.1
24	22/02/2017 01:55	111.3
25	22/02/2017 02:00	111.5
26	22/02/2017 02:05	112.3
27	22/02/2017 02:10	118.0
28	22/02/2017 02:15	124.1
29	22/02/2017 02:20	130.2
30	22/02/2017 02:25	136.4
31	22/02/2017 02:30	142.6
32	22/02/2017 02:35	148.8
33	22/02/2017 02:40	155.0
34	22/02/2017 02:45	161.2
35	22/02/2017 02:50	167.2
36	22/02/2017 02:55	173.2
37	22/02/2017 03:00	179.0
38	22/02/2017 03:05	184.9

...continuación

39	22/02/2017 03:10	192.1
40	22/02/2017 03:15	199.9
41	22/02/2017 03:20	207.7
42	22/02/2017 03:25	215.5
43	22/02/2017 03:30	223.3
44	22/02/2017 03:35	231.1
45	22/02/2017 03:40	238.6
46	22/02/2017 03:45	247.0
47	22/02/2017 03:50	253.7
48	22/02/2017 03:55	258.3
49	22/02/2017 04:00	262.7
50	22/02/2017 04:05	267.2
51	22/02/2017 04:10	271.0
52	22/02/2017 04:15	270.4
53	22/02/2017 04:20	269.6
54	22/02/2017 04:25	268.9
55	22/02/2017 04:30	267.9
56	22/02/2017 04:35	265.7
57	22/02/2017 04:40	263.4
58	22/02/2017 04:45	261.1
59	22/02/2017 04:50	258.8
60	22/02/2017 04:55	255.1
61	22/02/2017 05:00	251.2
62	22/02/2017 05:05	247.3
63	22/02/2017 05:10	243.5
64	22/02/2017 05:15	239.3
65	22/02/2017 05:20	235.1
66	22/02/2017 05:25	230.9
67	22/02/2017 05:30	226.6
68	22/02/2017 05:35	222.2
69	22/02/2017 05:40	217.6
70	22/02/2017 05:45	213.0
71	22/02/2017 05:50	208.4
72	22/02/2017 05:55	203.9
73	22/02/2017 06:00	199.5
74	22/02/2017 06:05	195.2
75	22/02/2017 06:10	190.8
76	22/02/2017 06:15	186.5
77	22/02/2017 06:20	182.2
78	22/02/2017 06:25	178.0
79	22/02/2017 06:30	173.7

...continuación

80	22/02/2017 06:35	169.4
81	22/02/2017 06:40	164.7
82	22/02/2017 06:45	159.9
83	22/02/2017 06:50	155.2
84	22/02/2017 06:55	150.4
85	22/02/2017 07:00	145.7
86	22/02/2017 07:05	141.0
87	22/02/2017 07:10	136.3
88	22/02/2017 07:15	131.6
89	22/02/2017 07:20	127.0
90	22/02/2017 07:25	122.5
91	22/02/2017 07:30	117.9
92	22/02/2017 07:35	113.4
93	22/02/2017 07:40	108.4
94	22/02/2017 07:45	103.1
95	22/02/2017 07:50	97.9
96	22/02/2017 07:55	92.7
97	22/02/2017 08:00	87.4
98	22/02/2017 08:05	82.0
99	22/02/2017 08:10	76.6
100	22/02/2017 08:15	71.2
101	22/02/2017 08:20	66.6
102	22/02/2017 08:25	62.6
103	22/02/2017 08:30	58.8
104	22/02/2017 08:35	54.9
105	22/02/2017 08:40	51.3
106	22/02/2017 08:45	48.6
107	22/02/2017 08:50	45.9
108	22/02/2017 08:55	43.2
109	22/02/2017 09:00	40.6
110	22/02/2017 09:05	38.2
111	22/02/2017 09:10	35.9
112	22/02/2017 09:15	33.5
113	22/02/2017 09:20	31.3
114	22/02/2017 09:25	29.7
115	22/02/2017 09:30	28.1
116	22/02/2017 09:35	26.7
117	22/02/2017 09:40	26.6
118	22/02/2017 09:45	26.5
119	22/02/2017 09:50	26.5
120	22/02/2017 09:55	26.5

...continuación

121	22/02/2017 10:00	26.5
122	22/02/2017 10:05	26.5
123	22/02/2017 10:10	26.5
124	22/02/2017 10:15	26.5
125	22/02/2017 10:20	26.5
126	22/02/2017 10:25	26.5
127	22/02/2017 10:30	26.5
128	22/02/2017 10:35	26.5
129	22/02/2017 10:40	26.5
130	22/02/2017 10:45	26.5
131	22/02/2017 10:50	26.5
132	22/02/2017 10:55	26.5
133	22/02/2017 11:00	26.5
134	22/02/2017 11:05	26.5
135	22/02/2017 11:10	26.5
136	22/02/2017 11:15	26.5
137	22/02/2017 11:20	26.5
138	22/02/2017 11:25	26.5
139	22/02/2017 11:30	26.5
140	22/02/2017 11:35	26.5
141	22/02/2017 11:40	26.5
142	22/02/2017 11:45	26.5
143	22/02/2017 11:50	26.5
144	22/02/2017 11:55	26.5
145	22/02/2017 12:00	26.5
146	22/02/2017 12:05	26.5
147	22/02/2017 12:10	26.5
148	22/02/2017 12:15	26.5
149	22/02/2017 12:20	26.5
150	22/02/2017 12:25	26.5

FUENTE: Elaboración Propia.

ANEXO 12.Caudales de entrada del hidrograma de avenida para tr=140 en IBER.

N°	Tiempo (Segundos)	Flujo de descarga (m3/s)
1	0	0.0
2	300	24.4
3	600	26.1
4	900	26.2
5	1200	26.2
6	1500	26.2
7	1800	26.2
8	2100	26.2
9	2400	26.2
10	2700	26.2
11	3000	26.2
12	3300	33.0
13	3600	42.9
14	3900	51.2
15	4200	61.6
16	4500	72.2
17	4800	82.3
18	5100	89.6
19	5400	94.8
20	5700	105.1
21	6000	111.7
22	6300	115.4
23	6600	115.9
24	6900	114.8
25	7200	116.3
26	7500	117.0
27	7800	122.1
28	8100	128.0
29	8400	133.8
30	8700	140.3
31	9000	145.7
32	9300	151.9
33	9600	157.9
34	9900	164.3
35	10200	170.3
36	10500	176.3
37	10800	182.2

...continuación

38	11100	188.5
39	11400	196.0
40	11700	203.6
41	12000	211.7
42	12300	220.0
43	12600	228.1
44	12900	234.4
45	13200	243.9
46	13500	252.1
47	13800	258.7
48	14100	263.3
49	14400	265.5
50	14700	271.7
51	15000	275.1
52	15300	272.4
53	15600	274.0
54	15900	272.9
55	16200	272.0
56	16500	269.7
57	16800	267.5
58	17100	265.2
59	17400	263.5
60	17700	259.2
61	18000	255.5
62	18300	251.8
63	18600	245.5
64	18900	243.2
65	19200	237.8
66	19500	233.5
67	19800	229.1
68	20100	224.6
69	20400	219.8
70	20700	215.0
71	21000	210.4
72	21300	205.6
73	21600	200.3
74	21900	197.0
75	22200	193.3
76	22500	186.6
77	22800	182.3
78	23100	177.9

...continuación

79	23400	173.9
80	23700	169.4
81	24000	164.8
82	24300	160.1
83	24600	156.3
84	24900	151.2
85	25200	146.3
86	25500	140.8
87	25800	136.9
88	26100	132.8
89	26400	129.0
90	26700	123.4
91	27000	119.9
92	27300	116.4
93	27600	110.8
94	27900	106.4
95	28200	101.1
96	28500	95.0
97	28800	89.3
98	29100	83.2
99	29400	77.5
100	29700	71.1
101	30000	65.4
102	30300	60.0
103	30600	55.2
104	30900	51.9
105	31200	48.7
106	31500	46.1
107	31800	43.2
108	32100	42.6
109	32400	40.0
110	32700	37.7
111	33000	35.3
112	33300	33.0
113	33600	30.8
114	33900	29.1
115	34200	27.6
116	34500	26.3
117	34800	26.2
118	35100	26.2
119	35400	26.2

...continuación

120	35700	26.2
121	36000	26.2
122	36300	26.2
123	36600	26.2
124	36900	26.2
125	37200	26.2
126	37500	26.2
127	37800	26.2
128	38100	26.2
129	38400	26.2
130	38700	26.2
131	39000	26.2
132	39300	26.2
133	39600	26.2
134	39900	26.2
135	40200	26.2
136	40500	26.2
137	40800	26.2
138	41100	26.2
139	41400	26.2
140	41700	26.2
141	42000	26.2
142	42300	26.2
143	42600	26.2
144	42900	26.2
145	43200	26.2
146	43500	26.2
147	43800	26.2
148	44100	26.2
149	44400	26.2
150	44700	25.7
151	45000	26.2

FUENTE: Elaboración propia.

ANEXO 13.Caudales de salida del hidrograma de avenida tr=140 en HEC-RAS 2D.

N°	Tiempo	Flujo (m3/s)
1	22/02/2017 00:00	0.0
2	22/02/2017 00:05	0.0
3	22/02/2017 00:10	0.0
4	22/02/2017 00:15	21.6
5	22/02/2017 00:20	26.2
6	22/02/2017 00:25	26.5
7	22/02/2017 00:30	26.5
8	22/02/2017 00:35	26.5
9	22/02/2017 00:40	26.5
10	22/02/2017 00:45	26.5
11	22/02/2017 00:50	26.5
12	22/02/2017 00:55	26.5
13	22/02/2017 01:00	29.8
14	22/02/2017 01:05	39.7
15	22/02/2017 01:10	50.7
16	22/02/2017 01:15	62.3
17	22/02/2017 01:20	73.9
18	22/02/2017 01:25	85.3
19	22/02/2017 01:30	93.8
20	22/02/2017 01:35	98.8
21	22/02/2017 01:40	103.2
22	22/02/2017 01:45	107.4
23	22/02/2017 01:50	110.3
24	22/02/2017 01:55	111.1
25	22/02/2017 02:00	111.3
26	22/02/2017 02:05	111.5
27	22/02/2017 02:10	113.0
28	22/02/2017 02:15	118.6
29	22/02/2017 02:20	124.5
30	22/02/2017 02:25	131.0
31	22/02/2017 02:30	137.1
32	22/02/2017 02:35	143.4
33	22/02/2017 02:40	149.6
34	22/02/2017 02:45	155.7
35	22/02/2017 02:50	161.8
36	22/02/2017 02:55	168.0
37	22/02/2017 03:00	173.5

...continuación

38	22/02/2017 03:05	179.9
39	22/02/2017 03:10	185.9
40	22/02/2017 03:15	192.6
41	22/02/2017 03:20	199.8
42	22/02/2017 03:25	207.3
43	22/02/2017 03:30	215.0
44	22/02/2017 03:35	221.3
45	22/02/2017 03:40	228.9
46	22/02/2017 03:45	236.9
47	22/02/2017 03:50	243.9
48	22/02/2017 03:55	248.7
49	22/02/2017 04:00	253.3
50	22/02/2017 04:05	257.1
51	22/02/2017 04:10	261.0
52	22/02/2017 04:15	262.6
53	22/02/2017 04:20	262.1
54	22/02/2017 04:25	261.5
55	22/02/2017 04:30	260.8
56	22/02/2017 04:35	259.5
57	22/02/2017 04:40	257.6
58	22/02/2017 04:45	255.7
59	22/02/2017 04:50	253.8
60	22/02/2017 04:55	251.2
61	22/02/2017 05:00	248.0
62	22/02/2017 05:05	244.6
63	22/02/2017 05:10	241.2
64	22/02/2017 05:15	237.7
65	22/02/2017 05:20	233.8
66	22/02/2017 05:25	229.6
67	22/02/2017 05:30	226.2
68	22/02/2017 05:35	222.4
69	22/02/2017 05:40	218.2
70	22/02/2017 05:45	213.9
71	22/02/2017 05:50	209.9
72	22/02/2017 05:55	205.6
73	22/02/2017 06:00	201.4
74	22/02/2017 06:05	197.5
75	22/02/2017 06:10	193.3
76	22/02/2017 06:15	189.3
77	22/02/2017 06:20	185.4
78	22/02/2017 06:25	181.2

...continuación

79	22/02/2017 06:30	176.9
80	22/02/2017 06:35	172.7
81	22/02/2017 06:40	168.3
82	22/02/2017 06:45	163.8
83	22/02/2017 06:50	159.1
84	22/02/2017 06:55	154.3
85	22/02/2017 07:00	149.6
86	22/02/2017 07:05	145.0
87	22/02/2017 07:10	140.3
88	22/02/2017 07:15	135.8
89	22/02/2017 07:20	131.0
90	22/02/2017 07:25	126.3
91	22/02/2017 07:30	121.9
92	22/02/2017 07:35	117.4
93	22/02/2017 07:40	113.0
94	22/02/2017 07:45	107.9
95	22/02/2017 07:50	102.7
96	22/02/2017 07:55	97.6
97	22/02/2017 08:00	92.4
98	22/02/2017 08:05	87.3
99	22/02/2017 08:10	82.1
100	22/02/2017 08:15	76.7
101	22/02/2017 08:20	71.5
102	22/02/2017 08:25	66.9
103	22/02/2017 08:30	63.0
104	22/02/2017 08:35	59.3
105	22/02/2017 08:40	55.6
106	22/02/2017 08:45	52.0
107	22/02/2017 08:50	49.1
108	22/02/2017 08:55	46.5
109	22/02/2017 09:00	43.9
110	22/02/2017 09:05	41.2
111	22/02/2017 09:10	38.8
112	22/02/2017 09:15	36.6
113	22/02/2017 09:20	34.3
114	22/02/2017 09:25	32.1
115	22/02/2017 09:30	30.3
116	22/02/2017 09:35	28.8
117	22/02/2017 09:40	27.3
118	22/02/2017 09:45	26.6
119	22/02/2017 09:50	26.5

...continuación

120	22/02/2017 09:55	26.5
121	22/02/2017 10:00	26.5
122	22/02/2017 10:05	26.5
123	22/02/2017 10:10	26.5
124	22/02/2017 10:15	26.5
125	22/02/2017 10:20	26.5
126	22/02/2017 10:25	26.5
127	22/02/2017 10:30	26.5
128	22/02/2017 10:35	26.5
129	22/02/2017 10:40	26.5
130	22/02/2017 10:45	26.5
131	22/02/2017 10:50	26.5
132	22/02/2017 10:55	26.5
133	22/02/2017 11:00	26.5
134	22/02/2017 11:05	26.5
135	22/02/2017 11:10	26.5
136	22/02/2017 11:15	26.5
137	22/02/2017 11:20	26.5
138	22/02/2017 11:25	26.5
139	22/02/2017 11:30	26.5
140	22/02/2017 11:35	26.5
141	22/02/2017 11:40	26.5
142	22/02/2017 11:45	26.5
143	22/02/2017 11:50	26.5
144	22/02/2017 11:55	26.5
145	22/02/2017 12:00	26.5
146	22/02/2017 12:05	26.5
147	22/02/2017 12:10	26.5
148	22/02/2017 12:15	26.5
149	22/02/2017 12:20	26.5
150	22/02/2017 12:25	26.5

FUENTE: Elaboración propia.

ANEXO 14. Caudales de salida del hidrograma de avenida para $t_r=140$ en IBER.

N°	Tiempo (Segundos)	Flujo de descarga (m³/s)
1	0	0.0
2	300	0.0
3	600	0.0
4	900	26.1
5	1200	26.3
6	1500	26.4
7	1800	26.8
8	2100	26.7
9	2400	26.8
10	2700	26.4
11	3000	26.7
12	3300	26.4
13	3600	32.2
14	3900	42.0
15	4200	53.9
16	4500	65.4
17	4800	76.8
18	5100	88.1
19	5400	95.1
20	5700	97.8
21	6000	103.4
22	6300	108.4
23	6600	110.7
24	6900	111.1
25	7200	111.4
26	7500	111.2
27	7800	113.8
28	8100	119.8
29	8400	126.2
30	8700	132.5
31	9000	138.8
32	9300	145.2
33	9600	151.6
34	9900	157.9
35	10200	164.0
36	10500	170.1
37	10800	176.3

...continuación

38	11100	181.9
39	11400	187.8
40	11700	196.4
41	12000	203.9
42	12300	210.7
43	12600	218.6
44	12900	226.0
45	13200	234.2
46	13500	241.8
47	13800	249.5
48	14100	254.7
49	14400	259.0
50	14700	263.3
51	15000	267.2
52	15300	268.3
53	15600	267.6
54	15900	266.8
55	16200	266.1
56	16500	264.5
57	16800	262.3
58	17100	260.1
59	17400	257.9
60	17700	254.9
61	18000	251.2
62	18300	247.5
63	18600	243.6
64	18900	240.7
65	19200	236.1
66	19500	231.8
67	19800	227.7
68	20100	223.6
69	20400	219.1
70	20700	214.5
71	21000	210.7
72	21300	206.7
73	21600	202.5
74	21900	198.4
75	22200	194.0
76	22500	189.6
77	22800	185.3
78	23100	180.8

...continuación

79	23400	176.3
80	23700	172.3
81	24000	167.7
82	24300	162.8
83	24600	158.5
84	24900	153.8
85	25200	148.5
86	25500	144.2
87	25800	139.5
88	26100	134.8
89	26400	129.8
90	26700	125.3
91	27000	120.5
92	27300	116.9
93	27600	112.0
94	27900	107.1
95	28200	101.5
96	28500	96.5
97	28800	91.0
98	29100	85.6
99	29400	80.6
100	29700	75.3
101	30000	70.4
102	30300	66.0
103	30600	62.5
104	30900	57.7
105	31200	54.0
106	31500	50.7
107	31800	48.1
108	32100	45.3
109	32400	42.7
110	32700	40.1
111	33000	37.6
112	33300	35.3
113	33600	33.6
114	33900	31.0
115	34200	29.8
116	34500	28.3
117	34800	27.0
118	35100	26.3
119	35400	26.6

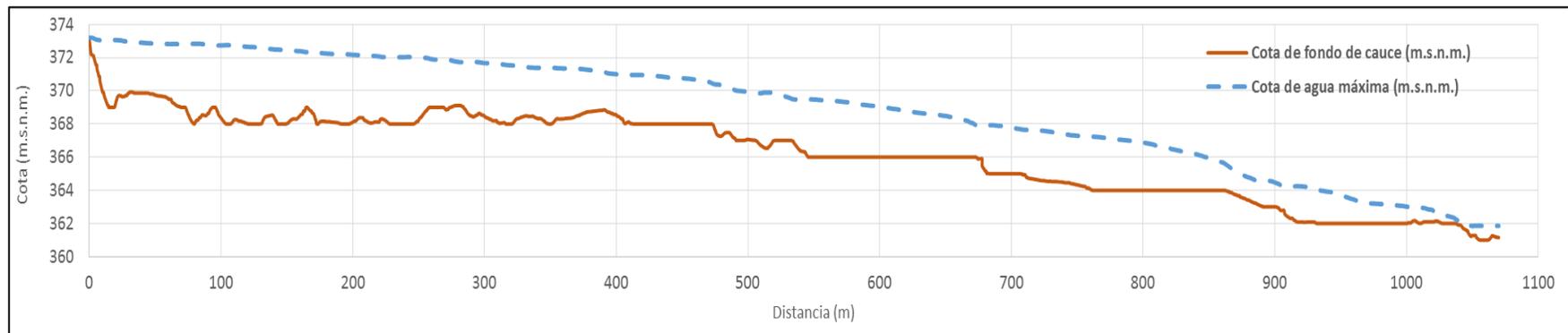
...continuación

120	35700	26.3
121	36000	26.3
122	36300	26.6
123	36600	26.6
124	36900	26.6
125	37200	26.3
126	37500	26.6
127	37800	26.3
128	38100	26.6
129	38400	26.6
130	38700	26.6
131	39000	26.3
132	39300	26.6
133	39600	26.6
134	39900	26.3
135	40200	26.6
136	40500	26.3
137	40800	26.6
138	41100	26.3
139	41400	26.3
140	41700	26.6
141	42000	26.3
142	42300	26.3
143	42600	26.6
144	42900	26.3
145	43200	26.3
146	43500	26.6
147	43800	26.6
148	44100	26.3
149	44400	26.6
150	44700	26.6
151	45000	26.3

FUENTE: Elaboración propia.

ANEXO 15. Perfil hidráulico del río Rímac, sector Huachipa en HEC-RAS 2D

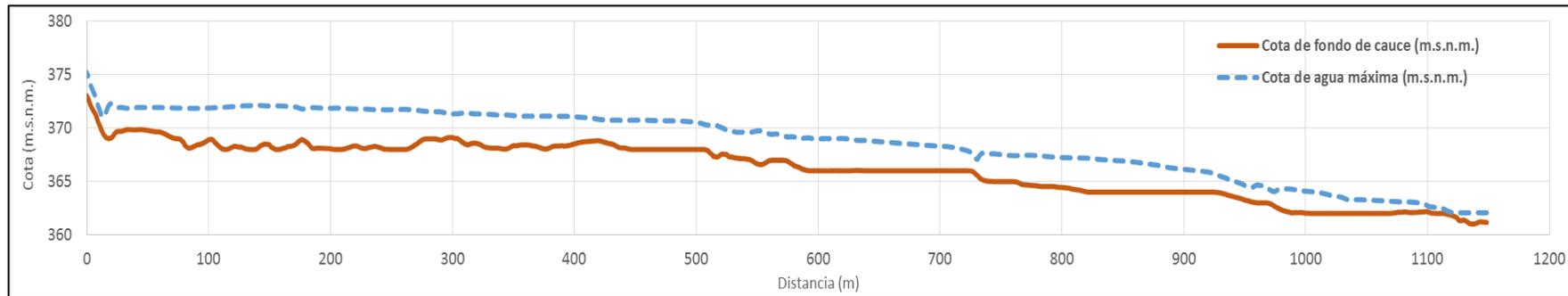
PERFIL HIDRÁULICO RÍO RIMAC, SECTOR HUACHIPA (HEC-RAS 2D) PROGRESIVA KM. 0+000- KM. 1+070



FUENTE: Elaboración propia.

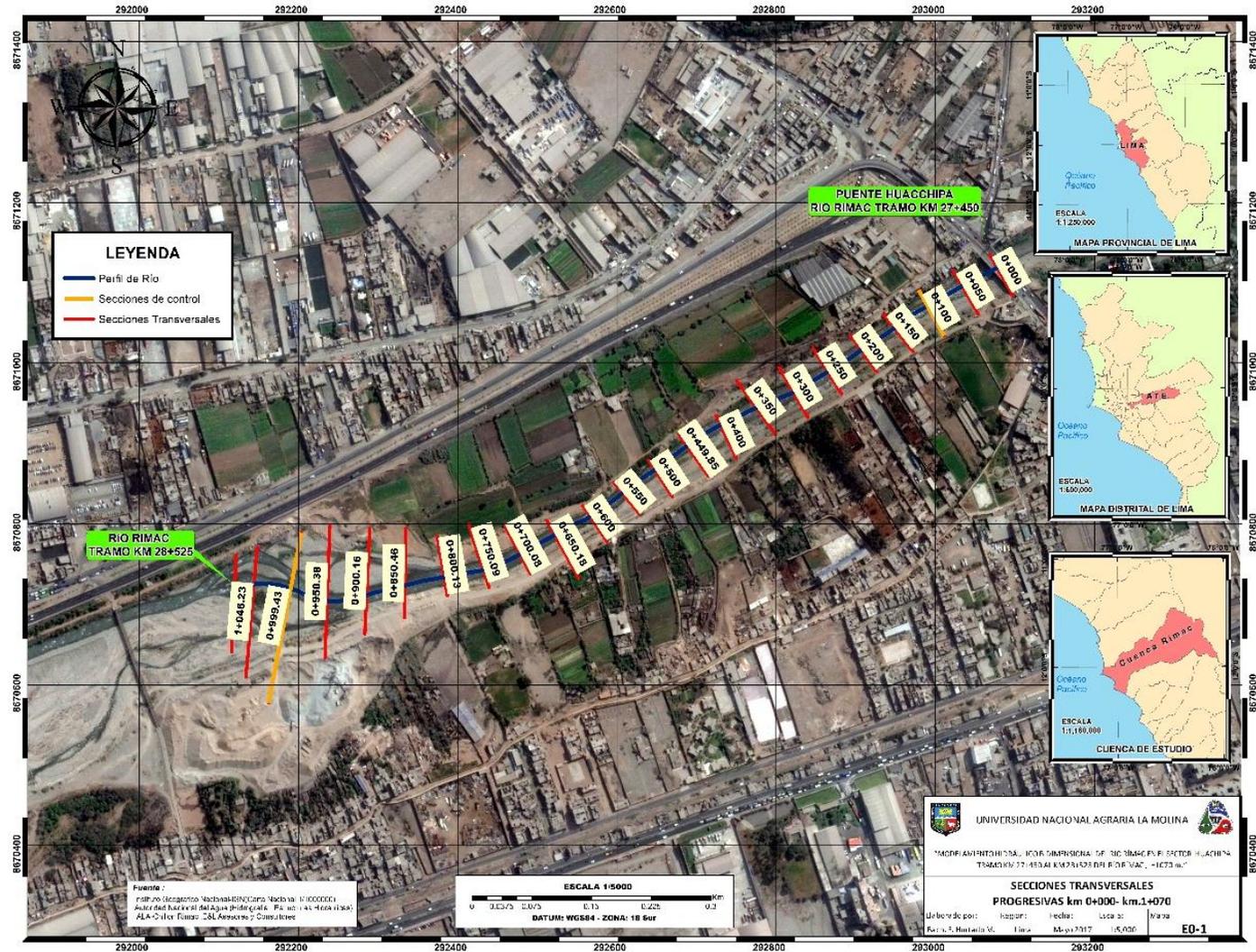
ANEXO 16. Perfil hidráulico del río Rímac, sector Huachipa en IBER.

**PERFIL HIDRÁULICO RÍO RIMAC, SECTOR HUACHIPA (IBER)
PROGRESIVA KM. 0+000- KM. 1+070**

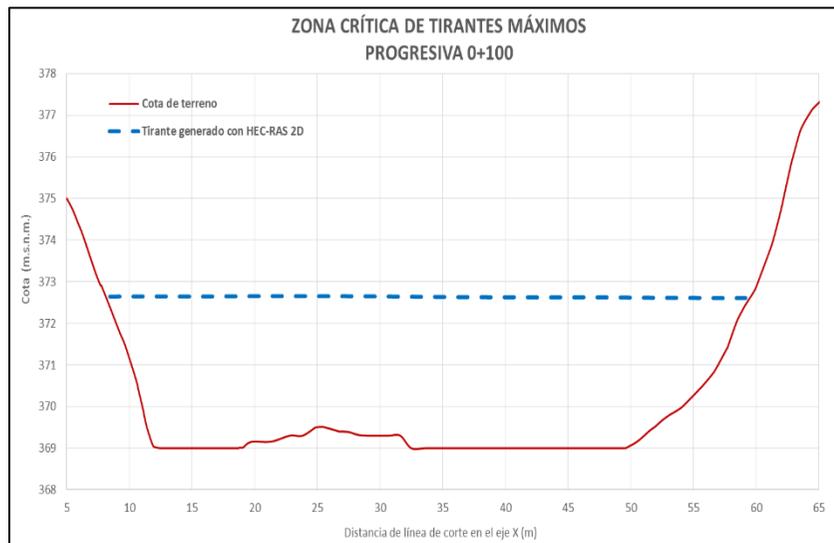
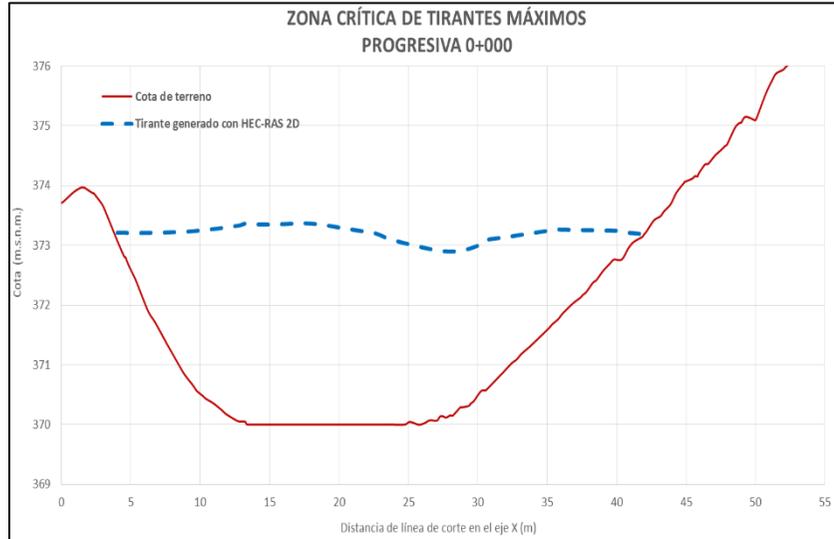


FUENTE: Elaboración propia.

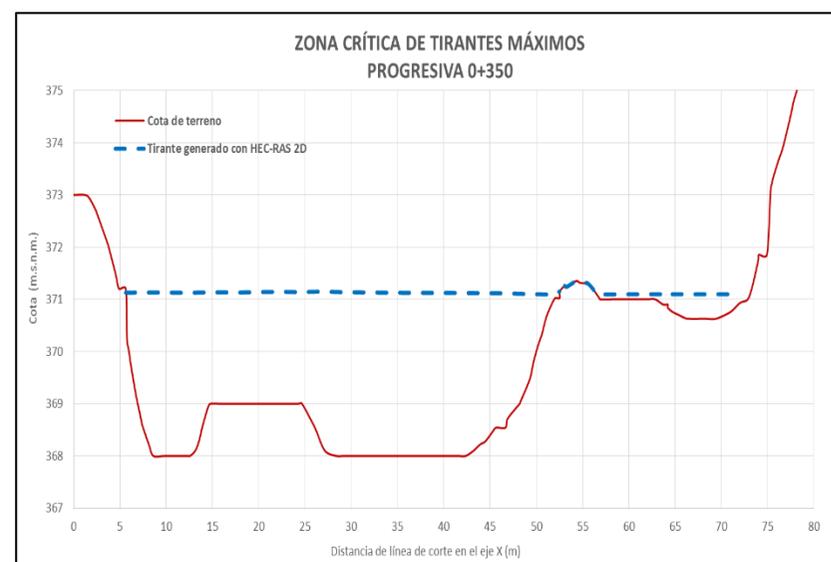
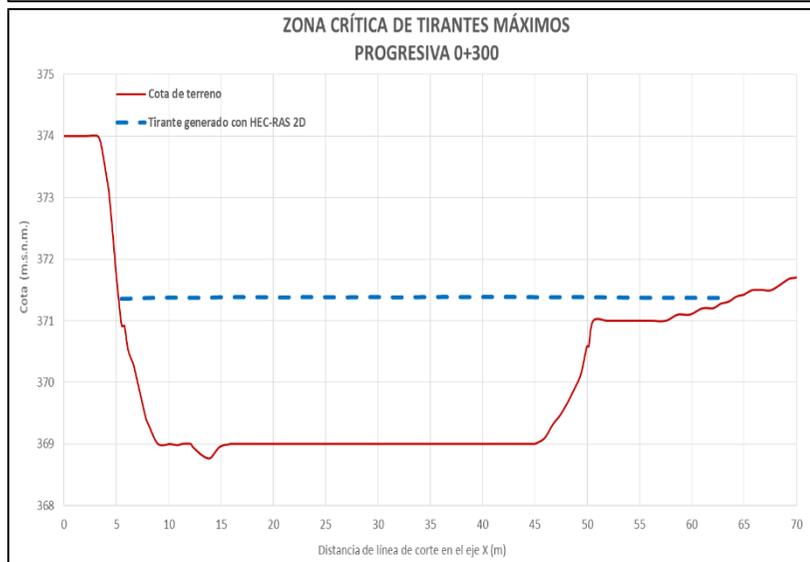
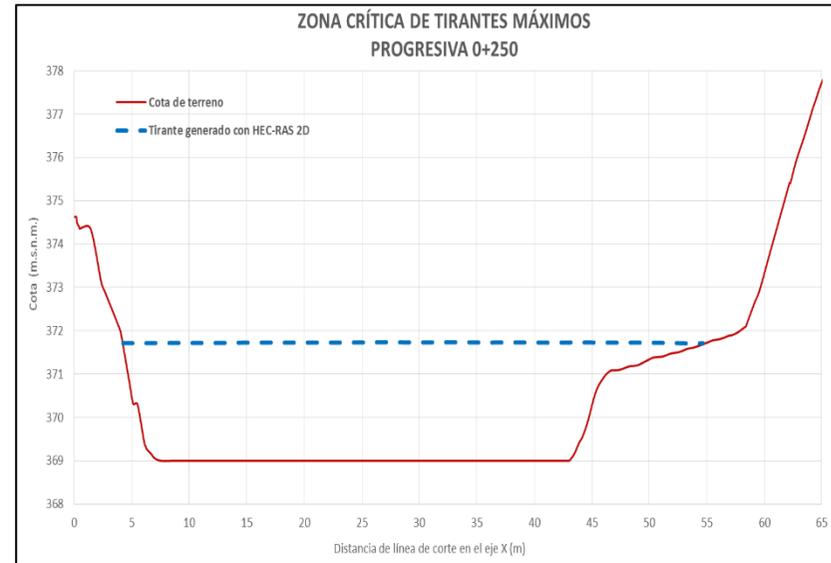
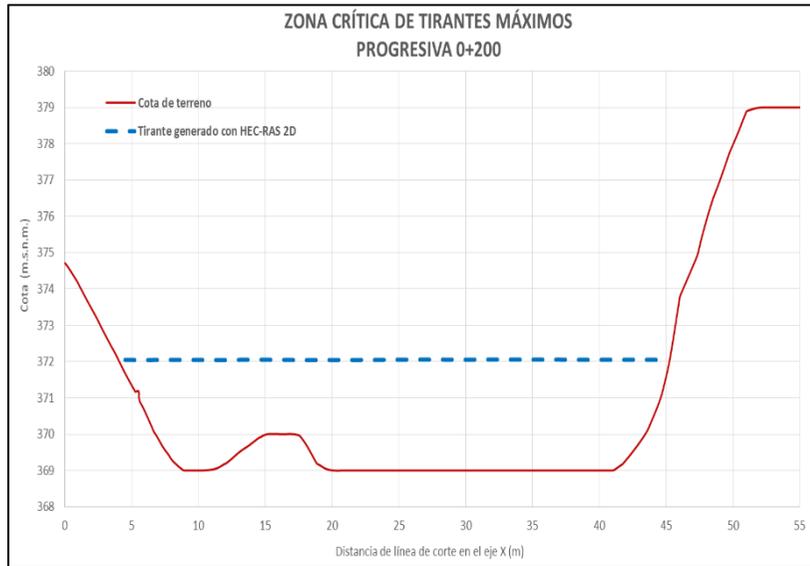
ANEXO 17. Mapa de comparación de áreas de inundación en secciones transversales.



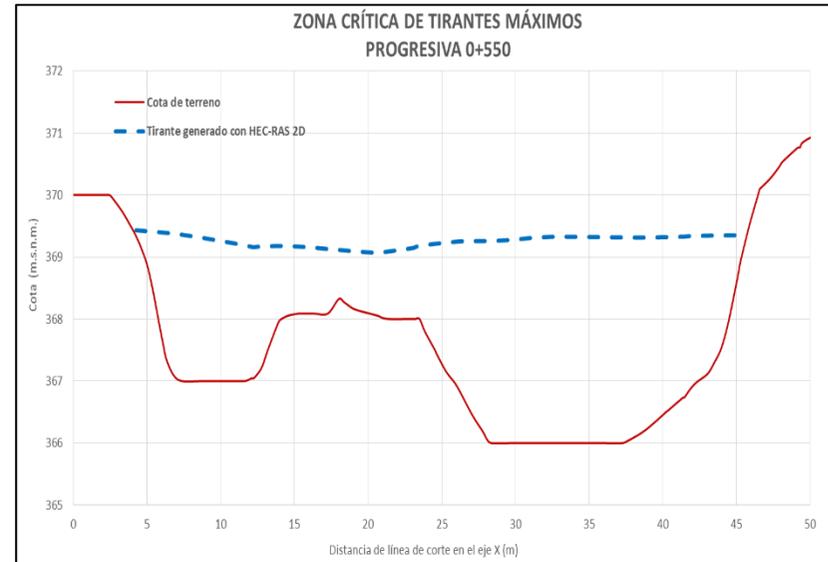
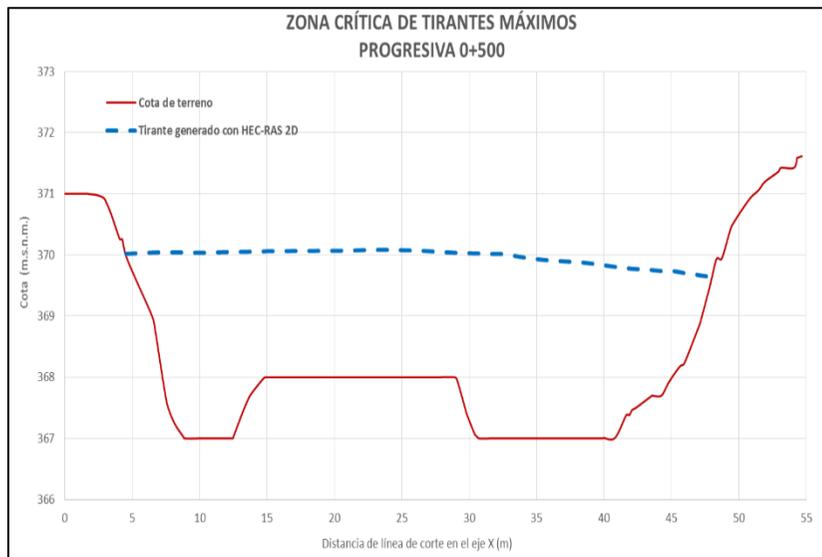
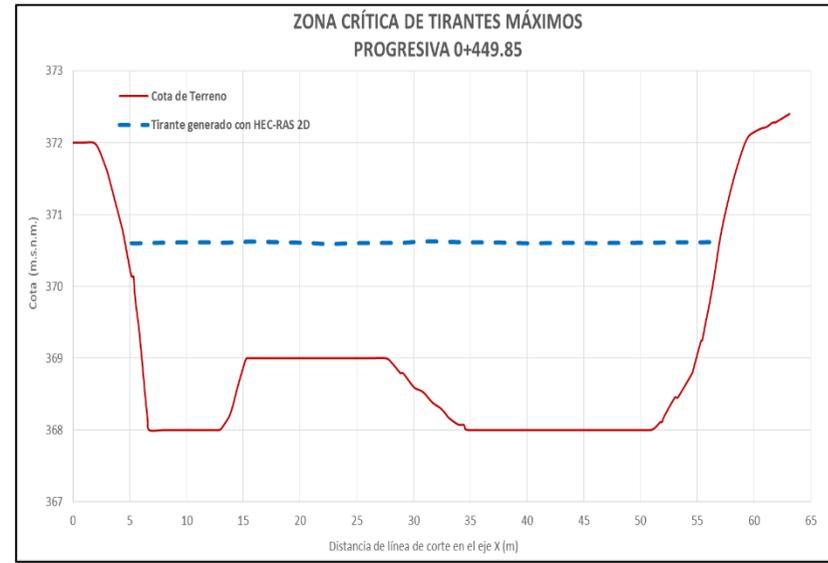
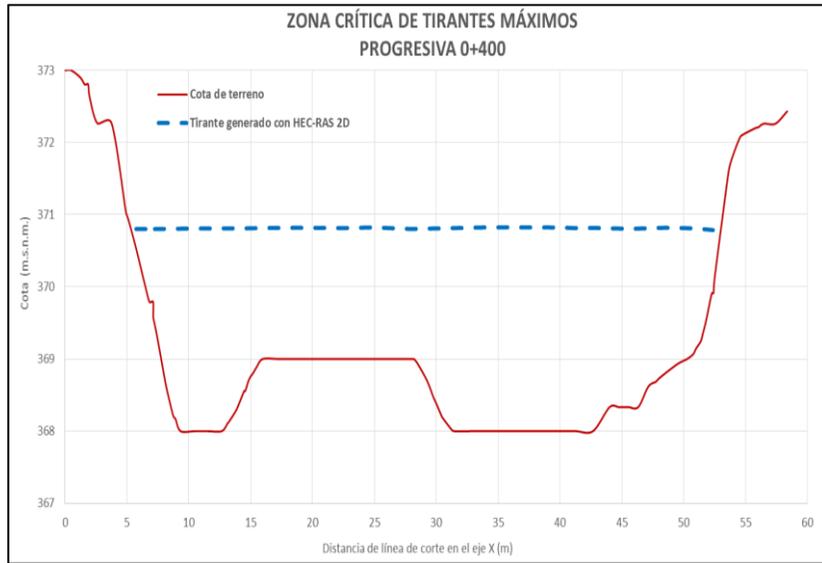
ANEXO 18. Secciones transversales generadas en HEC-RAS 2D.



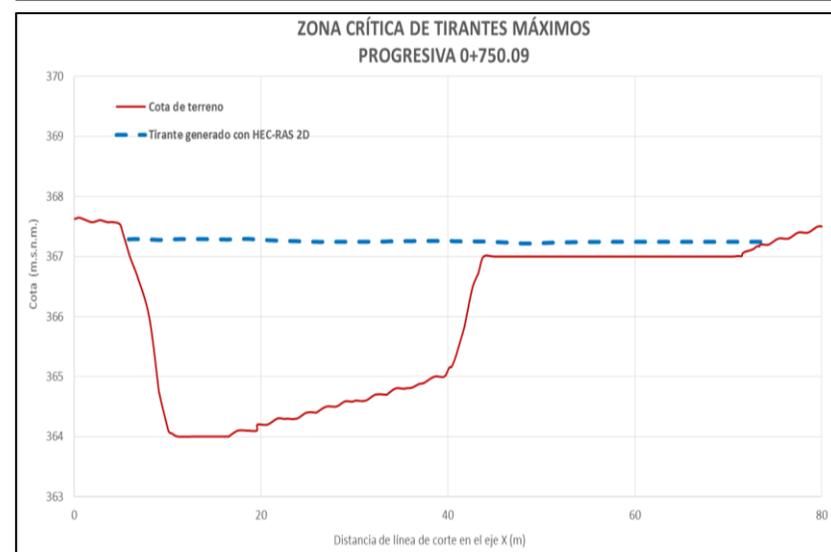
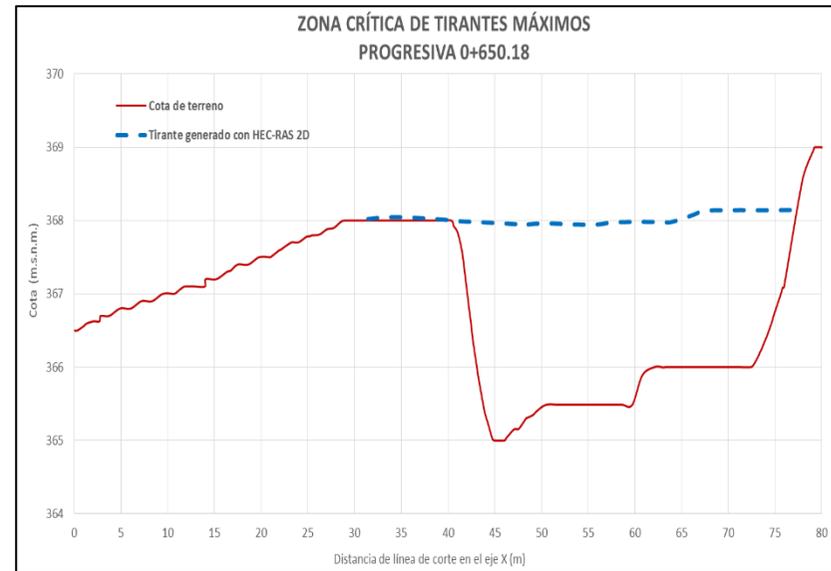
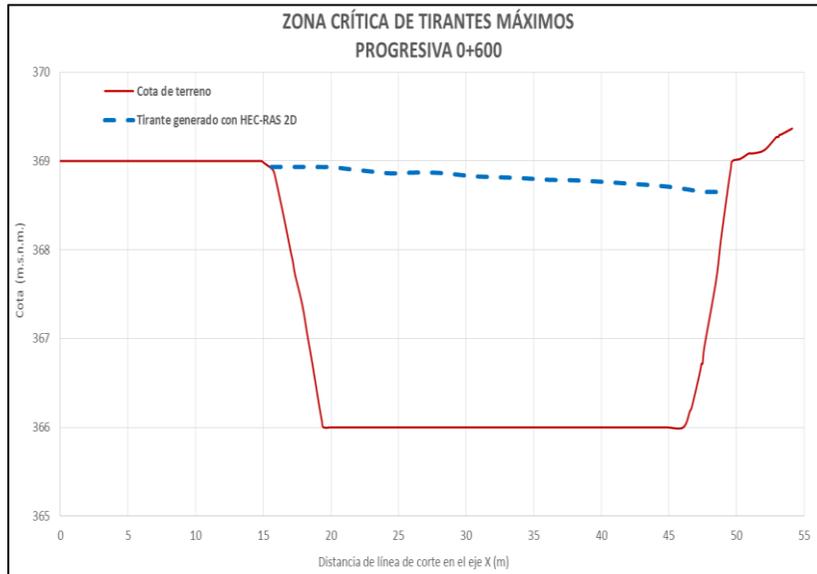
...continuación



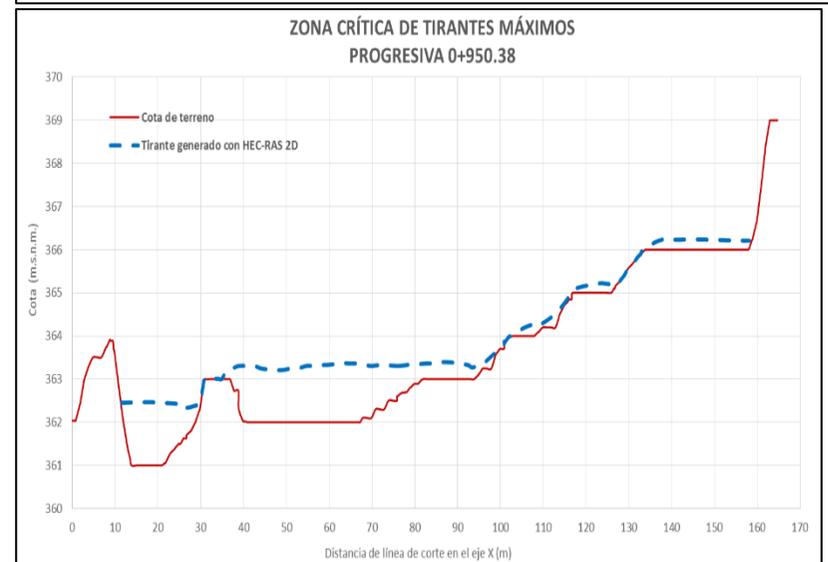
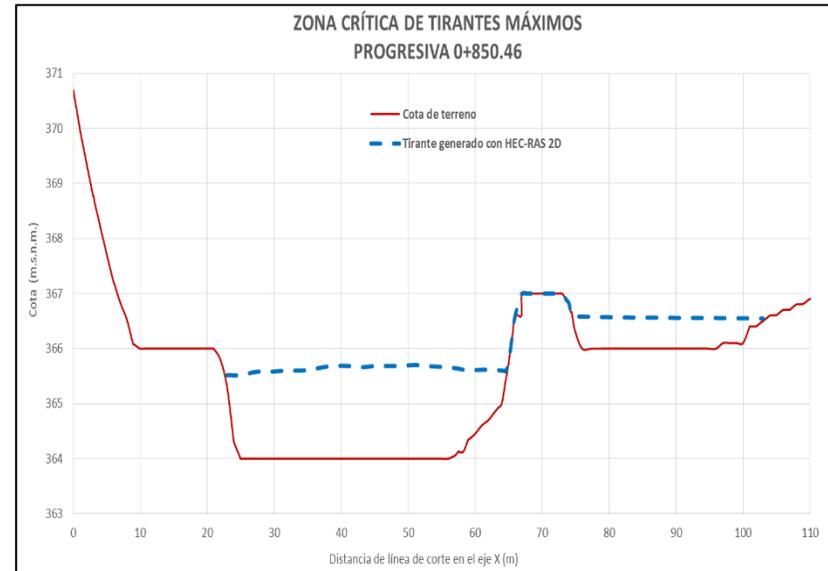
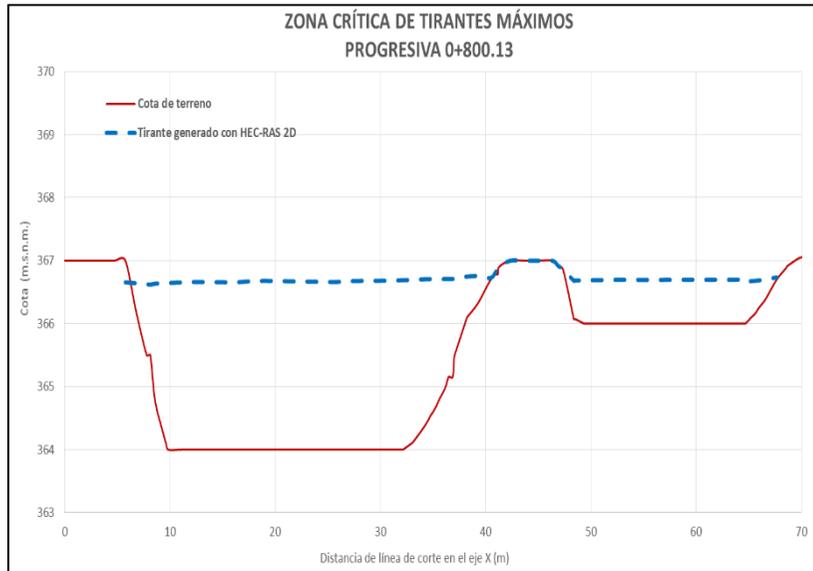
...continuación



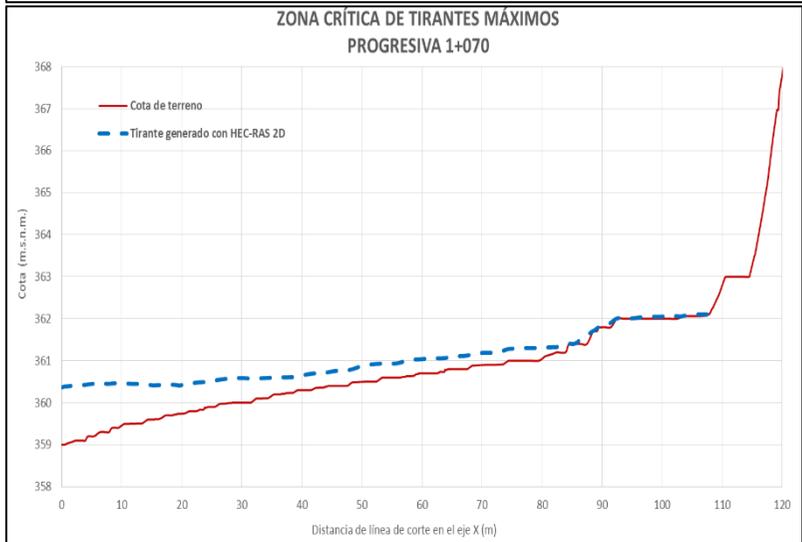
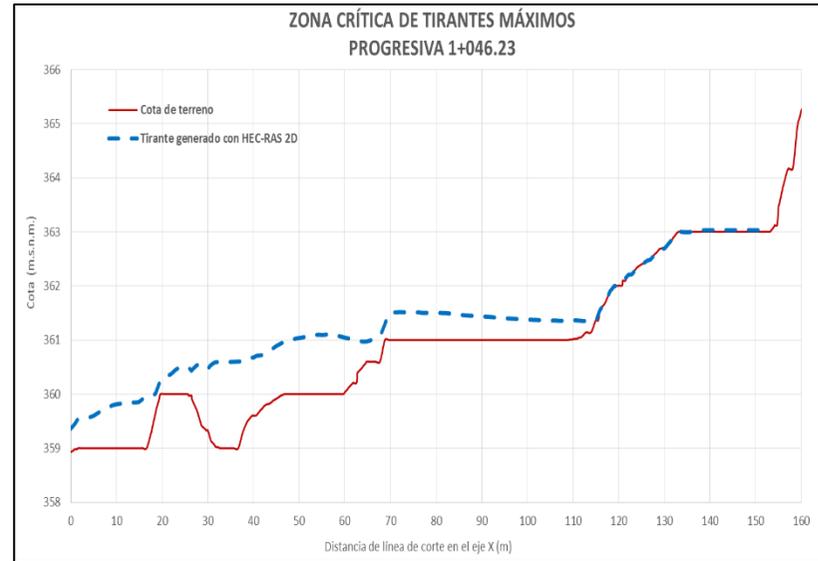
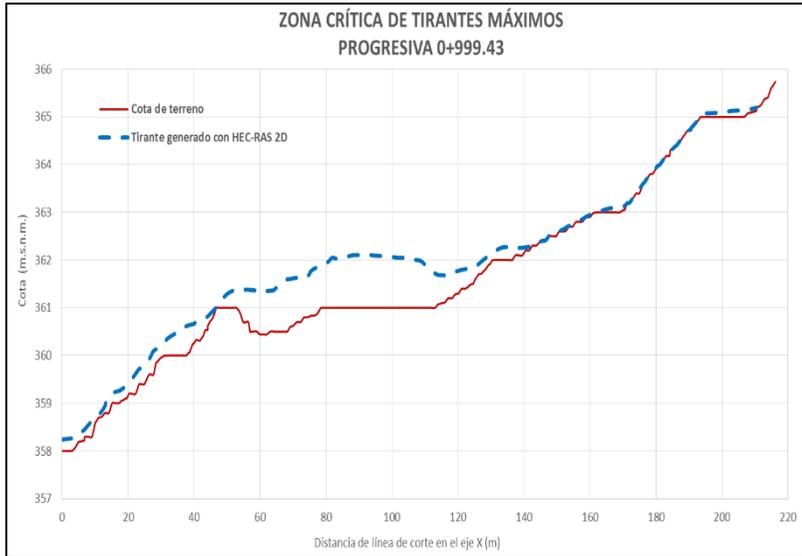
...continuación



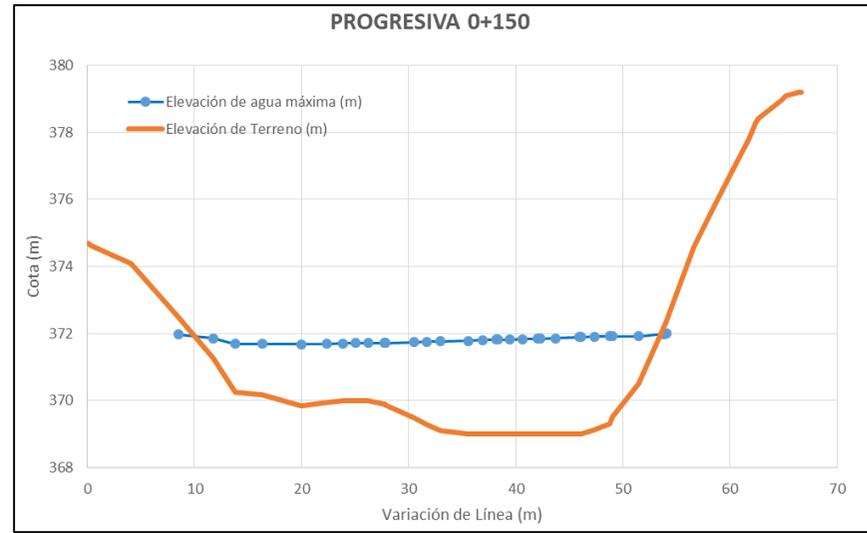
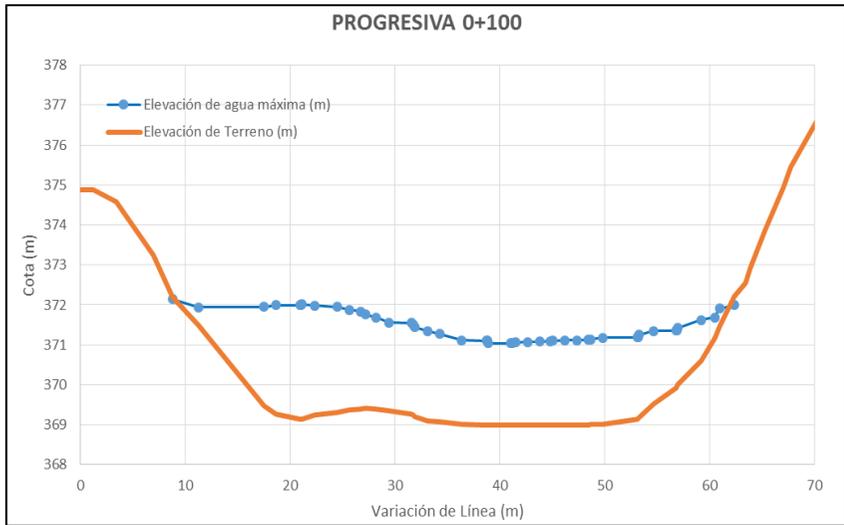
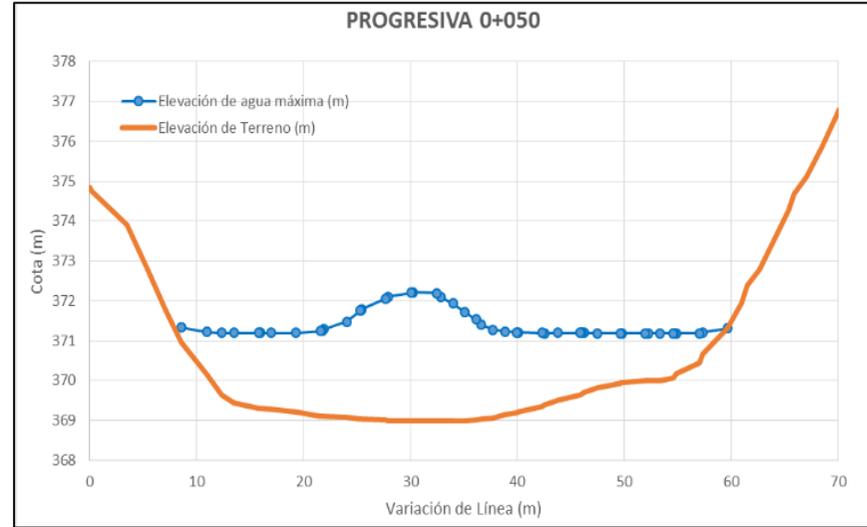
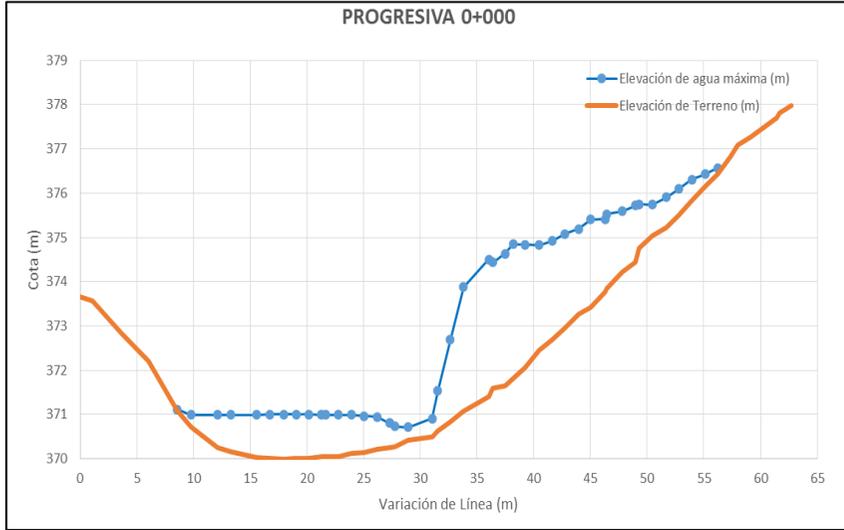
...continuación



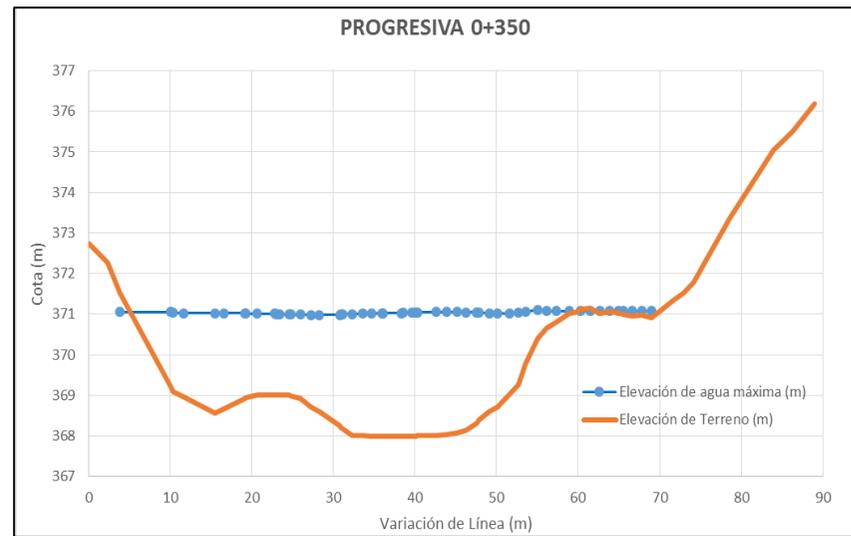
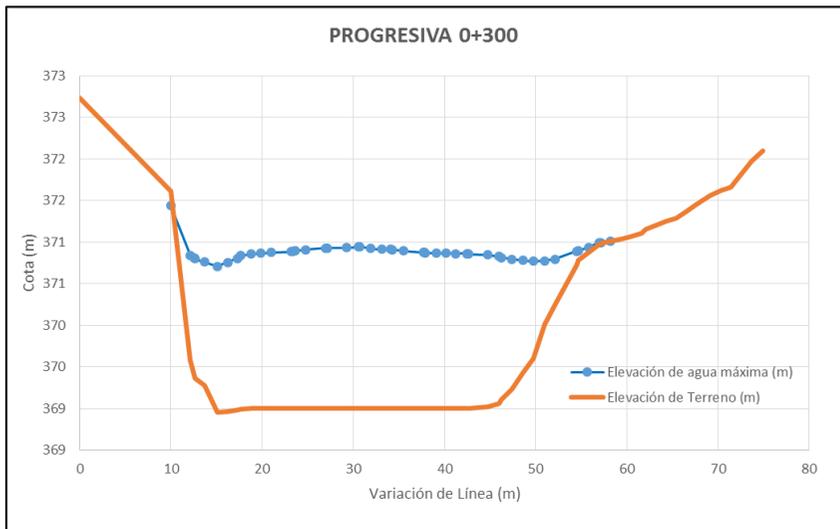
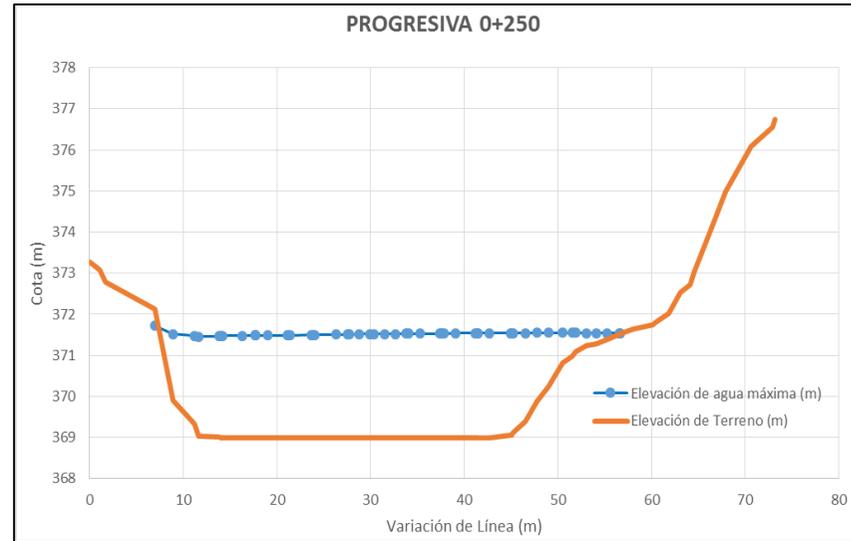
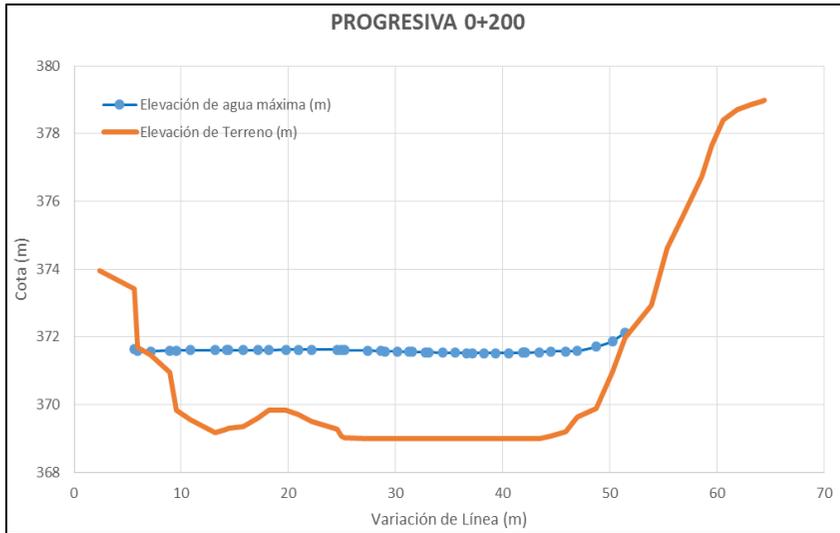
...continuación



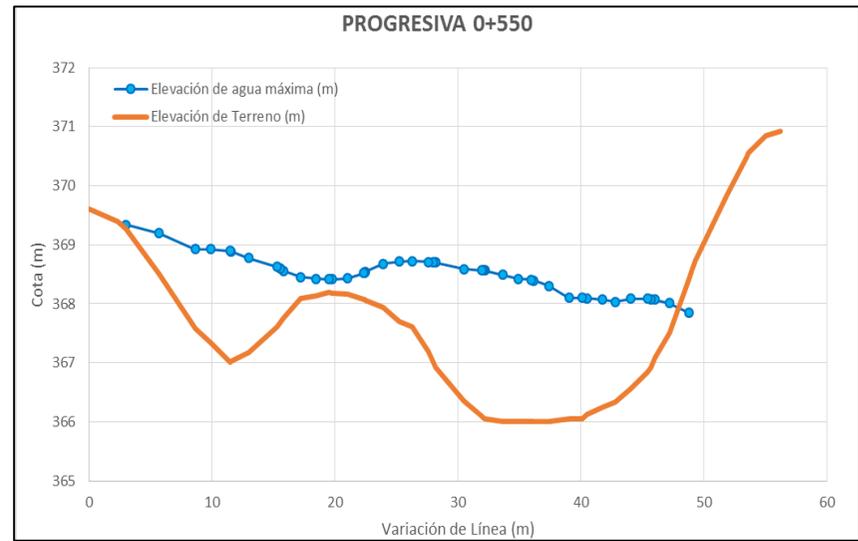
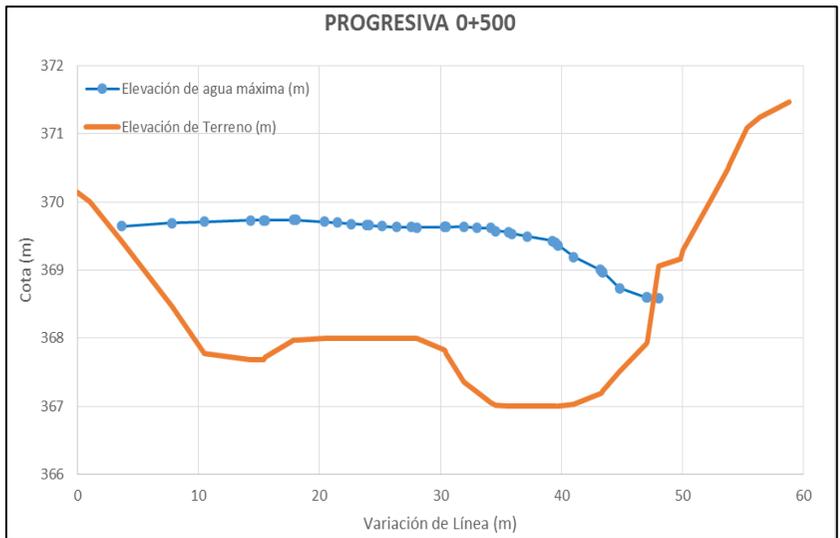
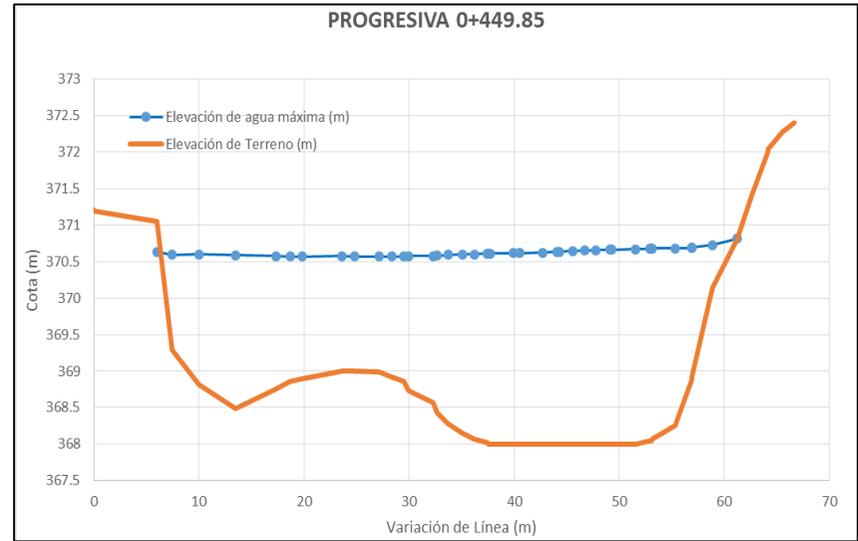
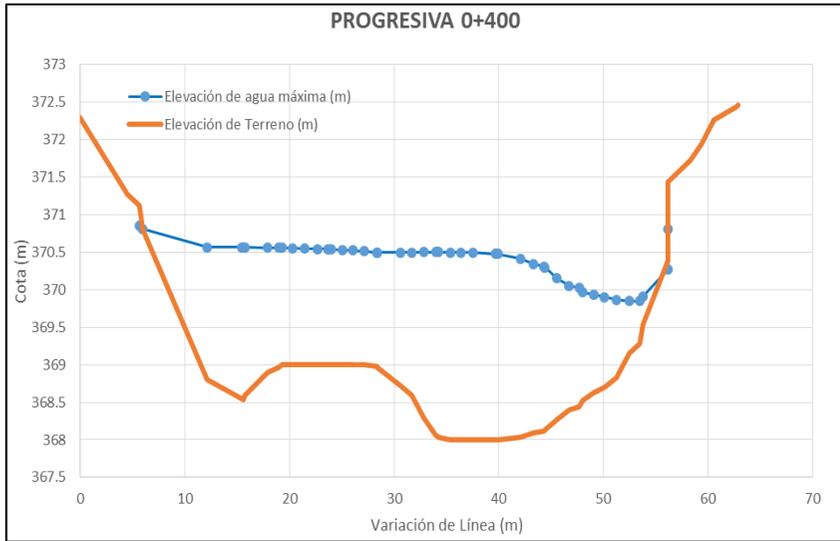
ANEXO 19. Secciones transversales generadas en IBER.



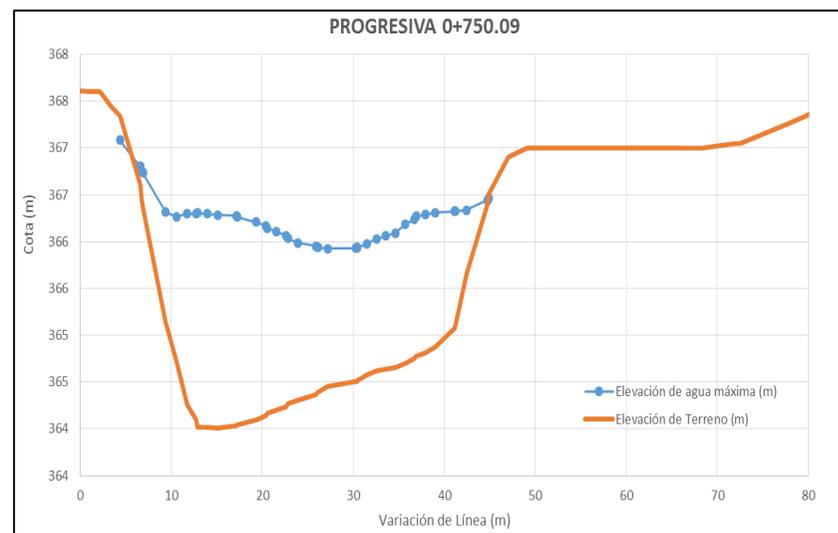
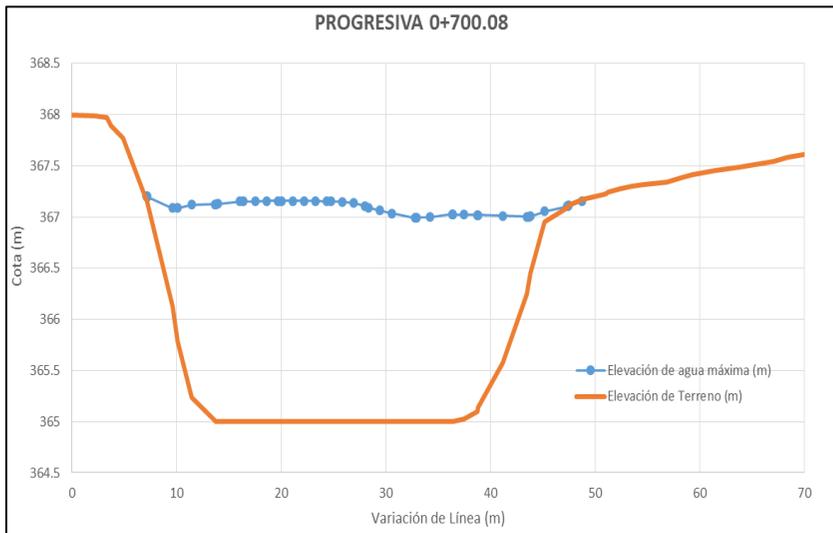
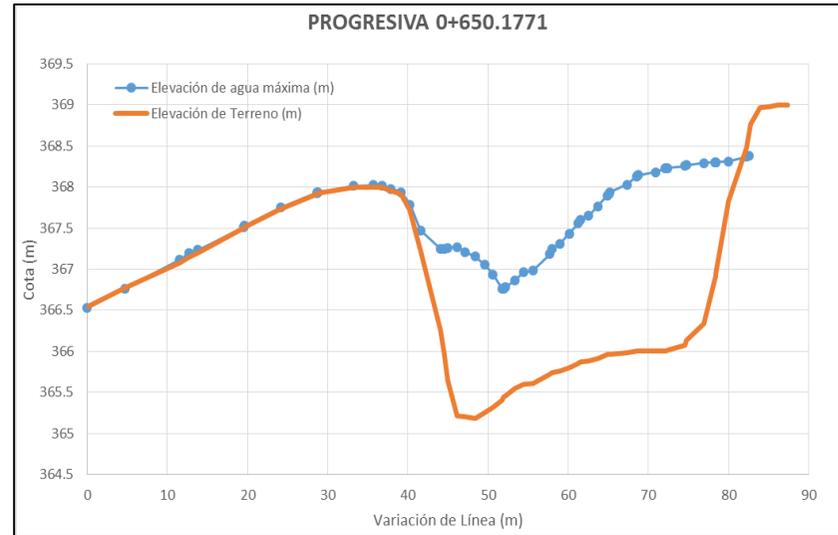
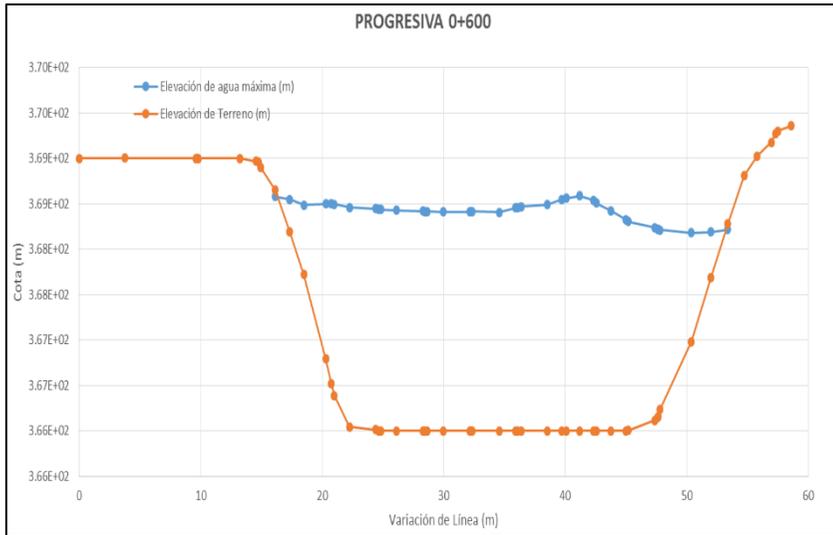
...continuación



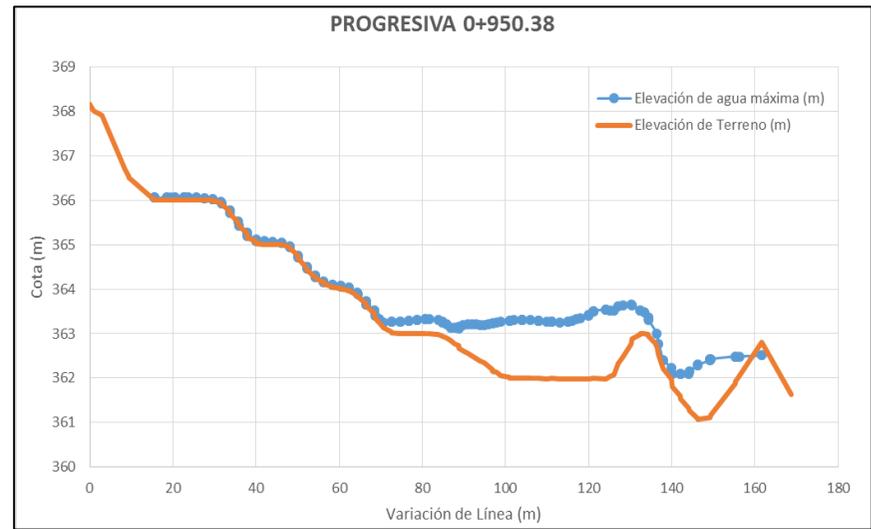
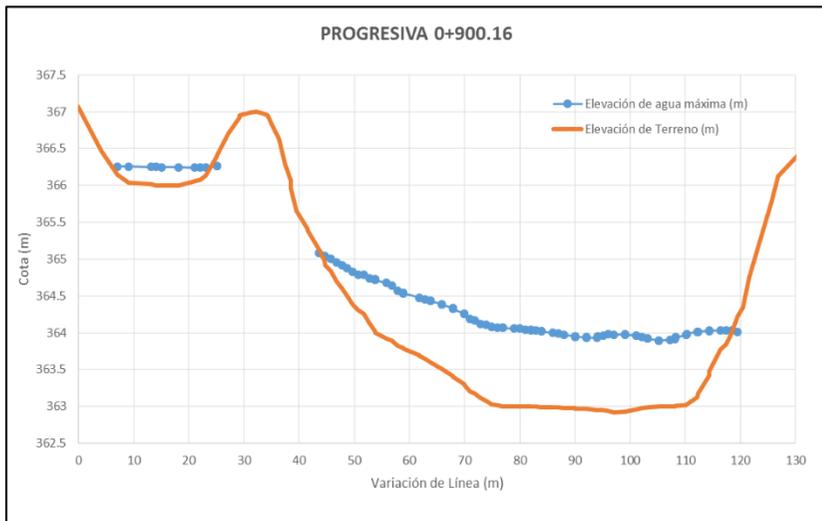
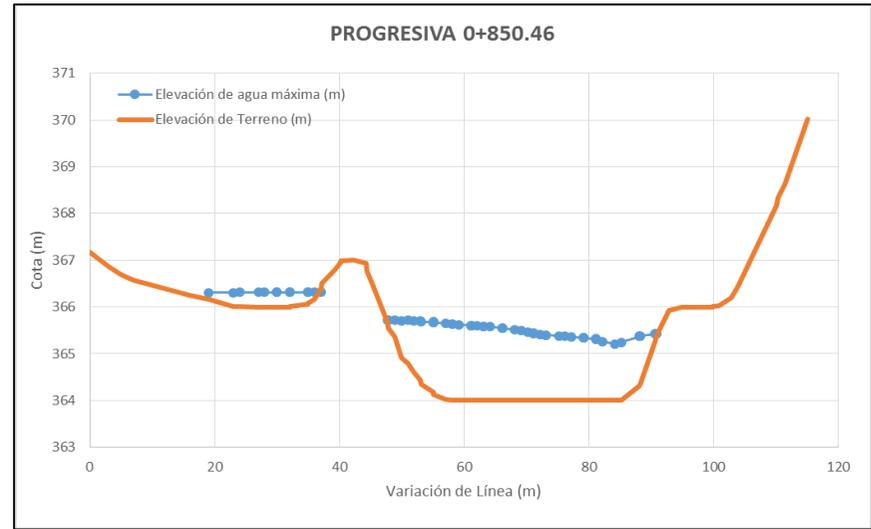
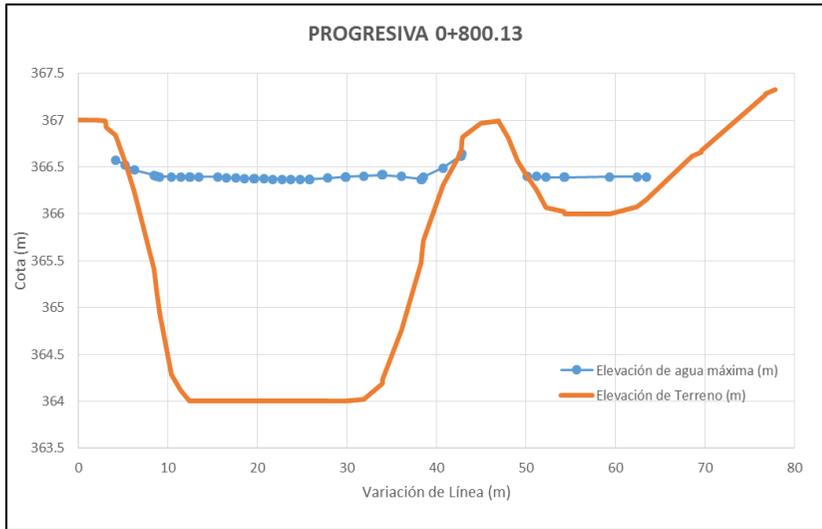
...continuación



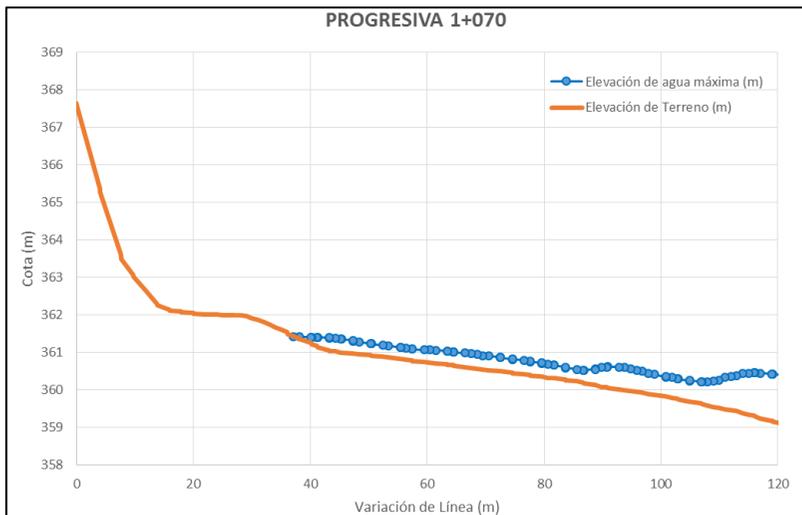
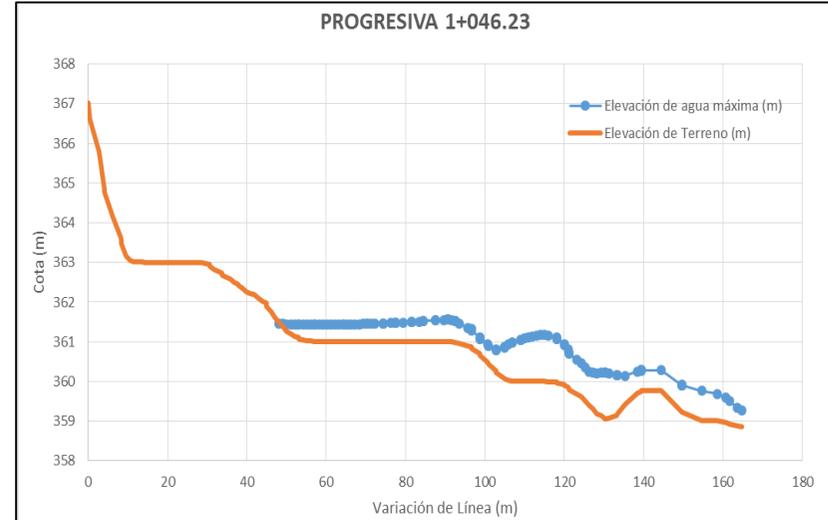
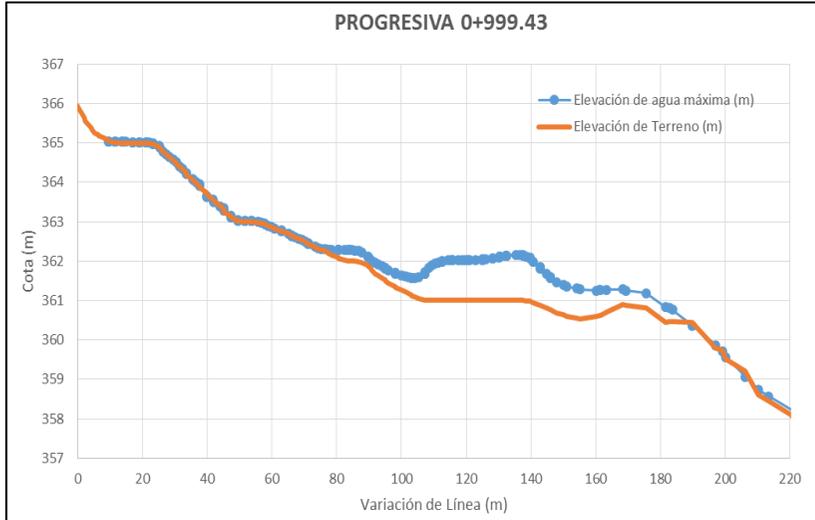
...continuación



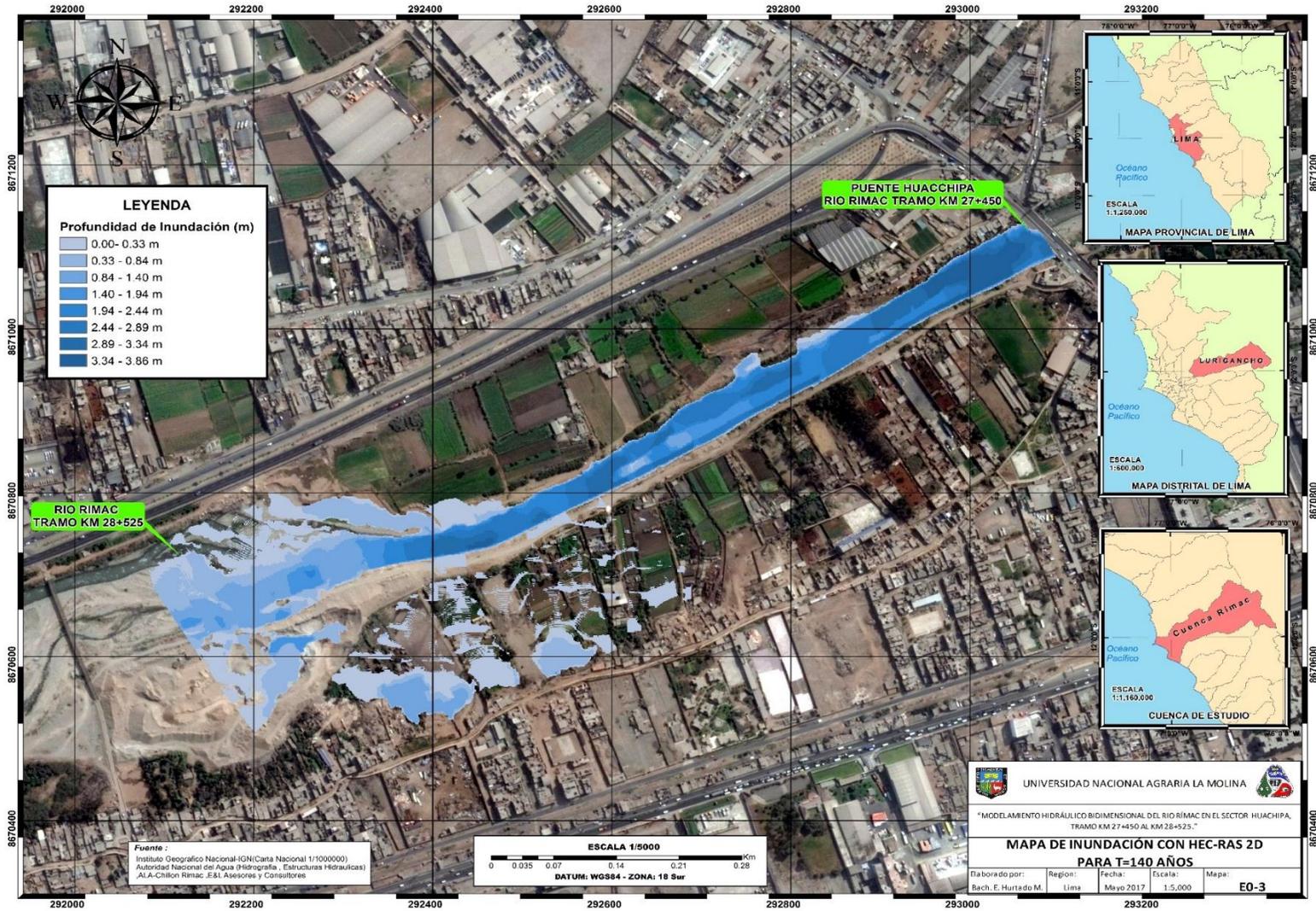
...continuación



...continuación

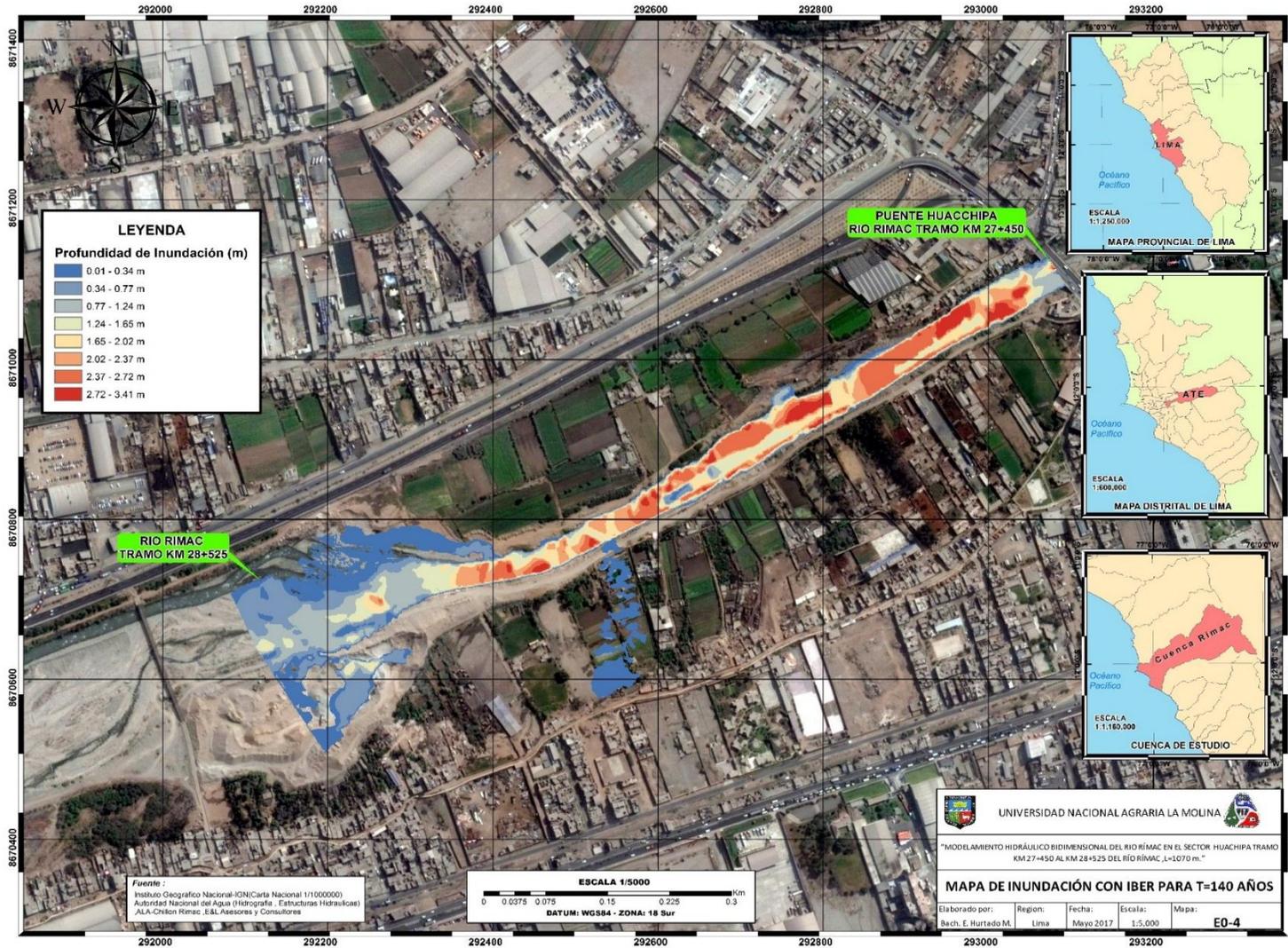


ANEXO 20. Mapa de áreas de inundación generadas en HEC-RAS 2D.



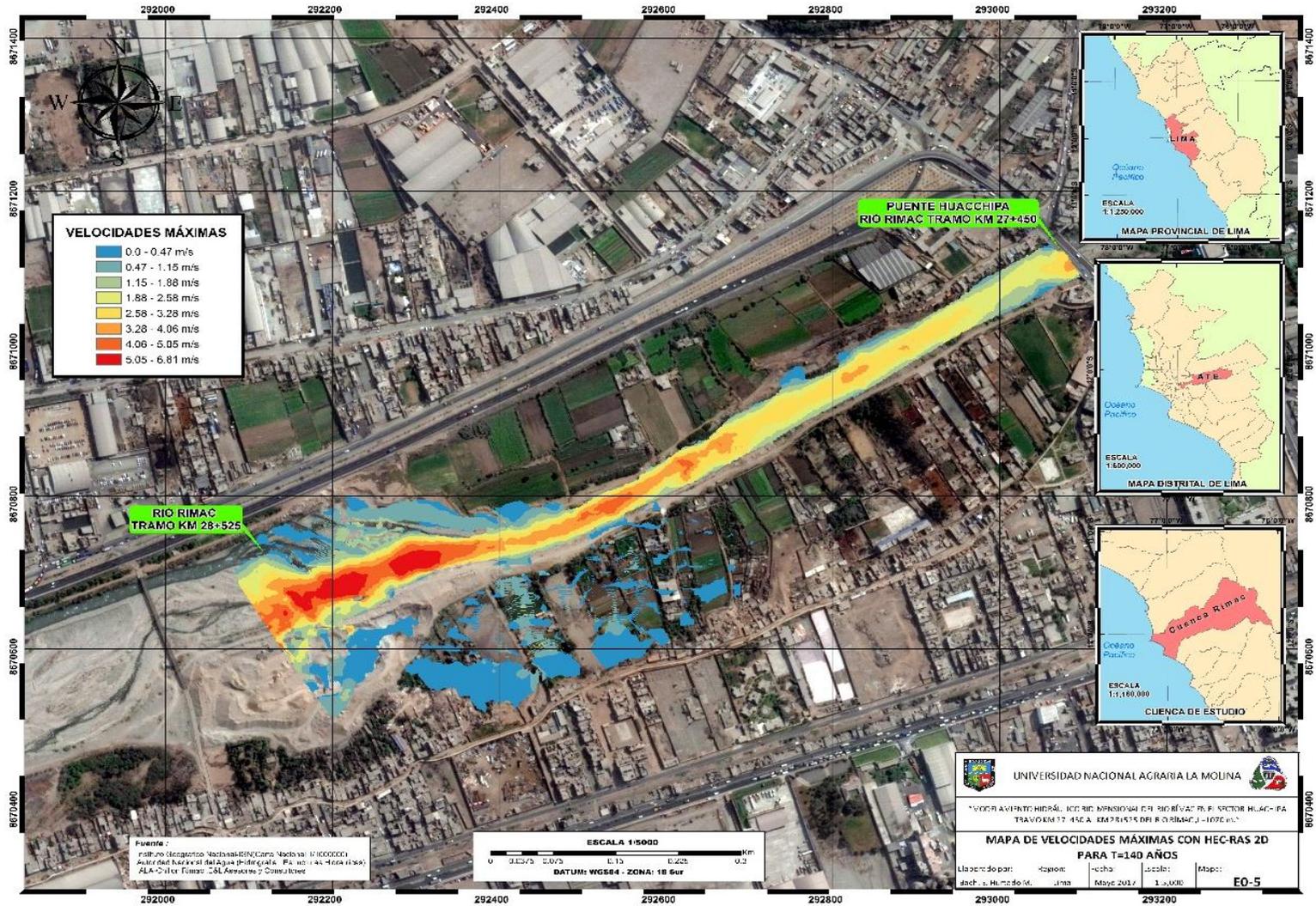
FUENTE: Elaboración propia.

ANEXO 21. Mapa de áreas de inundación generadas en IBER.



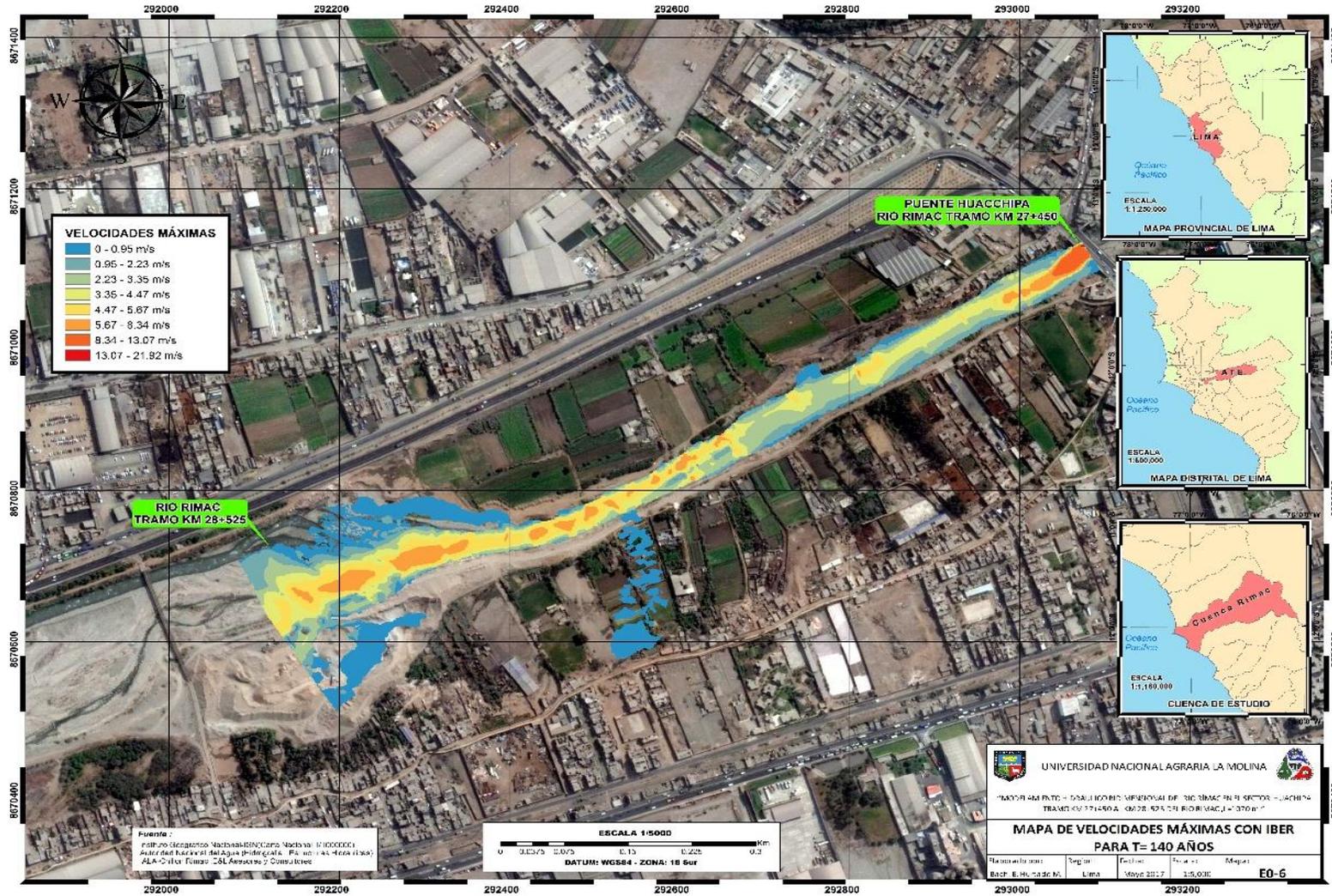
FUENTE: Elaboración propia.

ANEXO22. Mapa de velocidades máximas generadas en HEC-RAS 2D.



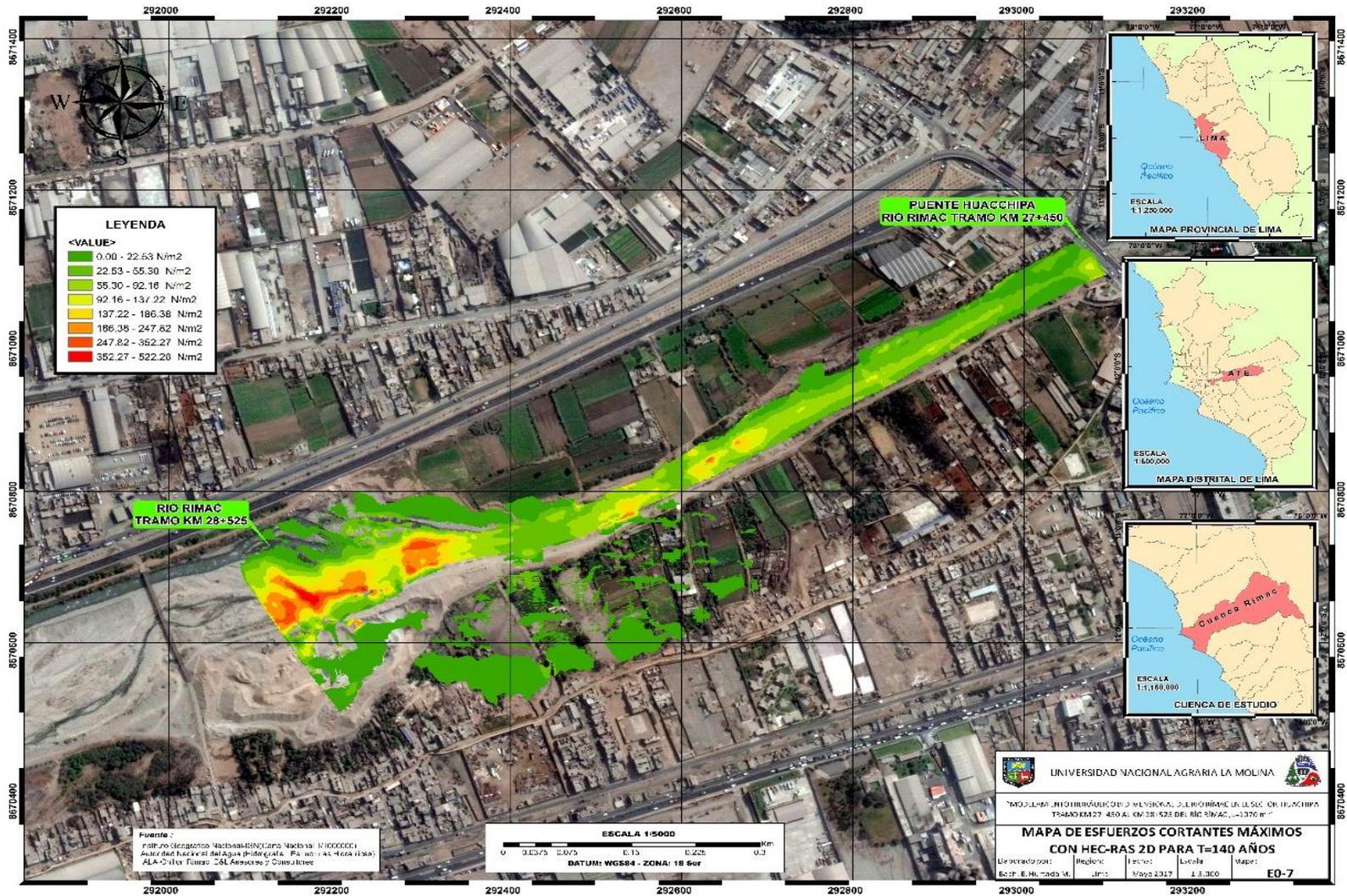
FUENTE: Elaboración propia.

ANEXO 23. Mapa de velocidades máximas generadas con IBER.

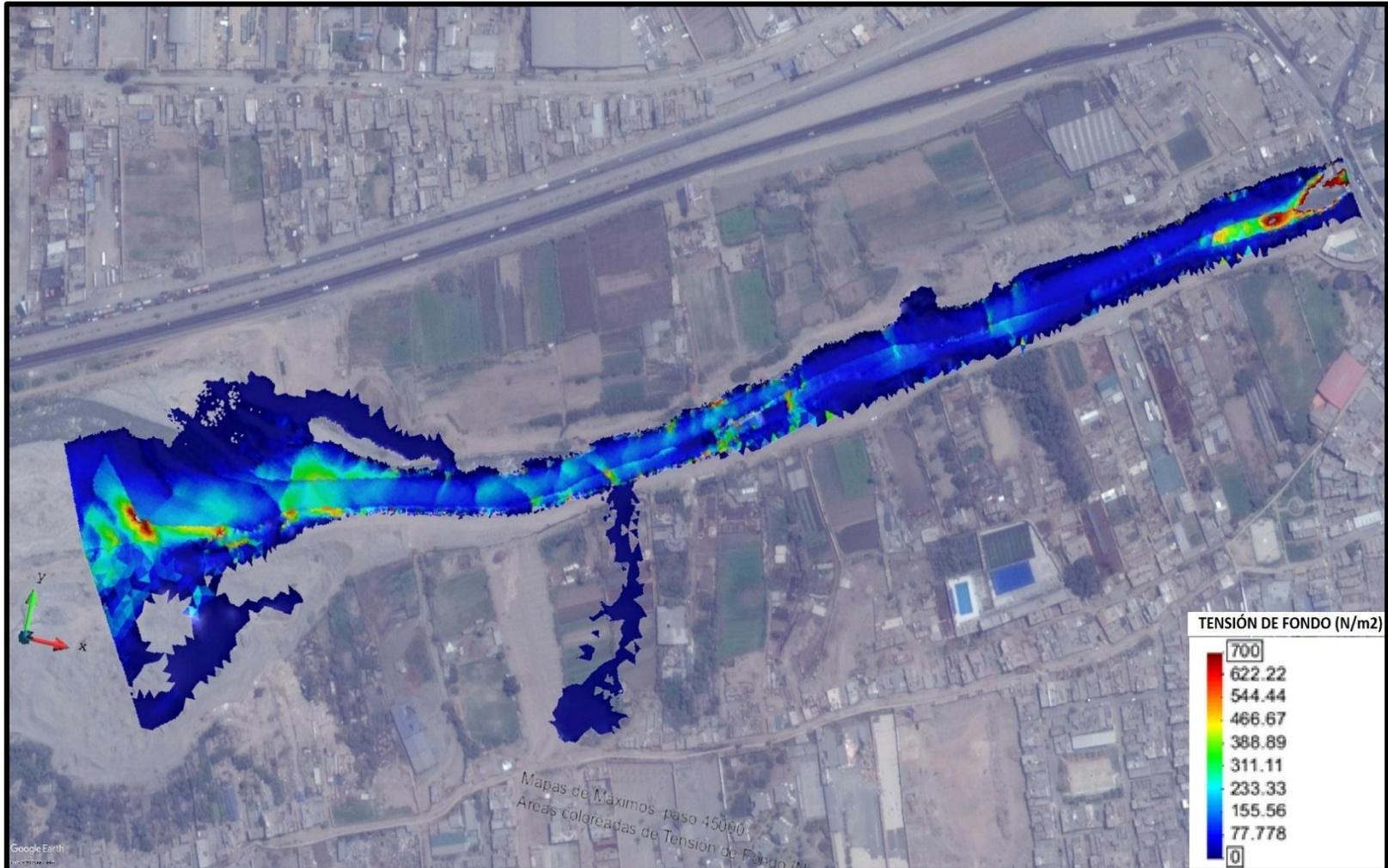


FUENTE: Elaboración propia.

ANEXO 24. Mapa de esfuerzos cortantes máximos generados en HEC-RAS 2D.

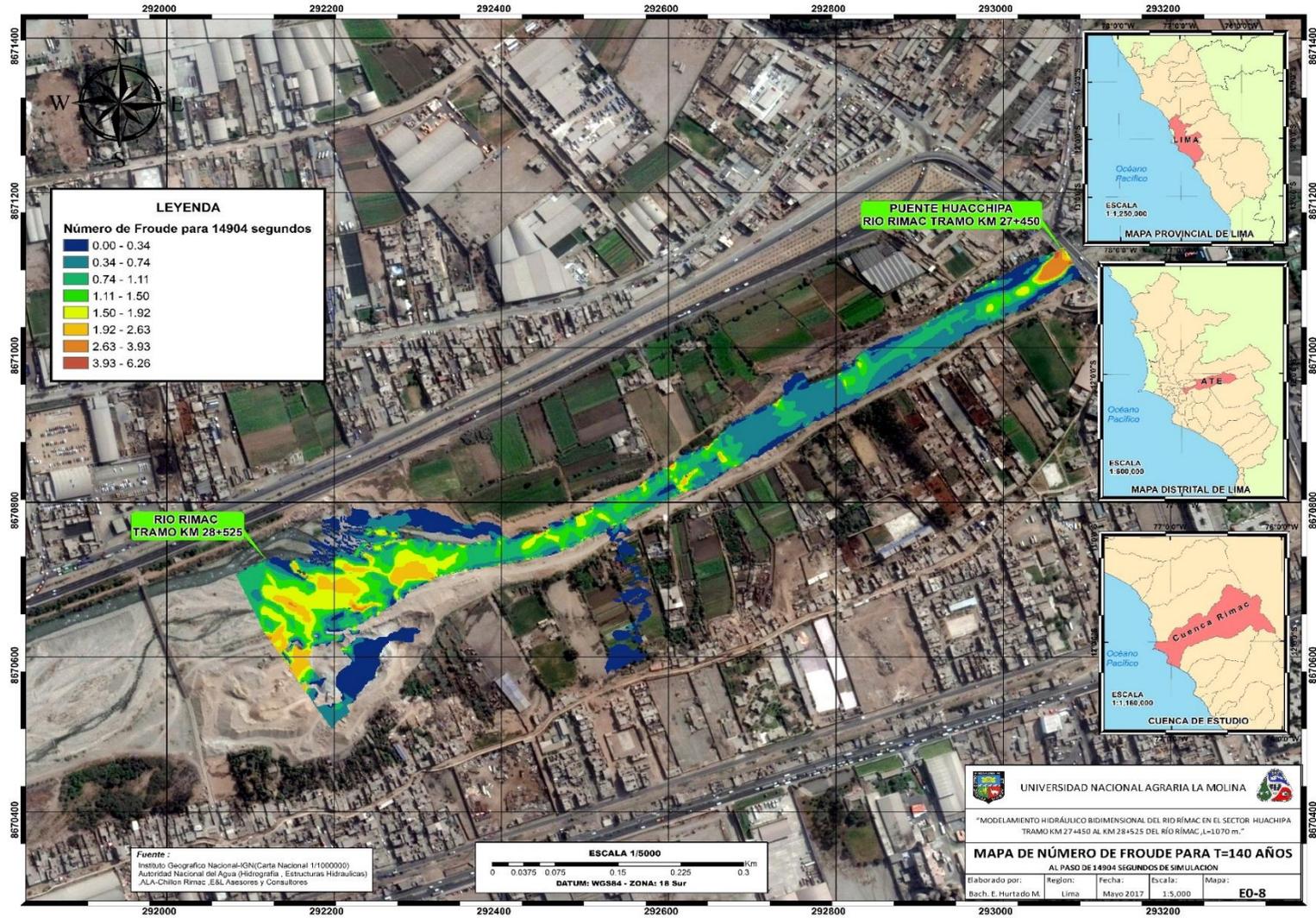


ANEXO 25. Mapa de esfuerzos cortantes generados en IBER.



FUENTE: Elaboración propia.

ANEXO 26. Mapa de número de Froude generado en IBER.



FUENTE: Elaboración propia.

ANEXO 27. Secciones críticas de desborde del río Rímac, en el sector Huachipa.

**ZONA CRÍTICA DE DESBORDE
PROGRESIVA 0+369.89**

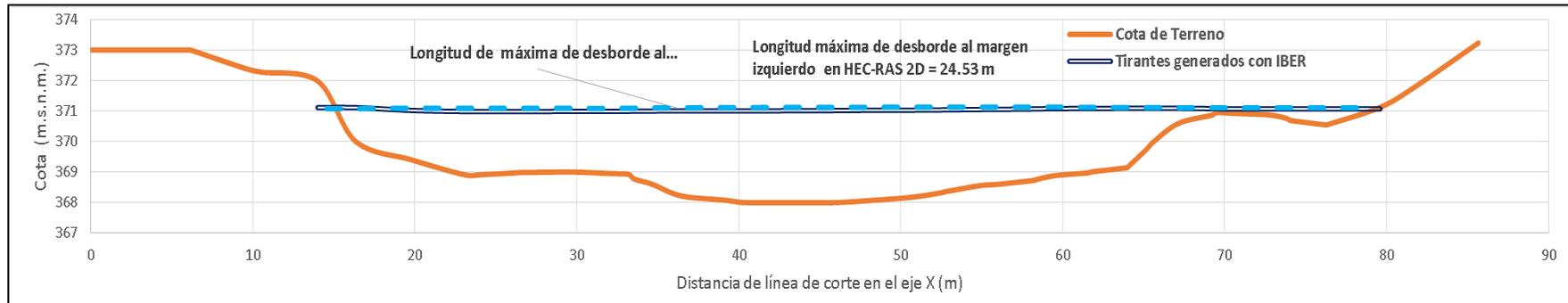


Figura 92. Sección crítica de desbordes hacia los márgenes del río Rímac, en el sector Huachipa- 0+369.89

FUENTE: Elaboración Propia.

...continuación

**ZONA CRÍTICA DE DESBORDE
PROGRESIVA 0+637.34**

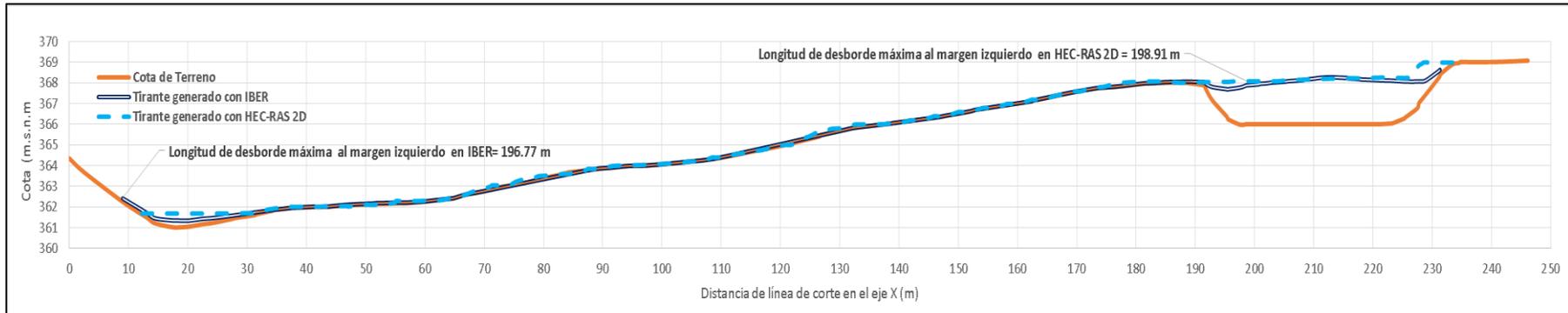


Figura 93. Sección crítica de desbordes hacia los márgenes del río Rímac, en el sector Huachipa- 0+637.34

FUENTE: Elaboración Propia.

...continuación

**ZONA CRÍTICA DE DESBORDE
PROGRESIVA 0+779.73**

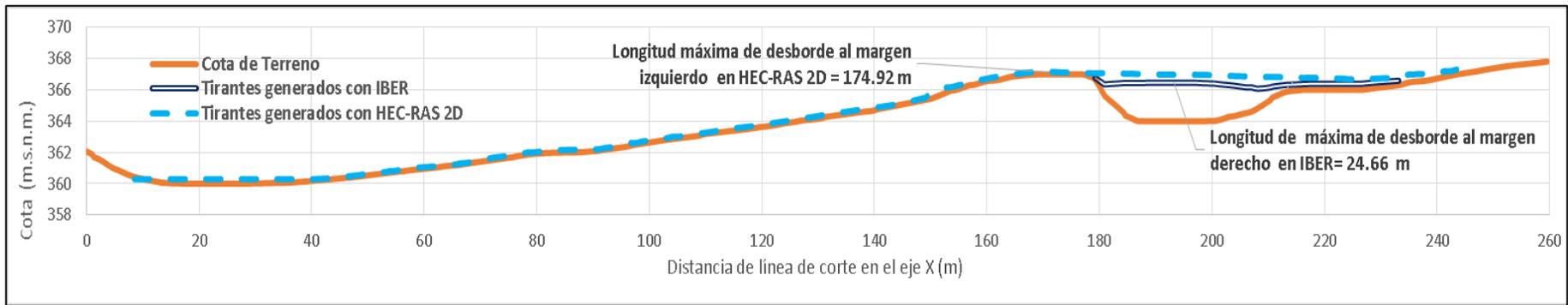


Figura 94. Sección crítica de desbordes hacia los márgenes del río Rímac, en el sector Huachipa- 0+779.73

FUENTE: Elaboración Propia.

...continuación

**ZONA CRÍTICA DE DESBORDE
PROGRESIVA 0+957.13**

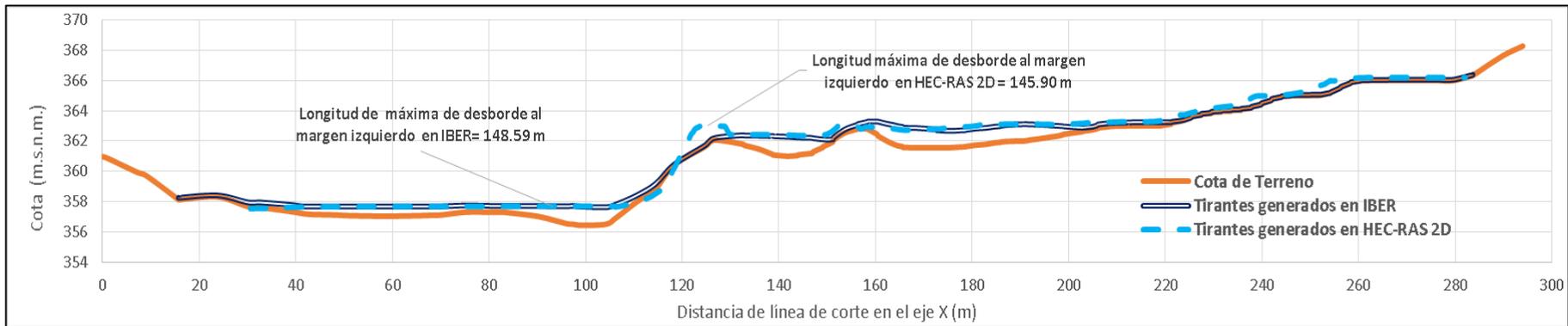


Figura 95. Sección crítica de desbordes hacia los márgenes del río Rímac, en el sector Huachipa- 0+957.13

FUENTE: Elaboración Propia.

...continuación

**ZONA CRÍTICA DE DESBORDE
PROGRESIVA 1+034.8**

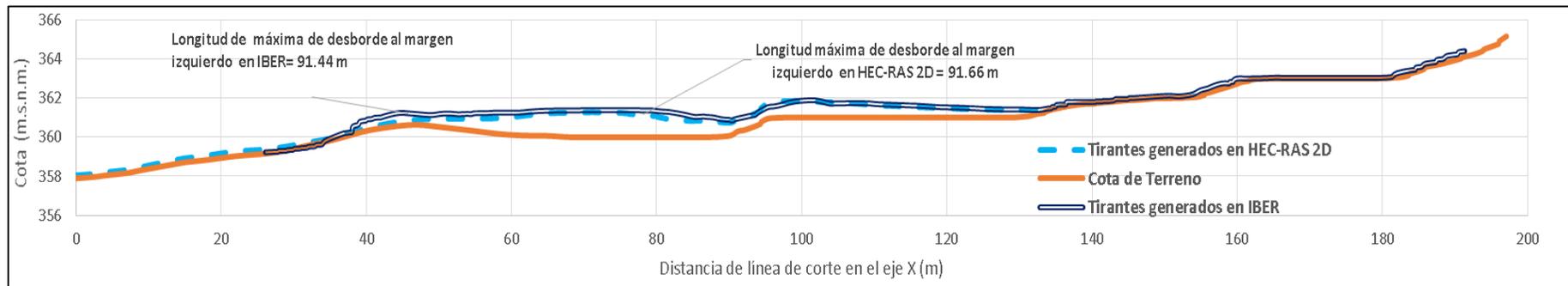


Figura 96. Sección crítica de desbordes hacia los márgenes del río Rímac, en el sector Huachipa- Progresiva 1+034.8

FUENTE: Elaboración Propia.

ANEXO 28. Fotografías en el tramo de estudio del río Rímac.

Foto 1. Vista del puente Huachipa ubicado en la Av. Las Torres (Progresiva 0+000), con 25 m de luz.



Foto 2. Vista de viviendas que se instalan sobre la margen derecha del cauce del río Rímac, a la altura de la progresiva 0+050.



Foto 3. Vista del cauce desde la margen derecha (Progresiva 0+250), se observa que el cauce se encuentra conformado, pero debe tener un mantenimiento previo en épocas de avenida para garantizar que no existan desbordes y que el caudal de avenida no socave los márgenes del río.



Foto 4. Vista del dique existente sobre de la margen izquierda del cauce del río (a la altura de la progresiva 0+300), el ancho promedio de la corona en éste tramo es de 25 m.



Foto 5. Vista del cauce hacia aguas arriba (Progresiva 0+350), se observa que el cauce se encuentra sin mayor presencia de acumulación de sedimentos, pero en el margen izquierdo tiene presencia de vegetación, la cual consolida la estabilidad del dique.



Foto 6. Hacia aguas abajo (Progresiva 0+500), se evidencia que el cauce se encuentra con un trazo definido, la presencia de material de arrastre ha sido restringido hacia las márgenes del río dejando una sección de conducción libre de obstáculos.



Foto 7. Vista del cauce del río desde el margen izquierdo (Progresiva 0+550), sobre el eje, se nota la calidad del material de arrastre en ésta zona, la cual está constituida prioritariamente por bolonería de diámetro mayor a 0.30m.



Foto 8. Vista del dique existente sobre de la margen derecha del cauce del río (Progresiva 0+550), se nota que éste se encuentra consolidado y el ancho promedio del dique en este tramo es de 15m. Además de la ubicación de hitos de faja marginal colocados el año 2015.



Foto 9. Vista del camino de trocha de tierra en el margen izquierdo del río Rímac, así como viviendas y terrenos de cultivo de la asociación de pequeños agricultores “HUASCAR” (a la altura de la progresiva 0+600).



Foto 10. Vista de la progresiva 0+640, en esta zona se evidencia la fuerte pendiente y las condiciones del cauce, el cual se encuentra con el eje del mismo sin mayores acumulaciones de material de arrastre.



Foto 11. Vista de la progresiva 0+900.16, en esta zona se empieza a ensanchar el cauce, con presencia de vegetación en medio del tramo del río.



Foto 12. Fin del tramo en la progresiva 1+070, visto desde el puente peatonal que cruza el río Rímac a la altura del kilómetro 8.5 de la Carretera Central, en Huachipa, Ate.

