

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**MODELACIÓN NUMÉRICA BIDIMENSIONAL DEL FLUJO  
GENERADO POR ROTURA DE LA PRESA MULACORRAL  
MEDIANTE HEC RAS 5.0**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DE TÍTULO DE INGENIERO CIVIL  
MENCIÓN HIDRÁULICA**

**ANDRÉS MANUEL ACERO QUILUMBAQUIN**

**andresacero1@hotmail.com**

**DIRECTOR: MSC. ING. JORGE AUGUSTO TOAPAXI ÁLVAREZ**

**jorge.toapaxi@epn.edu.ec**

**QUITO, AGOSTO 2019**

## **DECLARACIÓN**

Yo, Acero Quilumbaquin Andrés Manuel, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la Normatividad Institucional vigente.

---

**Acero Quilumbaquin Andrés Manuel**

## **CERTIFICACIÓN**

Como director del trabajo de titulación Modelación Numérica Bidimensional del flujo generado por rotura de la Presa Mulacorrall mediante HEC RAS 5.0., desarrollado por Acero Quilumbaquin Andrés Manuel, estudiante de la carrera de Ingeniería Civil, habiendo supervisado la realización de este trabajo y realizado las correcciones correspondientes, doy por aprobada la redacción final del documento escrito para que prosiga con los trámites correspondientes a la sustentación de la Defensa Oral.

---

**Jorge Augusto Toapaxi Álvarez**

**DIRECTOR DEL PROYECTO**

## **DEDICATORIA**

A todas aquellos que comparten su conocimiento y experiencia de forma libre, por su aporte a este trabajo.

A todos aquellos que hagan uso de este documento, sepan que se realizó con el objeto de colaborar y alentar a sus proyectos.

## AGRADECIMIENTO

A mi padre y madre por haberme brindado la oportunidad de culminar mis estudios universitarios, por enseñarme que el trabajo duro y constante es la mejor carta de presentación en la vida laboral y personal.

Al Ing. Jorge Toapaxi por la paciencia, comprensión y disposición activa en el desarrollo de este proyecto, por depositar confianza en mi persona, durante un momento en el que otro hubiese desistido.

Al Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua, en especial al Ing. Darío Llamuca e Ing. Byron Lasluisa por ser ejemplo de servidores públicos, trabajo arduo, constante y transparente.

Al Gobierno Autónomo Descentralizado de la Provincia de Pichincha, en especial al Ing. Oscar P., Tnglo. Rolando Ll., y al equipo de Desarrollo Comunitario por permitirme ser parte del preparado trabajo para el desarrollo de la provincia.

A mis amigos Carlos R., Carlos V., Jasson M., Luis M., Luis H., Paul Ch., por todas las anécdotas compartidas.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN.....	I
CERTIFICACIÓN.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XI
ÍNDICE DE TABLAS.....	XX
ÍNDICE DE ANEXOS.....	XXIII
RESUMEN.....	XXIV
ABSTRACT.....	XXV
CAPÍTULO I.....	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ASPECTOS GENERALES.....	1
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	2
1.3 ALCANCE.....	3
1.4 OBJETIVOS.....	4
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	4
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
CAPÍTULO II.....	5
MARCO TEÓRICO.....	5

2.1 PRESAS.....	5
2.1.1 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS.....	6
2.1.1.1 CLASIFICACIÓN DE PRESAS EN FUNCIÓN DEL RIESGO POTENCIAL.....	7
2.1.1.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN SUS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS.....	12
2.1.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS.....	20
2.1.3 BASES PARA EL DISEÑO DE LA PRESA MULACORRAL.....	26
2.1.4 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA PRESA MULACORRAL.....	28
2.1.4.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA CUENCA DEL PROYECTO.....	28
2.1.4.2 CLIMA DEL PROYECTO.....	28
2.1.4.3 PROYECTO DE LA PRESA MULACORRAL.....	28
2.1.4.4 DISEÑO DE LA PRESA MULACORRAL.....	29
2.1.4.5 ZONIFICACIÓN INTERNA DE LA PRESA MULACORRAL.....	29
2.1.4.6 EMBALSE.....	30
2.1.4.7 OBRAS COMPLEMENTARIAS.....	30
2.1.5 CAUSAS INVOLUCRADAS EN LA ROTURA DE UNA PRESA DE MATERIALES SUELTOS.....	34
2.1.6 PARÁMETROS DE ESTIMACIÓN DE UNA BRECHA.....	36
2.1.6.1 FORMA DE LA BRECHA.....	38
2.1.6.2 INCLINACIÓN O ÁNGULOS DE TALUDES.....	39

2.1.6.3 TIEMPO DE FORMACIÓN DELA BRECHA.....	39
2.1.6.4 CUADRO ECUACIONES DE ESTIMACIÓN DE FORMACIÓN DE UNA BRECHA.....	40
2.1.6.5 CUADRO DE ECUACIONES DE ESTIMACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO.....	46
2.2 ESTADO DEL ARTE.....	49
CAPITULO III.....	53
METODOLOGÍA.....	53
3.1 INTRODUCCIÓN AL PROGRAMA HEC RAS 5.0.....	55
3.1.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO NUMÉRICO UTILIZADO POR HEC RAS 5.0 PARA LA RESOLUCIÓN DE LAS ECUACIONES DE SAINT VENANT Y ONDA DIFUSA.....	57
3.1.1.1 ECUACIONES DE SAINT VENANT.....	57
3.1.1.2 TEOREMA DE TRANSPORTE DE REYNOLDS.....	58
3.1.1.3 ECUACIÓN DE CONTINUIDAD O CONSERVACION DE MASA.....	60
3.1.1.4 ECUACIÓN DE LA CONSERVACIÓN DE CANTIDAD DE MOMENTO.....	63
3.1.1.5 MÉTODOS DE RESOLUCIÓN DE LAS ECUACIONES DE SAINT VENANT.....	67
3.1.1.6 ONDA DIFUSA Y ONDA DINÁMICA.....	68
3.1.1.7 ESTRUCTURA DE LA MALLA EN HEC RAS.....	70
3.1.1.8 ESQUEMAS NUMÉRICOS.....	71

3.1.1.9 CONDICIÓN DE COURANT-FRIEDRICHS-LEVY (CFL).....	74
3.1.2 BASES DE LA SOLUCIÓN NUMÉRICA DEL MODELO HEC RAS 5.0 DE FLUJO PARA ROTURAS DE PRESAS.....	75
3.2 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA.....	79
3.2.1 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA.....	80
3.2.1.1 DELIMITACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	81
3.2.1.2 CREACIÓN DEL TIN.....	81
3.2.1.3 CREACIÓN DE LA CAPA RASTER.....	82
3.2.1.4 CORRECCIONES DEL RASTER.....	83
3.2.2 MALLA DE CÁLCULO EN HEC RAS.....	87
3.2.2.1 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.....	90
3.3 CONDICIONES DE CONTORNO Y DATOS DE FLUJO.....	95
3.3.1 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DEL TERRENO.....	95
3.3.1.1 MACRORUGOSIDAD.....	100
3.3.1.2 RUGOSIDAD AL PIE DE LA REPRESA.....	103
3.3.2 CONDICIONES DE CONTORNO.....	104
3.3.2.1 CONDICIÓN INICIAL AGUAS ARRIBA.....	104
3.3.2.2 CONDICIÓN INICIAL AGUAS ABAJO.....	106
3.3.2.3 PENDIENTE DEL CAUCE.....	107
3.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ROTURA.....	112
3.4.1 ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DE ROTURA.....	112
3.4.1.1 DATOS DE LA BRECHA PARA CONEXIÓN DE ÁREA DE	

ALMACENAMIENTO.....	113
3.4.1.2 ECUACIONES A UTILIZAR PARA LA ROTURA DE PRESA.....	114
3.5 CALIBRACIÓN DEL MODELO.....	115
3.6 VENTAJAS DEL PROGRAMA HEC RAS 5.0.....	118
3.7 LIMITACIONES DEL PROGRAMA HEC RAS 5.0.....	119
CAPITULO IV.....	121
RESULTADOS Y DISCUSIONES.....	121
4.1 SIMULACIÓN DE LA ROTURA DE PRESA DE MATERIALES SUELTOS.....	121
4.1.1 TIEMPO DE FORMACIÓN Y FORMA DE BRECHA.....	122
4.1.2 VISUALIZACIÓN DE RESULTADOS.....	124
4.1.2.1 CAUDAL PICO.....	126
4.1.2.2 MAPAS DE VELOCIDAD Y CALADO EN FUNCIÓN DEL TIEMPO.....	126
4.1.2.3 MAPA DE VELOCIDADES MÁXIMAS.....	131
4.1.2.4 MAPA DE CALADOS MÁXIMAS.....	133
4.1.2.5 DELIMITACIÓN DE POSIBLES ZONAS DE INUNDACIÓN.....	136
4.1.2.6 HIDROGRAMAS OBTENIDOS.....	140
4.2 CLASIFICACIÓN DE LA PRESA MULACORRAL SEGÚN LOS PARÁMETROS ESTABLECIDOS EN LA GUÍA TÉCNICA.....	149
CAPITULO V.....	155
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	155
5.1 CONCLUSIONES.....	155

5.2 RECOMENDACIONES.....158

BIBLIOGRAFÍA.....161

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2. 1 PRESA DE LA AMISTAD, UBICADA EN EL CAUCE DEL RÍO BRAVO .....	6
FIGURA 2. 2 PRESA DE EMBALSE .....	13
FIGURA 2. 3 PRESA DE DERIVACIÓN.....	13
FIGURA 2. 4 PRESAS DE RETENCIÓN. ....	14
FIGURA 2. 5 PRESAS CON VERTEDERO .....	14
FIGURA 2. 6 PRESAS SIN VERTEDERO .....	15
FIGURA 2. 7 PRESAS DE TIPO HOMOGÉNEO .....	16
FIGURA 2. 8 PRESAS DE TIPO HETEROGÉNEO O DE ZONAS.....	17
FIGURA 2. 9 PRESAS DE GRAVEDAD .....	18
FIGURA 2. 10 PRESAS DE BÓVEDA .....	19
FIGURA 2. 11 PRESAS DE ARCO - GRAVEDAD .....	19
FIGURA 2. 12 EMBALSE MULACORRAL .....	28
FIGURA 2. 13 ZONIFICACIÓN DE PRESA MULACORRAL.....	29
FIGURA 2. 14 CURVA GENERADA POR LA RELACIÓN ENTRA COTA – VOLUMEN. ....	30
FIGURA 2. 15 VERTEDERO DE EXCESOS PRESA MULACORRAL .....	31
FIGURA 2. 16 TORRE DE CAPTACIÓN.....	32

FIGURA 2. 17 GALERÍA DE HORMIGÓN Y TUBERÍA DENTRO DEL CUERPO DE LA PRESA MULACORRAL.....	32
FIGURA 2. 18 ESQUEMA DE IMPLANTACIÓN DE LA CONDUCCIÓN DE AGUA DESDE LA CAPTACIÓN DE EL TINGO Y EL SOMBRERO .....	33
FIGURA 2. 19 REPRESA TETON DURANTE EL FALLO PRODUCIDO EN 1976.....	34
FIGURA 2. 20 PARÁMETROS DE ESTIMACIÓN DE UNA BRECHA.....	36
FIGURA 3. 1 ETAPAS DE MODELACIÓN EN HEC – RAS .....	55
FIGURA 3. 2 ELEVACIÓN DEL AGUA EN FUNCIÓN DE LA COTA DE TERRENO Y CALADO DEL AGUA.....	60
FIGURA 3. 3 REPRESENTACIÓN DEL MALLADO EN HEC – RAS .....	71
FIGURA 3. 4 REPRESENTACIÓN DE DERIVADAS CELULARES DIRECCIONALES.....	72
FIGURA 3. 5 REPRESENTACIÓN DE LA FORMULACIÓN DE VOLÚMENES FINITOS .....	73
FIGURA 3. 6 OPCIONES Y TOLERANCIAS DE COMPUTO.....	75
FIGURA 3. 7 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA .....	79
FIGURA 3. 8 CURVAS DE NIVEL ANGAMARCA – SIMIATUG, AMBATO .....	80
FIGURA 3. 9 DELIMITACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	

FIGURA 3. 10 RED IRREGULAR TRIÁNGULOS PROYECTO MULACORRAL ..	82
FIGURA 3. 11 RASTER DEL PROYECTO MULACORRAL .....	83
FIGURA 3. 12 CAPAS RASTER EN LA VENTANA DE RAS MAPPER .....	84
FIGURA 3. 13 DIAGRAMA DE FLUJO DEL PREPROCESO .....	86
FIGURA 3. 14 CAPA RASTER IMPORTADA A LA VENTANA DE RAS MAPPER.....	87
FIGURA 3. 15 MALLADO DE LA ZONA DE INFLUENCIA DEL FLUJO POST ROTURA DE LA PRESA .....	88
FIGURA 3. 16 EJEMPLO DE CREACIÓN DE UN “BREAKLINE” EN EL CAUCE .....	89
FIGURA 3. 17 EJEMPLO DE CONSTRUCCIÓN DE MALLA.....	90
FIGURA 3. 18 SECCIÓN DE CONTROL PARA ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD...	91
FIGURA 3. 19 VELOCIDADES EN SECCIÓN DE CONTROL PARA ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD .....	92
FIGURA 3. 20 CALADOS EN SECCIÓN DE CONTROL PARA ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD .....	92
FIGURA 3. 21 HIDROGRAMA EN SECCIÓN DE CONTROL PARA ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD .....	93
FIGURA 3. 22 MAPA DE MATERIALES INVOLUCRADOS EN EL ÁREA	

DE ESTUDIO MULACORRAL .....	96
FIGURA 3. 23 MAPA DE COBERTURA VEGETAL EN EL ÁREA DE ESTUDIO MULACORRAL .....	97
FIGURA 3. 24 DELIMITACIÓN DE ZONAS PARA ASIGNACIÓN DE VALORES DE RUGOSIDAD.....	98
FIGURA 3. 25 TRAMO 1 CIUDAD DE AMBATO .....	100
FIGURA 3. 26 TRAMO 2 VÍA FLORES.....	101
FIGURA 3. 27 TRAMO 3 VÍA FLORES.....	101
FIGURA 3. 28 IMPLANTACIÓN DE PUENTE EN EL CAUCE DEL RIO MULACORRAL .....	102
FIGURA 3. 29 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD EN ZONAS CON INFRAESTRUCTURA.....	103
FIGURA 3. 30 MAPA DE RUGOSIDAD VISTA EN RAS MAPPER.....	104
FIGURA 3. 31 CURVA COTA VS VOLUMEN EMBALSE MULACORRAL .....	105
FIGURA 3. 32 VENTANA DE CONDICIÓN INICIAL .....	106
FIGURA 3. 33 REFERENCIA DE UBICACIÓN DE RÍOS EN EL TRAMO DE ESTUDIO.....	107
FIGURA 3. 34 PENDIENTE DE RÍOS QUEBRADA MULACORRAL – RIO AMBATO.....	109

FIGURA 3. 35 EJEMPLO DE CONFIGURACIÓN DE PARÁMETROS DE CÁLCULO.....	111
FIGURA 3. 36 DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL PROCESO DE INGRESO DE INFORMACIÓN Y RESPECTIVA CALIBRACIÓN DEL MODELO .....	117
FIGURA 4. 1 ECUACIÓN DE LA GUÍA TÉCNICA PARA DESBORDE .....	126
FIGURA 4. 2 ECUACIÓN DE FROEHLICH PARA DESBORDE .....	123
FIGURA 4. 3 ECUACIÓN DE FROEHLICH PARA TUBIFICACIÓN .....	124
FIGURA 4. 4 MAPA DE VELOCIDAD PARA 60 MINUTOS .....	126
FIGURA 4. 5 MAPA DE VELOCIDAD PARA 120 MINUTOS .....	126
FIGURA 4. 6 MAPA DE VELOCIDAD PARA 180 MINUTOS .....	127
FIGURA 4. 7 MAPA DE VELOCIDAD PARA 240 MINUTOS .....	127
FIGURA 4. 8 MAPA DE VELOCIDAD PARA 480 MINUTOS .....	128
FIGURA 4. 9 MAPAS DE CALADO PARA 60 MINUTOS.....	128
FIGURA 4. 10 MAPAS DE CALADO PARA 120 MINUTOS.....	129
FIGURA 4. 11 MAPAS DE CALADO PARA 180 MINUTOS.....	129
FIGURA 4. 12 MAPAS DE CALADO PARA 240 MINUTOS.....	130
FIGURA 4. 13 MAPAS DE CALADO PARA 480 MINUTOS.....	130
FIGURA 4. 14 MAPA DE VELOCIDADES MÁXIMAS PARA EL PLAN N° 1 .....	131
FIGURA 4. 15 MAPA DE VELOCIDADES MÁXIMAS PARA EL PLAN N° 2 .....	132

FIGURA 4. 16 MAPA DE VELOCIDADES MÁXIMAS PARA EL PLAN N° 3 .....	132
FIGURA 4. 17 MAPA DE VELOCIDADES MÁXIMAS PARA EL PLAN N° 4 .....	133
FIGURA 4. 18 MAPA DE CALADOS MÁXIMOS PARA EL PLAN N° 1 .....	134
FIGURA 4. 19 MAPA DE CALADOS MÁXIMOS PARA EL PLAN N° 2 .....	134
FIGURA 4. 20 MAPA DE CALADOS MÁXIMOS PARA EL PLAN N° 3 .....	135
FIGURA 4. 21 MAPA DE CALADOS MÁXIMOS PARA EL PLAN N° 4 .....	135
FIGURA 4. 22 PUNTOS DE CONTROL PARA EL TRAMO DE ESTUDIO RÍO ABAJO LA PRESA MULACORRAL .....	136
FIGURA 4. 23 ELEVACIÓN DE LA SUPERFICIE DEL AGUA EN EL SITIO DE IMPLANTACIÓN DE LA CAPTACIÓN AMBATO HUACHI PELILEO.	137
FIGURA 4. 24 VELOCIDAD TRANSVERSAL EN EL SITIO DE IMPLANTACIÓN DE LA CAPTACIÓN AMBATO HUACHI PELILEO .....	138
FIGURA 4. 25 ELEVACIÓN DE LA SUPERFICIE DEL AGUA EN EL SITIO DE IMPLANTACIÓN DEL PUENTE JARAMILLO .....	138
FIGURA 4. 26 VELOCIDAD TRANSVERSAL EN EL SITIO DE IMPLANTACIÓN DEL PUENTE JARAMILLO .....	139
FIGURA 4. 27 ELEVACIÓN DE LA SUPERFICIE DEL AGUA EN EL SITIO DE IMPLANTACIÓN DEL PUENTE “CURVO” DE LA CIUDAD DE AMBATO....	139
FIGURA 4. 28 VELOCIDAD TRANSVERSAL EN EL SITIO DE	

IMPLANTACIÓN DE IMPLANTACIÓN DEL PUENTE “CURVO” DE LA CIUDAD DE AMBATO .....	140
FIGURA 4. 29 HIDROGRAMA EN EL PUNTO DE CONTROL N°1 123 METROS RÍO DEBAJO DE LA PRESA MULACORRAL .....	141
FIGURA 4. 30 HIDROGRAMA EN EL PUNTO DE CONTROL N°2 INTERSECCIÓN DEL RÍO CALAMACA Y EL RÍO DE LA QUEBRADA MULACORRAL .....	142
FIGURA 4. 31 HIDROGRAMA EN EL PUNTO DE CONTROL N°3 PUENTE JARAMILLO .....	143
FIGURA 4. 32 HIDROGRAMA EN EL PUNTO DE CONTROL N°4 PUENTE EL SOCAVÓN .....	143
FIGURA 4. 33 HIDROGRAMA EN EL PUNTO DE CONTROL N°5 PUENTE “EN CURVA” DE LA CIUDAD DE AMBATO .....	144
FIGURA 4. 34 HIDROGRAMAS PARA LAS VARIACIONES DEL PLAN N° 1 EN EL PUNTO DE CONTROL N°1 .....	146
FIGURA 4. 35 HIDROGRAMAS PARA LAS VARIACIONES DEL PLAN N° 1 EN EL PUNTO DE CONTROL N°2 .....	147
FIGURA 4. 36 HIDROGRAMAS PARA LAS VARIACIONES DEL PLAN N° 1 EN EL PUNTO DE CONTROL N°3 .....	147

FIGURA 4. 37 HIDROGRAMAS PARA LAS VARIACIONES DEL PLAN N° 1 EN EL PUNTO DE CONTROL N°4 .....	148
FIGURA 4. 38 HIDROGRAMAS PARA LAS VARIACIONES DEL PLAN N° 1 EN EL PUNTO DE CONTROL N°5 .....	148
FIGURA 4. 39 RELACIÓN CALADO X VELOCIDAD 30 MINUTOS POST ROTURA DE LA PRESA MULACORRAL .....	150
FIGURA 4. 40 RELACIÓN CALADO X VELOCIDAD 60 MINUTOS POST ROTURA DE LA PRESA MULACORRAL .....	150
FIGURA 4. 41 RELACIÓN CALADO X VELOCIDAD 120 MINUTOS POST ROTURA DE LA PRESA MULACORRAL .....	151
FIGURA 4. 42 RELACIÓN CALADO X VELOCIDAD 180 MINUTOS POST ROTURA DE LA PRESA MULACORRAL .....	152
FIGURA 4. 43 RELACIÓN CALADO X VELOCIDAD 240 MINUTOS POST ROTURA DE LA PRESA MULACORRAL .....	152
FIGURA 4. 44 RELACIÓN CALADO X VELOCIDAD 300 MINUTOS POST ROTURA DE LA PRESA MULACORRAL .....	153
FIGURA 4. 45 RELACIÓN CALADO X VELOCIDAD 360 MINUTOS POST ROTURA DE LA PRESA MULACORRAL .....	153
FIGURA 4. 46 RELACIÓN CALADO X VELOCIDAD 480 MINUTOS POST	

ROTURA DE LA PRESA MULACORRAL ..... 154

FIGURA 4. 47 RELACIÓN CALADO X VELOCIDAD 780 MINUTOS POST

ROTURA DE LA PRESA MULACORRAL ..... 154

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2. 1 CATEGORIZACIÓN DE PRESAS.....	7
TABLA 2. 2 CRITERIOS QUE ORIENTAN A LA CLASIFICACIÓN DE DAÑOS.....	11
TABLA 2. 3 CUERPO DE LA PRESA.....	22
TABLA 2. 4 TALUDES PARA PRESAS HOMOGÉNEAS.....	24
TABLA 2. 5 TALUDES PARA ENROCADO.....	24
TABLA 2. 6 CAUDALES MEDIOS ANUALES.....	26
TABLA 2. 7 CONTROL DE CRECIDAS.....	27
TABLA 2. 8 RACIONAMIENTO PARA RIEGO.....	27
TABLA 2. 9 RESUMEN DE LAS GEOMETRÍAS DE BRECHAS.....	38
TABLA 2. 10 CUADRO DE ECUACIONES DE ESTIMACIÓN DE FORMACIÓN DE UNA BRECHA.....	41
TABLA 2. 11 ECUACIONES DE ESTIMACIÓN DE FORMACIÓN DE UNA BRECHA.....	46
TABLA 2. 12 ESTADO DEL ARTE.....	48
TABLA 3. 1 ESQUEMA DE RESOLUCIÓN PARA LAS ECUACIONES COMPLETAS DE SAINT VENANT.....	67
TABLA 3. 2 ESQUEMA DE RESOLUCIÓN PARA LAS ECUACIONES DE SAINT VENANT SIMPLIFICADAS.....	68
TABLA 3. 3 TIPOS DE MALLADO.....	70

TABLA 3. 4 PARÁMETROS DE UN CÓMPUTO PARA MODELADO 2D.....	76
TABLA 3. 5 PARÁMETROS Y TOLERANCIA DE CÓMPUTOS.....	91
TABLA 3. 6 VALORES DE CELDA.....	93
TABLA 3. 7 DIFERENCIAS DE TIEMPO.....	94
TABLA 3. 8 ZONAS IDENTIFICADAS EN EL ÁREA DE ESTUDIO MULACORRAL.....	99
TABLA 3. 9 CÁLCULO DE LA PENDIENTE.....	108
TABLA 3. 10 CÁLCULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE.....	110
TABLA 3. 11 DATOS DE LA PRESA.....	112
TABLA 3. 12 COEFICIENTES DE TUBIFICACIÓN Y VERTEDERO PARA DIFERENTES TIPOS DE PRESA.....	113
TABLA 3. 13 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE ECUACIONES GEOMÉTRICAS Y TIEMPO DE FORMACIÓN DE BRECHA.....	114
TABLA 3. 14 RESUMEN DE PLANES DE MODELACIÓN.....	116
TABLA 4. 1 SIMULACIÓN DE LA ROTURA DE PRESA DE MATERIALES SUELTOS.....	121
TABLA 4. 2 COEFICIENTES ASIGNADOS PARA LA EJECUCIÓN DE LA MODELACIÓN.....	121
TABLA 4. 3 INTERVALOS DE CÓMPUTO PARA LOS PLANES A EJECUTAR.....	122
TABLA 4. 4 TABLA DE CAUDALES PICO.....	125
TABLA 4. 5 VALORES MÁXIMOS DE CALADO Y VELOCIDAD.....	136

TABLA 4. 6 CAUDALES PICO Y TIEMPOS DE LLEGADA DE LA ONDA.....	145
TABLA 4. 7 VARIACIONES DEL PLAN N°1.....	146
TABLA 4. 8 CONDICIONES DE LA PRESA MULACORRAL.....	149

## ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO N°1 MAPAS DE CALADOS Y VELOCIDADES EN FUNCIÓN DEL TIEMPO.....	165
ANEXO N°2 CUADRO DE RESUMEN DE INFRAESTRUCTURA POTENCIALMENTE AFECTADA.....	236
ANEXO N°2 MANUAL PARA MODELACIÓN DE ROTURA DE PRESAS EN HEC RAS.....	240

## RESUMEN

El estudio de los efectos causados por la falla de una presa estimula la creación de planes de contingencia por parte de las autoridades encargadas del mantenimiento y funcionamiento de esta. El presente proyecto determinó las capacidades que presenta HEC RAS 5.0 ante la modelación numérica bidimensional del flujo “Post rotura de una presa de materiales sueltos”.

Para esto, se utilizó el caso práctico de la presa Mulacorral. HEC RAS es un programa de modelación hidráulica capaz de simular flujo unidireccional y bidireccionalmente, para diferentes tipos y estados de flujo. Se estableció una serie de modelos abarcando las variaciones de los factores de tolerancia y calibración del programa, así como también distintos escenarios de rotura para posteriormente establecer las diferencias en los resultados generados. Como resultado del proyecto se obtuvo pautas para investigaciones futuras relacionados con modelación del flujo post rotura de una presa.

Se logró establecer un tiempo aproximado de llegada de la onda a la ciudad de Ambato de 4 horas a partir de la falla de la presa, calados que oscilan entre 10 metros de altura en la zona cercana de la presa y 2.5 metros de altura en el Puente “Curvo” en la periferia de la ciudad y un caudal pico entre  $2946.91\text{m}^3/\text{s}$  y el cual se atenúa hasta los  $202.95\text{m}^3/\text{s}$ .

Por lo tanto, se concluye que el programa de modelación hidráulica HEC RAS presenta características idóneas para estudios de inundabilidad debido a los algoritmos que presenta en su programación e interfaz amigable con el usuario.

## ABSTRACT

The study of the effects caused by the failure of a dam stimulates the creation of contingency plans by the authorities responsible for the maintenance and operation of this. This project determines the capabilities presented by HEC RAS 5.0 versus the two-dimensional numerical modelling of the flow "Post breakage of a dam of loose materials".

For this, the practical case of the Mulacorral dam was used. HEC RAS is a hydraulic modeling program capable of simulating flow one-way and bidirectionally, for different types and flow states. A series of models was established covering variations in the program's tolerance and calibration factors, as well as different break-up scenarios to establish the difference in the results generated. As a result of the project, guidelines were obtained for future research related to modeling the post-break flow of a dam.

An approximate time of arrival of the wave to the city of Ambato was determined from 4 hours from the dam fault with water levels ranging from 10 meters high in the nearby area of the dam and 2.5 meters high on the "Curvo" Bridge on the outskirts of the city and a peak flow between 2946.91 m<sup>3</sup>/s and attenuating to 202.95 m<sup>3</sup>/s. Through this project we can conclude that the HEC RAS hydraulic modeling program presents ideal characteristics for flood studies because of the algorithms it presents in its programming and user-friendly interface.

# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 ASPECTOS GENERALES

En la actualidad los modelos físicos y computacionales son herramientas indispensables para la simulación de fenómenos de origen hidráulico. Un modelo físico es empleado mayormente en casos específicos en los cuales se necesite interactuar directamente con el mismo, habiendo en muchos casos la desventaja de tener un costo más elevado para su realización. Sin embargo, con el avance tecnológico y la continua mejora de ordenadores con mayor capacidad de cálculo, mayor capacidad de almacenamiento, mayor velocidad en la resolución de algoritmos matemáticos, los modelos computacionales han ganado terreno en la modelación hidráulica (Hamad, 2008). Entre los programas de modelación hidráulica, HEC RAS destaca debido a la continua actualización de sus versiones que facilitan al usuario el ingreso y manejo de variables hidráulicas, afinidad con programas de entorno GIS y factibilidad de trabajo directo en un archivo MDT gracias a RAS Mapper.

En este sentido, la presente investigación tiene como finalidad profundizar en el manejo y aplicabilidad del programa HEC RAS 5.0, el cual presenta un alto potencial para la modelación del flujo post rotura de una presa, permitiendo generar modelos bidimensionales mediante la aplicación de esquemas numéricos.

Para ello, se utilizarán los datos topográficos, hidráulicos y físicos de la presa Mulacorrall, perteneciente al proyecto de Vasos de Regulación de la Cuenca Alta del Río Ambato. El embalse de Mulacorrall tiene como objetivo la regulación y dotación continua de caudal destinado a riego, agua potable para la ciudad de Ambato además de garantizar el caudal ecológico.

Posteriormente al registro de los datos del modelo en el programa de modelación bidimensional, se procede a la calibración y ejecución del modelo, de manera que se analicen los resultados con el fin de identificar: tiempos de rotura, hidrogramas característicos, velocidades, caudales pico, posibles áreas de inundación, esto

gracias a las ventajas que ofrece HEC RAS 5.0 y al uso de herramientas con características GIS (sistema de información geográfica).

## **1.2 JUSTIFICACIÓN**

El aumento demográfico y la constante demanda de recursos (energéticos, agua potable, riego). Presentan en la actualidad la necesidad de la construcción de presas y embalses los cuales puedan ser explotados. Esto conlleva en la mayoría de los casos a que, los asentamientos humanos, zonas agropecuarias e infraestructura se localicen en las cercanías de las llanuras de inundación. Ante ello, es evidente la necesidad de identificar y limitar zonas de afectación ante la posible falla de una presa.

Considerando la extensa investigación realizada en Estados Unidos y países europeos, entre los cuales destaca España es innegable la importancia que se da a la mitigación del riesgo potencial que significa tener un volumen almacenado aguas arriba. En la actualidad programas comerciales han logrado generar modelos unidimensionales y bidimensionales para estudios de flujos de lámina libre, llegando incluso a modelos tridimensionales. Estos optimizan la relación costo – beneficio para la elaboración de proyectos de este tipo.

Para hacer frente a esta problemática, el “Hydrologic Engineering Center of the US Army Corps of Engineers”, ha desarrollado programas de modelación hidráulica los cuales se pueden descargar libremente desde su sitio web. Entre los que HEC RAS 5.0, en su reciente versión, permite simular flujo bidimensional, mismo que se adapta de mejor manera al comportamiento del agua en el caso de la rotura de una presa.

HEC RAS 5.0 trabaja con las ecuaciones de “Saint Venant”, permitiendo de esta manera obtener modelos de flujo variable unidimensional, bidimensional y una combinación entre ambos. Además de presentar ventajas para el usuario como: interfaz de fácil manejo, componentes de análisis hidráulico, almacenamiento y gestión de datos, generación de gráficos e informes, RAS Mapper, dando la

posibilidad al usuario de mejorar el análisis y presentación de resultados post rotura de una presa.

Aprovechando los nuevos métodos y herramientas de investigación es indispensable actualizar el uso de documentos técnicos; para lo cual se debe estudiar los parámetros utilizados en un modelo computacional tales como: topografía, condiciones de entrada y salida, condiciones de iniciales, rugosidad del terreno, etc.

Este proyecto se encuentra enfocado a verificar la aplicabilidad del programa HEC RAS 5.0, ante la simulación en dos dimensiones del flujo generado debido a la falla de una presa, confirmando así su uso para este tipo de modelaciones en futuras investigaciones y proyectos que contemplen características similares. Siendo un valioso complemento para el constante control e investigación que realiza la Dirección de Recursos Hídricos y Conservación Ambiental del Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua.

### **1.3 ALCANCE**

Dado que en el Ecuador el único caso de similares características a la falla de una presa fue “La Josefina”, la investigación de este tipo de eventos ha sido limitada y de existir es de difícil acceso para estudiantes. Este proyecto tiene como objeto implementar una simulación bidimensional mediante el software HEC RAS 5.0 para establecer el comportamiento del flujo post rotura de la presa Mulacorrall. Gracias a este tipo de simulaciones se pueden prever riesgos y realizar programas de mitigación, lo cual sirve de sustento a futuros investigadores.

Adicionalmente, se pretende recopilar una serie de información que respalde el proceso de modelación bidimensional de la rotura de la presa y establecer una guía de fácil uso, donde se pueda identificar el proceso de: localización de la zona de estudio, geometría de modelos, ingreso de rugosidad del terreno, condiciones iniciales y de contorno, calibración del modelo, escenarios y análisis de resultados.

Se pretende además identificar infraestructura y asentamientos humanos que se encuentren dentro de la llanura de inundación y que se encuentren directamente

afectados por el paso del flujo; para lo cual se realizará un registro en base a los resultados obtenidos mediante HEC RAS 5.0, en los que se pueda identificar velocidad del flujo y calado.

## **1.4 OBJETIVOS**

### **1.4.1 OBJETIVO GENERAL**

Determinar la capacidad que presenta la versión del programa HEC RAS 5.0 para la simulación numérica bidimensional del flujo generado por la rotura de una presa, logrando establecer un hidrograma característico, zona de inundación probable y tiempo de llegada del frente de onda.

### **1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Establecer requisitos para la modelación de rotura de presas que ofrece la versión de HEC RAS 5.0.
- Analizar ventajas y limitaciones que tiene el programa HEC RAS 5.0, ante la simulación del flujo generado por la rotura de una presa.
- Realizar una guía detallada para la modelación del flujo ocasionado por la falla de una presa, a partir del estudio de caso de la presa Mulacorral.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1 PRESAS**

El autor Suarez (1982) establece que las presas se caracterizan como un muro superficial el cual es construido con el fin de controlar, almacenar o en su defecto derivar agua a ciudades.

Por otra parte, las presas son barreras o estructuras que se ubican de forma transversal en un curso o corriente de agua para retenerla (Figura 2.1), y de esta forma controlar el caudal (“ORSEP”, 2019). Las presas pueden variar en muchos aspectos como: forma, tamaño, elementos empleados en su construcción entre otras, sin embargo, las funciones que generalmente desempeñan son las siguientes:

- Consumo humano
- Industrial
- Riego
- Control de Crecidas
- Navegación
- Protección de márgenes
- Generación eléctrica
- Contención de aluviones



**Figura 2. 1** Presa de la Amistad, ubicada en el cauce del Río Bravo

Fuente: (“ORSEP”, 2019)

### **2.1.1 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS**

Para el desarrollo teórico de este trabajo se toma en cuenta lo establecido por dos textos en cuanto a la clasificación de presas. El primero de ellos, titulado: “Clasificación de presas en función del riesgo potencial Guía Técnica” el cual no ha sufrido grandes modificaciones hasta la fecha, y representa un referente básico para el cometido de seguridad en presas.

Por otra parte, se tiene el documento de uso internacional titulado “Proyecto de presas pequeñas” editado por el Departamento del Interior de los Estados Unidos en el año de 1970. Siendo este un libro técnico que clasifica las presas de acuerdo con la función que cumplen, a sus características hidráulicas y los materiales que son empleados en su construcción.

En este sentido, se puede concretar que las presas son clasificadas como se muestra en la Tabla 2.1:

Tabla 2. 1 Categorización de presas

<b>CATEGORIZACIÓN DE PRESAS</b>	
En función del riesgo potencial	En función de características físicas
- Categoría A	- Según su función a cumplir
- Categoría B	- Según sus características hidráulicas
- Categoría C	- Según los materiales empleados en su construcción

Fuente: (Ministerio de Medio Ambiente, 1996) y (UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR & BUREAU OF RECLAMATION, 1970)

Elaborado por: Andrés Acero

#### **2.1.1.1 CLASIFICACIÓN DE PRESAS EN FUNCIÓN DEL RIESGO POTENCIAL**

Una presa es una construcción de origen artificial que se establece en un cauce natural o fuera de éste, con el objetivo de retener agua u otros fluidos (Ministerio de Medio Ambiente, 1996). La misma tiene aplicabilidad en los siguientes casos:

##### a. Grandes presas

Para que una presa sea catalogada como “grande” deberá cumplir con al menos una de las siguientes características (Ministerio de Medio Ambiente, 1996):

- Altura mayor a 15 m (cota de coronación - superficie de su cimiento).
  - Elevación entre 10 a 15 m, (embalse mayor a 100000 metros cúbicos).
  - Poseer una particularidad en cuanto a geometría, ubicación u otra instancia que la clasifique dentro de gran importancia.
- b. Presas de altura entre 10 y 15 m (cota de coronación- cimiento), longitud de coronación mayor que 500 m, caudal de evacuación mayor a 2000 m<sup>3</sup>/s (Ministerio de Medio Ambiente, 1996).

c. Presas que presenten alto riesgo potencial aguas abajo.

La Guía Técnica establece una clasificación relacionada al riesgo potencial generado debido al peligro de rotura o falla de una presa englobando 3 clases:

- Clase A: Dentro de esta categoría se encuentran aquellas en las que la falla o funcionamiento incorrecto, tenga las siguientes consecuencias: afectaciones graves a núcleos urbanos, servicios básicos, o producir daños en infraestructura o medio ambiente (Ministerio de Medio Ambiente, 1996).
- Clase B: La categoría B corresponde a aquellos diques cuya falla o mal funcionamiento produzca daños materiales y medioambientales de consideración, afectando a una mínima cantidad de viviendas (Ministerio de Medio Ambiente, 1996).
- Clase C: Los daños a infraestructura y medioambiente son moderados y las pérdidas de vidas humanas son prácticamente nulas (Ministerio de Medio Ambiente, 1996). Es necesario destacar que, a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las categorías A o B.

Esta clasificación está basada en los aspectos siguientes:

- La clasificación es del tipo CUALITATIVO.
- La clasificación se realiza en función a la población en riesgo por la rotura de la presa.
  - Categoría A: afectación grave a núcleos urbanos.
  - Categoría B: afectación a un reducido número de viviendas.
  - Categoría C: afectación incidental a vidas humanas.
  - La clasificación considera en primera instancia el daño a servicios básicos, infraestructura de importancia y daños medioambientales. Sin embargo, el nivel de importancia para su clasificación será el siguiente:

- Riesgo potencial en la vida de seres humanos
- Afectación a servicios de primera necesidad
- Daños y pérdidas materiales.
- Daños y pérdidas medioambientales.

La Guía Técnica considera los siguientes criterios para esta valoración:

- Riesgo potencial para vidas humanas, población en riesgo
- a) Afectaciones graves a núcleos urbanos
- Para que se considere como un núcleo urbano la población estudiada deberá tener al menos una de las siguientes características:
- Conjunto urbano de 10 o más edificaciones las cuales formen calles, plazas u otras vías urbanas (excluyendo edificaciones del tipo industrial o comercial, áreas verdes, parqueaderos, canales de riego, entre otros.)
  - Población igual o mayor a 50 personas.
  - Una afectación grave a un núcleo urbano será aquella donde se encuentren involucrados un número igual o mayor a 5 viviendas habitadas.
- b) Número reducido de viviendas
- Será aquella donde se encuentren involucradas un número entre 1 a 5 viviendas habitadas.
- c) Pérdida Incidental de vidas humanas
- Se relaciona con la pérdida de vidas de personas, las cuales coincidan de forma ocasional y no previsible, en la franja de inundación en el momento de la falla del dique.

- Es importante aclarar que no se considera áreas de camping, residencias establecidas, o zonas donde se produzca aglomeración de personas con regularidad.

#### d) Servicios esenciales

- Los servicios de uso básico son aquellos que son indispensables para el normal desenvolvimiento de actividades humanas y económicas. Dentro de los cuales se encuentra a los siguientes:
  - Abastecimiento
  - Saneamiento
  - Suministro de energía
  - Sistema sanitario
  - Sistema de comunicaciones
  - Sistema de transporte

Para que el daño a un servicio básico se considere de un grado grave, los daños ocasionados deberán tener tal afectación para no poder ser reparados de forma inmediata, interrumpiendo los servicios de forma permanente.

#### e) Daños materiales

- Se considera como daño a un bien material a todo aquel que pueda ser cuantificable sea directa o indirectamente, sin incluir riesgo de vidas humanas, servicios básicos o daños ambientales.
  - Daños a industrias y polígonos industriales.
  - Daños a propiedades rústicas.
  - Daños a cultivos.

- Daños a infraestructura.

En la Tabla 2.2 se muestra un conjunto de criterios que pueden orientar a la clasificación de daños materiales, sin embargo, los mismo deberán estar en función del producto de valores de calados y velocidades asociados al flujo.

Tabla 2. 2 Criterios que orientan a la clasificación de daños

ELEMENTO	DAÑOS		
	MODERADOS	IMPORTANTES	MUY IMPORTANTES
Infraestructura	n° de edificaciones < 10	10 < n° de instalaciones < 50	n° de instalaciones > 50
Cultivos de secano	Área < 3000 ha	3000 ha < superficie < 10000 ha	Superficie > 10000 ha
Cultivos de regadío	Área < 1000 ha	1000 ha < superficie < 5000 ha	Superficie > 5000 ha
Carretera		Red general de los CC. AA u otras redes de importancia equivalente	Red general del estado y red básica de las CC. AA
Ferrocarriles		ff.cc vía estrecha	ff.cc vía ancha y alta velocidad

Fuente: (Ministerio de Medio Ambiente, 1996)

f) Daños medioambientales

- Se entiende como afectación ambiental al daño parcial o total e irreversible a aquel producido a territorio legalmente protegido o en trámite de para serlo, ya sea un patrimonio histórico-artístico o territorio natural (parque nacional, parque natural, entre otros)

g) Otras afecciones

- Existen elementos particulares los cuales, de presentarse daños en sus instalaciones, afectarían de gran manera a poblaciones cercanas u otra infraestructura, tal es el caso de: presas aguas abajo, centrales nucleares, plantas de industriales que produzcan compuestos que puedan afectar la integridad de personas o el medio ambiente, líneas de oleoducto y que, en el caso de existir, clasificaría a la presa en la categoría A (Ministerio de Medio Ambiente, 1996).

### 2.1.1.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN SUS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

Existen tres factores para categorizar a una presa según sus características físicas (UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR & BUREAU OF RECLAMATION, 1970)

- Función que cumplir.
- Características hidráulicas
- Materiales utilizados para su construcción

### CLASIFICACIÓN SEGÚN SU FUNCIÓN

Esta clasificación hace referencia al objetivo para el que es construida, ya sean embalse, derivación o retención, además se pueden subclasificar de acuerdo a los objetivos secundarios que estas persiguen.

- **Presas de Embalse:** Presas cuyo objetivo es almacenar agua en periodos de abundancia, para ser utilizada en momentos de escases, el agua almacenada cumple objetivos de recreación, pesca, de agua potable, generación de energía, entre otros. Un claro ejemplo de este tipo de presas se muestra en la Figura 2.2.



**Figura 2. 2** Presa de Embalse

Fuente: (Bureau of Reclamation, 2019)

- **Presas de Derivación:** En la Figura 2.3 se muestra una presa de derivación, este tipo de presas se encargan de generar carga hidráulica necesaria para conducir el agua a otros lugares, destinadas principalmente a redes de riego, uso industrial o municipal.



**Figura 2. 3** Presa de Derivación

Fuente: (Bureau of Reclamation, 2019)

- **Presas de Retención:** Las presas de Retención buscan regular las crecidas y disminuir el efecto de avenidas, las mismas almacenan de manera temporal el exceso de agua para posteriormente eliminarla bien sea por un desagüe controlado, evaporación o filtración como se muestra en la Figura 2.4



**Figura 2. 4** Presas de retención.

Fuente: (Bureau of Reclamation, 2019)

### CLASIFICACIÓN SEGÚN SUS CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS

Por su parte, esta clasificación hace referencia a la existencia o carencia de un vertedero.

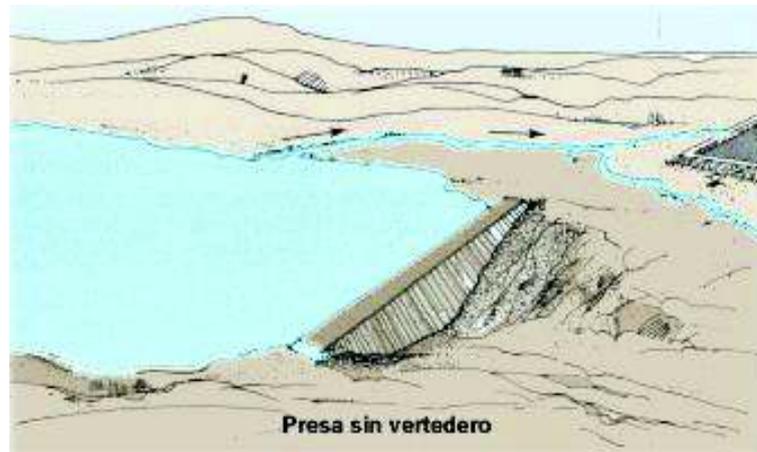
- **Presas con Vertedero:** Son presas que tienen la capacidad de verter el exceso de volumen por su corona, son construidas con materiales capaces de resistir la erosión, como: hormigón, mampostería y acero, un ejemplo de este tipo de presas se muestra en la Figura 2.5.



**Figura 2. 5** Presas con Vertedero

Fuente: (UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR & BUREAU OF RECLAMATION, 1970)

- **Presas sin Vertedero:** Las presas sin vertedero no son capaces de verter por su coronación, y por lo general se encuentran construidas por materiales sueltos como se puede observar en la Figura 2.6.



**Figura 2. 6** Presas sin Vertedero

Fuente: (UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR & BUREAU OF RECLAMATION, 1970)

Estas presas pueden ser combinadas a su vez para dar lugar a una estructura compuesta. Una presa compuesta comúnmente tiene el cuerpo de la presa construida con materiales sueltos y, en un costado posee un vertedero generalmente construido con hormigón.

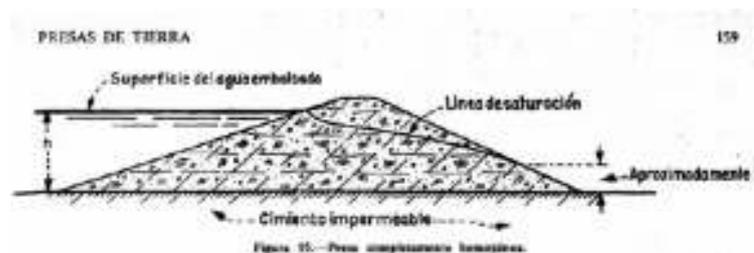
### **CLASIFICACIÓN SEGÚN LOS MATERIALES EMPLEADOS EN SU CONSTRUCCIÓN**

Esta clasificación hace referencia a los materiales empleados para la construcción de presas. Entre los materiales más comunes se encuentran las presas de tierra, escollera y hormigón.

- **Presas de Materiales Suelos:** Son las más comunes, por el motivo que, en su edificación se utilizan materiales sin tratamiento previo, colocados en capas compactas, divididas en homogéneas y heterogéneas o de pantalla. Su desventaja principal se presenta en caso de existir un rebosamiento del

nivel del agua, ya que este tipo de presas no poseen la capacidad de verter por su corona.

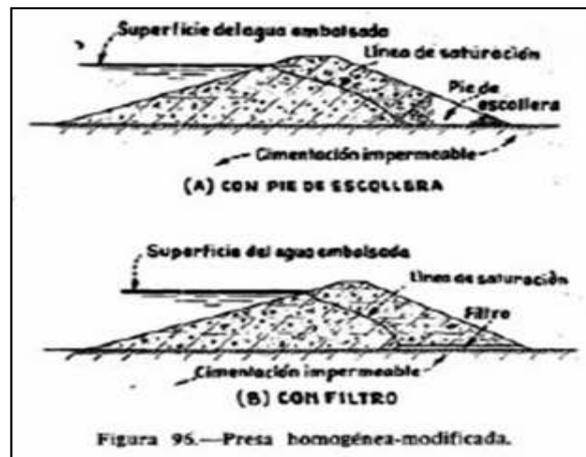
- **Presas de tipo Homogéneo:** Su composición es de un único tipo de material, el cual debe ser lo suficientemente impermeable para garantizar que no existan filtraciones, sin embargo, éstas son inevitables, como se puede ver en la Figura 2.7. Se conocen variaciones de este tipo de presas conocidas como presas de material homogéneo modificadas, las cuales se caracterizan por contar con materiales permeables que debidamente colocados garantizan la filtración de manera controlada. Presentan una inclinación relativamente baja en sus caras con el fin de evitar efectos de licuación.



**Figura 2. 7** Presas de tipo homogéneo

Fuente:(UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR & BUREAU OF RECLAMATION, 1970)

- **Presas de tipo heterogéneo o de zonas:** Estas presas (Figura 2.8), son caracterizadas por tener un núcleo central impermeable el cual a su vez se encuentra cubierto por materiales menos impermeables, encargados de cubrir, soportar y proteger este núcleo. Las zonas permeables pueden estar compuestas por arena, grava, cantos rodados o fragmentos de roca. Este tipo de presas poseen taludes más inclinados, efecto que se contrarresta con el uso del material estratégicamente colocado en lugares donde la filtración pueda ser controlada (INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES, 2017)

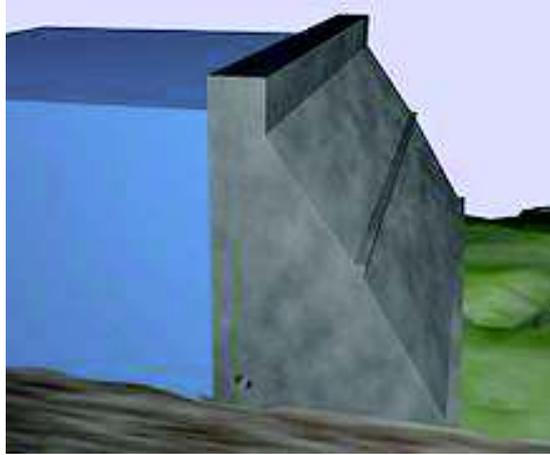


**Figura 2. 8** Presas de tipo heterogéneo o de zonas

Fuente: (UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR & BUREAU OF RECLAMATION, 1970)

- **Presas de Escollera:** Son aquellas construidas con diferentes granulometrías de roca para garantizar la estabilidad, posee una pantalla ubicada aguas arriba compuesta por un material que no permita las filtraciones (hormigón, asfalto, acero). Al igual que las de tierra carecen de la facultad de soportar el desbordamiento por coronación, a no ser que sean de poca altura. Sus cimientos deben ser de materiales en los que no se produzcan asentamiento con el objeto de no romper la pantalla de impermeabilización.
- a) **Presas de Gravedad de Hormigón:** Solo son factibles en sitios donde los cimientos sean formados por roca de buenas características, pueden ser de planta recta o curva, su principal ventaja consiste en que el cuerpo de la presa es capaz de funcionar como aliviadero. Ver Figura 2.9.
- Caracterizadas por resistir el empuje del agua con su propio peso. Dicho empuje transita hacia el suelo, por lo que se requiere una estructura lo suficientemente estable para soportar las cargas que son transmitidas por el agua. Es importante mencionar que, este tipo de presas se derivan desde la

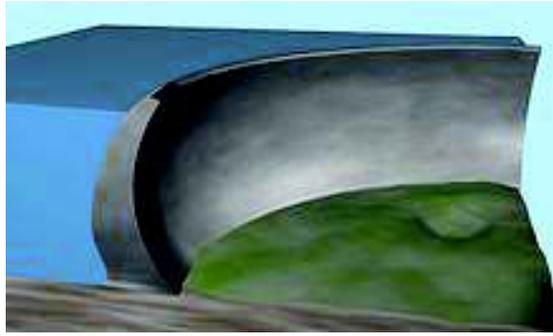
tipología de su material y pueden poseer escolleras o materiales sueltos, así como también hormigones tipo HCR (Hormigón Compactado con Rodillo).



**Figura 2. 9** Presas de gravedad

Fuente: (Suarez, 1982)

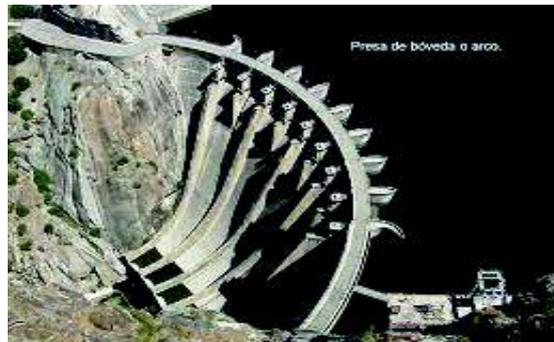
- **Presas de Contrafuertes de Hormigón:** Éstas pueden ser de pantalla y arcos múltiples, estas se utilizan en lugares donde se presenta una mejor relación costo-beneficio entre: el costo de encofrados utilizados para su construcción y la cantidad de hormigón utilizado. Es necesario recordar que existe un ahorro de alrededor del 60% en relación con una presa de hormigón por gravedad. Como se muestra en la Figura 2.10.
  - **Presas de arco simple:** Esta tipología de presas se encarga de resistir el empuje del agua con su propia forma, puesto que la presión que es transferida se dirige hacia cada una de las laderas, por lo que se requiere que estas sean de una gran resistencia.
  - **Presas de bóveda:** Esta tipología de presas se caracterizan por ser de doble arco, o en su defecto curvadas, debido a que su forma en el plano vertical y horizontal deben formar una bóveda.



**Figura 2. 10** Presas de bóveda

Fuente: (Suarez, 1982)

- **Presas de arco - gravedad:** Estas presas combinan una serie de características, dadas entre las presas de arco y las de gravedad, considerando por medio de su unión una solución eficaz para la retención del volumen de agua. Estas, tienen forma de curva la que direcciona el esfuerzo a las laderas de un cañón o en su defecto “valle”. Cabe señalar que, el muro de espesor de estas presas es mayor al de otras simples y se precisa dentro de ellos, menor volumen de relleno a comparación de las presas por gravedad. Ver Figura 2.11.



**Figura 2. 11** Presas de arco - gravedad

Fuente: (Suarez, 1982)

### **2.1.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS**

Estas son las más comunes, suelen ser construidas por materiales provenientes de la zona, los cuales son compactados. Los materiales de los que puede estar conformada una presa de estas características son las piedras, gravas, arenas, limos y arcillas (Aguirre, 2014).

Su principal característica es la poca resistencia a desbordamientos que poseen, por lo cual muchas veces se encuentran acompañadas de un vertedero de excesos, el cual debe ser capaz de evacuar un caudal para garantizar que no exista ningún desborde. Los materiales de los que están creadas estas presas deben ser tratados sin sufrir ningún proceso químico de transformación (Aguirre, 2014).

#### **Procedimientos de Construcción de una presa y Tipos de Materiales a Utilizar**

- Cimentación de las presas

La cimentación destaca como un paso fundamental y determinante para este tipo de estructuras, proporcionando un apoyo estable para el terraplén, así como también de saturación. Debe ser resistente a la filtración para evitar las pérdidas de agua y los daños causados por la saturación (Aguirre, 2014).

- Actividades por Realizar para la cimentación de las presas.
  - a) Limpiar la totalidad de la base de la presa. La superficie debe ser escarificada antes de comenzar el proceso de construcción.
  - b) Limpiar, ampliar y profundizar la superficie de implantación que corresponde a cauces de arroyos. Se debe considerar la estabilidad de los taludes
  - c) Es importante limpiar toda la superficie de la costra al momento de encontrar roca, de manera tal que quede limpia, sin fragmentos de roca. No debe ser empleado ningún tipo de explosivo.

- d) Realizar de manera simultánea los trabajos de fundación y excavación para la toma de agua, de acuerdo con las pendientes y dimensiones correspondientes.
  - e) Tomar previsiones para el control del agua hasta la conclusión de la obra si es necesario.
- Estribos laterales de la Presa
    - a) Se recomienda ampliar el espesor del núcleo junto a los estribos laterales.
    - b) Se debe evitar el alineamiento sobre salientes angostos en una ladera.
    - c) En el proceso de excavación de los estribos, deben ser excavados los materiales meteorizados.
    - d) Inyectar el terreno con materiales adecuados de ser necesario.
    - e) Emplear sistema para el control de la erosión.
  - Cuerpo de la presa

De acuerdo con la constitución de los materiales un dique puede ser homogéneo o heterogéneo. El mismo debe garantizar impermeabilidad y estabilidad al cuerpo del dique (Aguirre, 2014). La Tabla 2.3 muestra las características de los materiales que conforman la fundación y el cuerpo de una presa.

Tabla 2. 3 Cuerpo de la presa

Clase de material	Contenido de arcilla	Calidad del material	
		Fundación	Cuerpo de la presa
	%		
Arcilla	40 – 60	Muy buena. No necesita tratamiento.	La superficie de la presa debe cubrirse con una capa de protección.
Arcilla – arenosa	20 - 40	Buena. Usualmente no necesita tratamiento.	Buena. Usualmente no necesita tratamiento.
Arena – arcillosa	10 - 20	Deficiente. Se necesitan correcciones para evitar filtración.	Deficiente. Se necesitan correcciones para evitar filtración.
Arena	Menos de 10	Pésima. No se permite para la construcción.	Pésima. No se permite para la construcción.

Fuente: (Villamizar, 1989)

- Materiales por Emplearse para la construcción del cuerpo de la presa

Para la construcción de una presa del tipo homogéneo se puede utilizar cualquier tipo de material, exceptuando los que se mencionan a continuación:

- a) No utilizar materiales orgánicos
- b) No utilizar Limos, finos o roca molida

- c) No utilizar arcillas con Límites Líquidos de más de 80%
- Materiales para el enrocado
  - a) La roca sana dura es la adecuada para el enrocado, sin embargo, pueden ser utilizadas algunas rocas débiles o meteorizadas.
  - b) No utilizar lutitas arcillosas.
  - c) Las rocas que pueden ser trituradas durante la compactación deben ser diseñadas como suelos, no como enrocados.

- Zonificación de la Presa

El terraplén de la obra deber ser zonificado para el aprovechamiento de materiales explotados de canteras cercanas al sitio (Villamizar, 1989). Pueden ser:

- a) Núcleo Impermeable
  - b) Filtros o Material de Transición
  - c) Espaldones de Enrocado.
- Compactación de los materiales de la Presa

El proceso de Compactación dependerá del material por el cual esté constituido.

- a) Compactación de suelos arcillosos y granulares: Deben ser compactados a densidades superiores al 95% de la densidad máxima.
- b) Compactación de los enrocados: La capa no debe ser mayor a 60 cm de espesor y las capas de roca fina deben compactarse en capas de 30 a 40 cm de espesor.
- c) Maquinaria a emplearse en la compactación

Rodillos vibratorios con peso estático entre 10 y 15 toneladas.

- Rodillos de pata de cabra para lograr una óptima compactación.
- Rodillos liso-vibratorios.
- Taludes de la Presa

Los ángulos de inclinación de los taludes de una presa están en función de tres factores: altura del terraplén, materiales utilizados y su grado de compactación (Villamizar, 1989). Las tablas 2.4 y 2.5 muestran las relaciones entre la altura de la presa y el talud.

Tabla 2. 4 Taludes para presas homogéneas

Altura de la presa (m)	Talud	
	Aguas arriba	Aguas Abajo
5.0	2.0 H: 1.0 V	1.5 a 1.75 H: 1.0 V
5.1 a 10.0	2.5 h: 1.0 V	2.0 H: 1.0 V
10.1 a 15.0	2.75 a 3.0 H: 1.0 V	2.5 H: 1.0 V
15.1 a 30.0	3.0 a 3.5 H: 1.0 V	2.5 a 2.75 H: 1.0 V

Fuente: (Villamizar, 1989)

Tabla 2. 5 Taludes para enrocado

Altura de la presa (m)	Talud
	Aguas arriba
15	0.5 H: 1.0 V
15 - 30	0.75 H: 1.0 V
30 - 45	1 H: 1.0 V
45	1.3 H: 1.0 V

Fuente: (Villamizar, 1989)

- Corona de la Presa

Según Villamizar (1989) el espesor mínimo para una corona de presas pequeñas depende de estos factores:

- a) Un mayor volumen aumentará la seguridad y estabilidad.
- b) La corona debe funcionar como una vía de acceso.
- c) Facilidad de construcción con la maquinaria disponible.

### **2.1.3 BASES PARA EL DISEÑO DE LA PRESA MULACORRAL**

Para el diseño de la presa Mulacorral se deben de tomar en consideración distintos componentes, las cuales se mencionan a continuación:

#### **Sismicidad**

Para el diseño de las obras del proyecto, se preparó el inventario sísmico para el área de este, que incluye eventos históricos y los registrados por la instrumentación actual. Para la superficie de este, se evaluaron 80 eventos sísmicos incluso el año 1988, con magnitudes de entre 3.8 y 6.3 Mb. Mulacorral se encuentra en una franja sísmicamente activa en la que han ocurrido terremotos destructivos (Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua, 2006)

Los estudios geotectónicos realizados determinaron un trío de fuentes activas de terremotos, a saber: el sistema de fallas Pallatanga - Pisayambo; la fosa marina en alta mar y el área de subducción de las placas tectónicas ubicadas en las profundidades del sitio. Para el diseño de la presa Mulacorral, el sistema de fallas Pallatanga - Pisayambo se ha tomado como el método activo influyente, y debido a su cercanía al área de construcción (Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua, 2006)

## Hidrología

Dentro del entorno que rodea la presa Mulacorral existen estaciones pluviométricas que han brindado una serie de datos sobre precipitaciones mensuales, en donde se establece que en los días lluviosos en la zona donde se encuentra el objeto de estudio se da en un periodo de febrero a septiembre, a su vez, se menciona la época menos lluviosa, la cual se da entre los meses de octubre a enero (Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua, 2006). Cabe señalar que del estudio realizado se obtuvo una tabla de caudales medios mensuales los cuales vienen dados en base a las precipitaciones, estos fueron registrados en la estación Marcopamba, ubicada en el río Ambato.

A continuación, la Tabla 2.6, muestra el cuadro correspondiente a los caudales, en donde se obtuvo un caudal medio anual que corresponde a 5.07 m<sup>3</sup>/s.

Tabla 2. 6 Caudales medios anuales

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
<b>CAUDALES (m<sup>3</sup>/s)</b>											
3.35	4.26	4.50	5.10	5.72	7.58	8.60	6.17	4.65	4.10	3.56	3.27

Fuente: (Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua, 2006)

## Control de Crecientes

Luego de haber analizado el estudio realizado por el (Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua, 2006) se presentan en la Tabla 2.7 los caudales analizados para diferentes períodos de retorno.

Tabla 2. 7 Control de crecidas

<b>CAUDAL CRECIDA m<sup>3</sup>/s</b>	<b>PERIODO DE RETORNO años</b>
7	25
12	50
19	100
23	500
30	1000

Fuente: (Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua, 2006)

El caudal de crecida de 23 m<sup>3</sup>/s, con periodo de retorno de 500 años, y que representa un volumen aproximado de 200.000 m<sup>3</sup>, fue adoptado para el diseño del aliviadero de excesos.

### **Demanda de agua**

Debido a los estudios realizados por el (Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua, 2006) la demanda total de agua corresponde a 4.06 m<sup>3</sup>/s, de los cuales 2.86 m<sup>3</sup>/s pertenecen a la demanda para riego, 0.60 para agua potable y 0.60 para caudal ecológico. Cabe señalar que existe un déficit de caudal en el río durante meses de verano, por lo que se estableció un programa de racionamiento para riego el cual se detalla en la Tabla 2.8:

Tabla 2. 8 Racionamiento para riego

<b>ENE</b>	<b>FEB</b>	<b>MAR</b>	<b>ABR</b>	<b>MAY</b>	<b>JUN</b>	<b>JUL</b>	<b>AGO</b>	<b>SEP</b>	<b>OCT</b>	<b>NOV</b>	<b>DIC</b>
<b>RACIONAMIENTO PARA RIEGO m<sup>3</sup>/s</b>											
1,89	2,20	2,43	2,90	3,75	3,64	4,13	3,76	2,58	2,22	2,50	2,35

Fuente: (Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua, 2006)

## **2.1.4 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA PRESA MULACORRAL**

### **2.1.4.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA CUENCA DEL PROYECTO**

El proyecto de la presa Mulacorral, se encuentra localizado en la zona alta de la cuenca del Río Ambato a una altura de 3830 m.s.n.m con las siguientes coordenadas:

- 78° 49' 30" de longitud oeste
- 1° 11' 30" de latitud sur.

### **2.1.4.2 CLIMA DEL PROYECTO**

El clima que posee la subcuenca se caracteriza por ser ecuatorial de alta montaña, el cual a su vez se caracteriza por tener precipitaciones que van desde los 1000 mm hasta los 1200 mm por año y su temperatura varía desde los 4 °C hasta los 18°C.

### **2.1.4.3 PROYECTO DE LA PRESA MULACORRAL**

La presa Mulacorral pertenece al proyecto de Vasos de Regulación de la Cuenca Alta del Río Ambato, el cual tiene como objetivo cubrir el déficit de agua destinada a riego, agua potable y caudal ecológico. Mulacorral aportará con un volumen de aproximadamente 3'000.000 m<sup>3</sup> al volumen de regulación del sistema. Ver Figura 2.12.

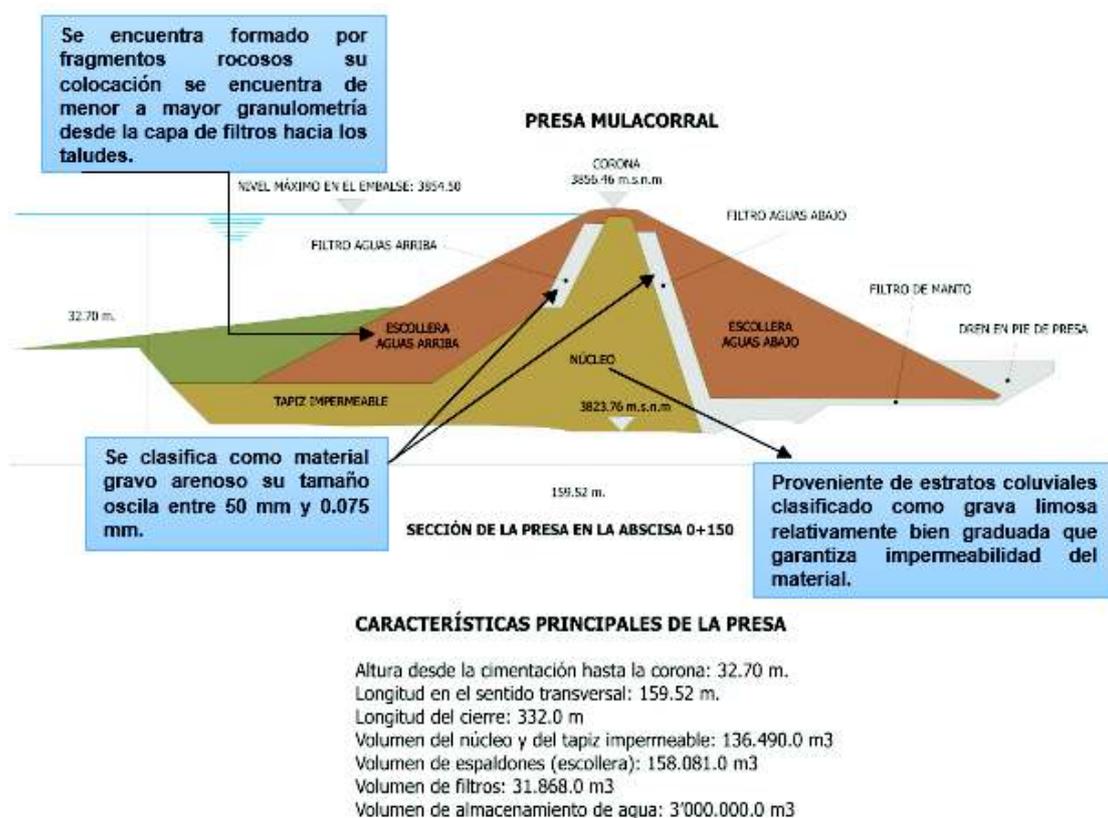


**Figura 2. 12** Embalse Mulacorral

Elaborado por: Andrés Acero

### 2.1.4.4 DISEÑO DE LA PRESA MULACORRAL

La presa Mulacorral se encuentra dentro de la clasificación de presa no homogénea con núcleo ya que se encuentra constituida por materiales de diferente granulometría y permeabilidad como se puede ver en la Figura 2.13. Los materiales fueron extraídos de canteras cercanas a la zona con excepción del material utilizado para el filtro.



**Figura 2. 13** Zonificación de presa Mulacorral

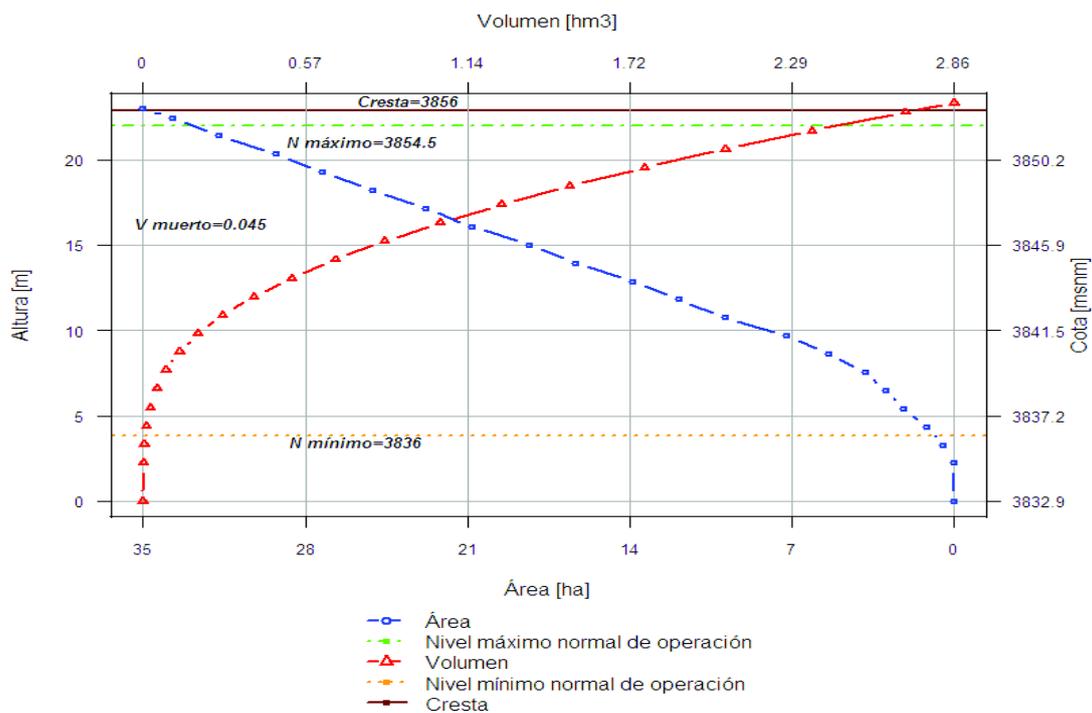
Fuente: (Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua, 2006)

### 2.1.4.5 ZONIFICACIÓN INTERNA DE LA PRESA MULACORRAL

Es importante aclarar que para alcanzar el objetivo de este proyecto los programas de modelación desarrollados hasta el momento no requieren de datos del tipo de materiales y grados de inclinación la presa, ya que al momento de realizar la modelación se desprecia los efectos que estos pudieran producir.

### 2.1.4.6 EMBALSE

El embalse que forma la presa Mulacorral tiene un volumen de 2'861.987 m<sup>3</sup> a un nivel de 3854.5 m.s.n.m. En la Figura 2.14, se muestra la curva generada por la relación entra Cota – Volumen.



**Figura 2. 14** Curva generada por la relación entra Cota – Volumen.

Fuente: (Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua, 2006)

### 2.1.4.7 OBRAS COMPLEMENTARIAS

#### Aliviadero de Excesos

El aliviadero de excesos se encuentra en la parte derecha de la presa este es capaz de evacuar un caudal de 1.54 m<sup>3</sup>/s. Se conecta mediante un canal recolector a una sección de control para posteriormente devolver al agua al cauce del río, como se muestra en la Figura 2.15.



**Figura 2. 15** Vertedero de excesos presa Mulacorral

Fuente: Andrés Acero

### **Estructura de desvío y toma**

El agua es captada mediante una estructura en torre como se puede ver en la Figura 2.16, está ubicada a una cota de 3836 m.s.n.m. correspondiente al nivel de sedimentación a ser alcanzado en 50 años. Se conecta a una galería de hormigón que embaúla una tubería de acero de 760 mm como se observa en la Figura 2.17, esta es capaz de transportar un caudal máximo de 4.14 m<sup>3</sup>/s y mínimo de 2.0 m<sup>3</sup>/s mismo que puede ser regulado por dos válvulas de control.



**Figura 2. 16** Torre de Captación

Fuente: (Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua, 2006)

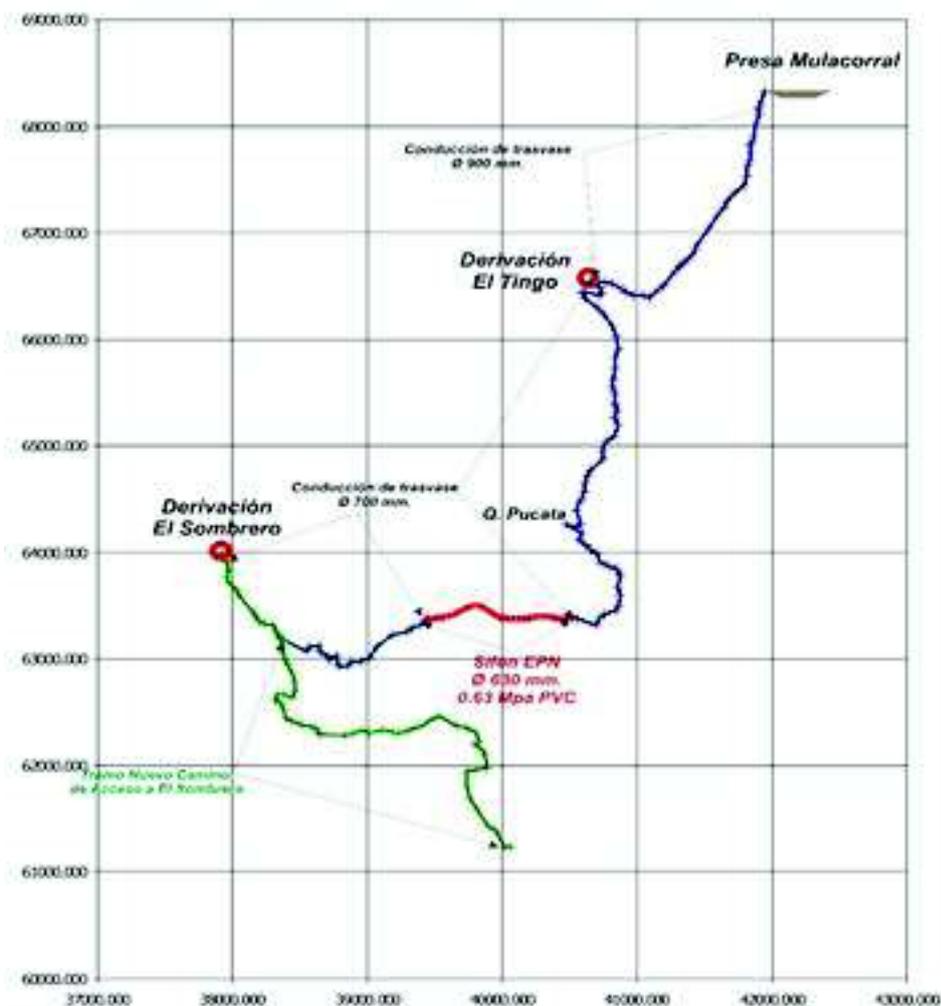


**Figura 2. 17** Galería de hormigón y tubería dentro del cuerpo de la presa  
Mulacorral

Fuente: Andrés Acero

## Obras de derivación

El embalse de Mulacorral recibe agua proveniente de las quebradas de El Sombrero y El Tingo mediante una conducción capaz de aportar con un caudal de 400 l/s. A continuación, se muestra en la Figura 2.18 un esquema de las mencionadas aportantes al embalse.



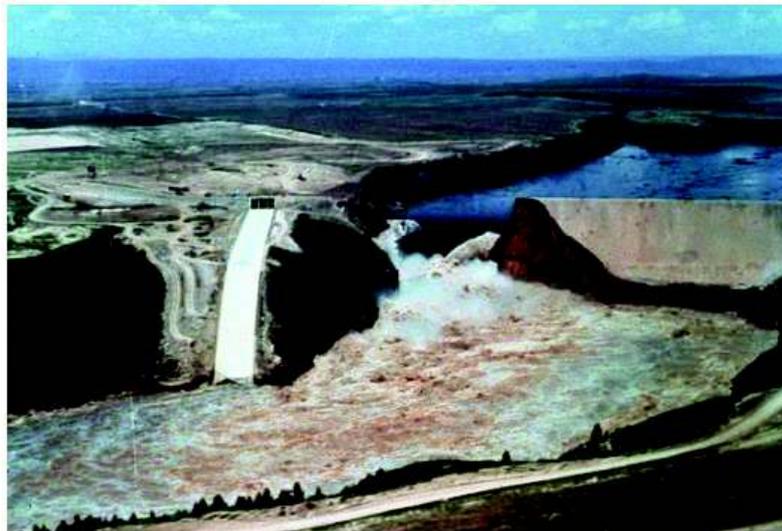
**Figura 2. 18** Esquema de implantación de la conducción de agua desde la captación de El Tingo y El Sombrero

Fuente: (Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua, 2006)

### 2.1.5 CAUSAS INVOLUCRADAS EN LA ROTURA DE UNA PRESA DE MATERIALES SUELTOS

Es necesario establecer las posibles causas por las que puede fallar una presa, siendo importantes parámetros como el tiempo de formación de una brecha entre otros. Sin embargo, las fallas que destacan son el desborde y la tubificación, debido a que las presas de materiales sueltos son más vulnerables ante dichos efectos. En la Figura 2.19 se muestra la falla de una presa atribuida a la tubificación.

Por su parte, es necesario destacar que la falla de una presa muchas veces es originada por los efectos que genera un evento sísmico (Novack, Moffat , & Nalluri , 2007)



**Figura 2. 19** Represa Teton durante el fallo producido en 1976.

Fuente: (Bureau of Reclamation, 2019)

Entre las fallas más comunes se encuentran las siguientes:

- **Estabilidad de Taludes:** Corresponde a la falla que se presenta, generalmente en la cara aguas abajo de una presa, la misma es ocasionada por: filtraciones dadas por el volumen de agua almacenada, erosión en el talud ocasionado por fuertes precipitaciones y construcción en cimientos con arcillas expansivas, las cuales al tener contacto con el agua cambian de

volumen alterando así la estabilidad del talud (Novack, Moffat , & Nalluri , 2007)

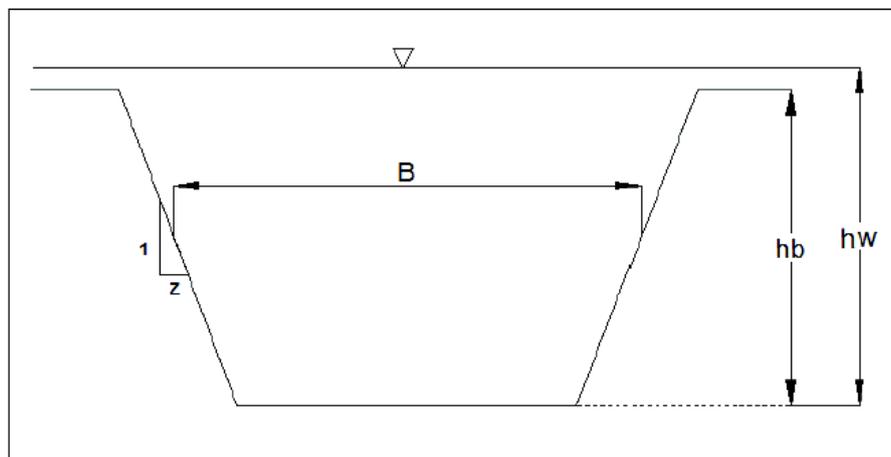
- **Desbordamiento:** Esta falla se presenta en ocasiones donde la capacidad del vertedero (construido de hormigón o mampostería) es incapaz de evacuar el caudal de una avenida extraordinaria, obligando a que el agua se desborde sobre de la corona, erosionando la cara aguas debajo de la presa. Estos casos ocurren debido a la carencia de información o bases de datos hidrológicos, en el momento de realizar los cálculos para caudal de avenida extraordinaria (Novack, Moffat , & Nalluri , 2007)
- **Tubificación:** También conocido como piping, se presenta en zonas susceptibles a filtraciones dentro del cuerpo de la presa, lo que hace que el agua abra pequeños conductos en dirección aguas debajo de la presa, los cuales aumentan su diámetro a lo largo de la vida de la presa (Novack, Moffat , & Nalluri , 2007)
- **Sísmica:** Un evento sísmico en sí mismo, no genera la falla total de una presa, sin embargo, es capaz de provocar daños en su cuerpo, ya sea de asentamientos, grietas, licuefacción rotura, deslizamiento, daños en sus caras y su núcleo (Novack, Moffat , & Nalluri , 2007)
- **Licuefacción:** Se puede describir como el comportamiento de suelos como un fluido. Es un fenómeno que se relaciona con materiales finos (limos), no plásticos y arenas. Puede ser producido en la corona de la presa, teniendo como consecuencia la disgregación de los taludes (Novack, Moffat , & Nalluri , 2007)
- **Agrietamiento:** Es un efecto que puede ser originado como producto de la Tubificación, lo cual puede ocasionar fisuras o grietas transversales y longitudinales en el cuerpo de la presa (Novack, Moffat , & Nalluri , 2007)

### 2.1.6 PARÁMETROS DE ESTIMACIÓN DE UNA BRECHA

Se conoce como brecha a la abertura formada en un dique o presa en el momento que ésta falla, se rige por una forma geométrica de la cual sus dimensiones y tiempo de formación tienen un alto grado de incertidumbre, sin embargo, se han desarrollado formulas empíricas que intentan resolver dichos parámetros con la mayor veracidad posible (Castañeda, 2015).

Es importante destacar que la dimensión de la brecha y el tiempo que tarde en desarrollarse, estarán íntimamente relacionados con el tipo de presa, ya que el análisis de rotura de una presa se realiza por separado cuando se trata de una presa de materiales sueltos y una presa de hormigón o mampostería (Castañeda, 2015).

La importancia que recae en esta descripción será de gran importancia ya que, un hidrograma, depende de los parámetros antes mencionados, así como también de la profundidad, volumen del reservorio y del caudal de ingreso al reservorio al momento de la falla. Ver Figura 2.20.



**Figura 2. 20** Parámetros de estimación de una brecha

Fuente: (Water Resources Research Laboratory, 1998)

Donde:

- hw: Elevación del agua sobre la fisura
- B: Ancho de la fisura
- hb: Altura de la fisura

Aunado a lo mencionado Alaniz (2015) establece que los parámetros de estimación de una brecha, definen la magnitud y la forma del hidrograma, en donde se incluyen la geometría y forma de la fisura, así como también el tiempo de formación, profundidad y volumen del agua almacenada en la presa y finalmente el caudal que es ingresado a la presa. Cabe señalar que las dimensiones y la forma de la brecha dependen de manera significativa del tipo de presa, según sus materiales y no menos importante la causa de la falla.

Es necesario mencionar que para valorar los parámetros antes mencionados se utilizan una serie de ecuaciones que se caracterizan como “empíricas”, las cuales se encuentran disponibles en diferentes literaturas, deducidas a partir de análisis de regresión. Existen diferentes métodos que se basan en los procesos físicos que predicen el desarrollo de la brecha y la descarga de agua resultante de la misma (Alaniz, 2015). El autor mencionado indica que en el año 1998 se documentaron una serie de métodos o modelos numéricos que fueron utilizados para predecir los parámetros de las brechas, tal como se muestra en la Tabla 2.9:

Tabla 2. 9 Resumen de las geometrías de brechas

<b>Resumen de las geometrías de brechas aconsejadas (modelo U.S Army Corps of Engineers y de Fread en el National Weather Service, 1977)</b>			
<b>Tipo de presa</b>	Ancho promedio de la brecha	Talud lateral de brecha Zb	Tiempo de falla (horas)
<b>Presa de materiales sueltos</b>	Min: 0,4 Max: 13 Medio: 4	Min: 0 Max: 6 Medio: 1	Min: 0,1 Max: 12 Medio: 2
<b>Presa de gravedad</b>	Número entero de tamaño de bloques monolíticos	Vertical a 1:1	0,1 a 0,5
<b>Presa de arco</b>	Ancho total del valle	Talud del valle	0 a 0,1

Fuente: (Alaniz, 2015)

#### 2.1.6.1 FORMA DE LA BRECHA

A lo largo de la historia se han presentado casos de rotura de presas que, en su mayoría son de materiales sueltos, muchas de las cuales han sido registradas. Éstas presentan rotura progresiva en el tiempo y geometrías trapezoidales longitudinales al inicio, que pueden terminar abarcando la totalidad de la presa (Castañeda, 2015).

En el momento en que el agua logre traspasar la pared de la presa, la misma se encargará de erosionar las parees del talud, hasta que el volumen de agua almacenado se agote, o hasta el punto en que la brecha sea capaz de soportar. El tiempo total de falla puede variar entre pocos minutos hasta horas, sin embargo, esto será función de las tipologías de los materiales y de la carga del agua.

- Profundidad de la Brecha

Es la longitud vertical tomada desde la cresta de la Brecha, hasta la parte más baja de la misma. De igual modo Alaniz (2015) establece que la profundidad de la brecha, se caracteriza por tener una medida desde la cresta del embalse hacia abajo, hasta lograr el invertido de la brecha.

- Carga sobre la Brecha

Representada por la longitud vertical tomada desde la altura del agua en el reservorio, hasta la parte más baja de la brecha (Alaniz, 2015).

- Ancho de la Brecha

Dependerá de la geometría de la misma, bien sea rectangular, trapezoidal o triangular. Es importante mencionar que de las características y dimensiones de este parámetro dependerán los caudales pico que se generen en el momento de falla. Su tasa de expansión puede generar una afectación de manera dramática en lo que se conoce como “descarga”, así como también puede influir en el nivel de inundación aguas abajo (Alaniz, 2015).

#### **2.1.6.2 INCLINACIÓN O ÁNGULOS DE TALUDES**

Este parámetro corresponde a la relación entre la vertical respecto a la horizontal formada en la brecha, este valor representa poca influencia en cuanto a rotura de una presa.

#### **2.1.6.3 TIEMPO DE FORMACIÓN DE LA BRECHA**

Este tiempo se mide desde el momento en que la presa presenta la primera abertura en la cara del reservorio, hasta que se haya formado completamente. En este punto se establece que la presa ha fallado, ya que la formación de la brecha en una presa de materiales sueltos es altamente propensa a la erosión formada por el paso del agua, volviéndose insostenible.

- Tiempo de inicio de la Brecha

Es el tiempo comprendido entre el momento en que el flujo de agua inicia su paso a través o sobre la presa, hasta que se desarrolle el inicio de formación de la brecha. En este momento, se determina que la presa aún no ha fallado, y es el indicado para aplicar planes de contingencia y evacuaciones ante el posible colapso de la presa.

#### **2.1.6.4 CUADRO ECUACIONES DE ESTIMACIÓN DE FORMACIÓN DE UNA BRECHA**

A continuación, en la Tabla 2.10 se muestra las ecuaciones que se han planteado empíricamente mediante observaciones de la formación de brechas.

Tabla 2. 10 Cuadro de Ecuaciones de estimación de formación de una brecha

INVESTIGADOR	AÑO	Nº DE CASOS	ECU. PROPUESTAS UNIDADES	OBSERVACIÓN
<b>Johnson &amp; Illes</b>	1976	20	$0.5h_d \leq B \leq 3h_d$	Considera la evolución de la forma de la brecha desde triangular hasta trapezoidal.
			$2h_d \leq B \leq 5h_d$	Se realiza una relación alto /ancho de la brecha.
<b>Sing &amp; Snorrason</b>	1982-1984	20	$0.15m \leq d_{ovtop} \leq 0.61m$	La máxima carga que soporta la presa es 0,15 a 0,61 m.
			$0.25hr \leq t_f \leq 1.0 hr$	El tiempo que tarda en desarrollarse la brecha completamente está entre 15 a 60 min.
			$V_{er} = 0.0261(V_{out} * h_w)^{0.769}$	Se plantea un factor de formación de brecha, el cual hace relación al volumen que pasa por la brecha y la altura de carga.
<b>MacDonald &amp; Langridge-Monopolis</b>	1984	42	$t_f = 0.0179V_{er}^{0.364}$	La relación de los taludes laterales en la mayoría de los casos estudiados es de 1H:2V.

INVESTIGADOR	AÑO	N° DE CASOS	ECU. PROPUESTAS UNIDADES	OBSERVACIÓN
Froehlich	1987	43	$B' = 0.47K_0 * S'^{0.25}$ $Z = 0.75 * K_C * h'_w{}^{1.57} * W^{0.73}$	Estas ecuaciones consideran volumen, longitud vertical de la brecha, ancho de la corona, carga sobre la brecha, ancho superior e inferior de la brecha.
			$K_0 = 1.4$ por desborde $K_0 = 1.0$ por otro tipo de falla	
			$K_C = 0.6$ con núcleo	Se incluye coeficientes los cuales hacen referencia a la falla por desbordamiento
			$K_C = 1.0$ sin núcleo  $t_f = 79 * S'^{0.47}$ $B' = B/h_d$ $S' = S/h_b^3$  $h'_w = h_w/h_b$	Las fallas por desborde producen brechas más amplias y una erosión más rápida, que otro tipo de falla.  Son ecuaciones adimensionales.
Bureau of Reclamation	1988	-	$B = 3h_w$ $t_f = 0.011B$	El objetivo de estas ecuaciones es dar un factor de seguridad para los parámetros de una brecha.
V. Singh & Scarlots	1988	52	$\frac{B_{top}}{B_{bottom}} \cong 1,29$	Se determinó la relación entre ancho superior / inferior en un rango entre 1.06 y 1.74.  Se estimó un tiempo de 3 horas para la falla de una presa en un 100% de casos, y 1.5 horas para el 50%.

INVESTIGADOR	AÑO	Nº DE CASOS	ECU. PROPUESTAS UNIDADES	OBSERVACIÓN							
Von Thun & Gillette; Dewey & Gillette	1990 - 1993	57	$B = 2.5h_w + C_b$  $t_f = 0.015h_w$ (material fácilmente erosionable) $t_f = 0.020h_w + 0.25$ (material resistente ala erosión)	Se establece un coeficiente que está en función del tamaño del embalse en m <sup>3</sup>							
			<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tamaño del Embalse (10E6 m3)</th> <th>Cb (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>&lt;1.23</td> <td>6.1</td> </tr> <tr> <td>1.23 a 1.67</td> <td>18.3</td> </tr> <tr> <td>6.17 a 12.3</td> <td>42.7</td> </tr> <tr> <td>&gt;12.3</td> <td>54.9</td> </tr> </tbody> </table>	Tamaño del Embalse (10E6 m3)	Cb (m)	<1.23	6.1	1.23 a 1.67	18.3	6.17 a 12.3	42.7
Tamaño del Embalse (10E6 m3)	Cb (m)										
<1.23	6.1										
1.23 a 1.67	18.3										
6.17 a 12.3	42.7										
>12.3	54.9										
Froehlich	1995	63	$B' = 0.1803K_0 * V_w^{0.32} * h_b^{0.19}$ $t_f = 0.00254 * V_w^{0.53} * h_b^{-0.90}$ $K_0 = 1.4$ falla por desborde $K_0 = 1.0$ otro tipo de falla	Se obtiene ecuaciones para la predicción de los parámetros de la brecha dimensionales.  Se mejoró los coeficientes de determinación del año 1987.							
			Se recomienda un valor de 1.4 para taludes en el caso de ser fallas por desborde y 0.9-1 para otro tipo de fallas.								

INVESTIGADOR	AÑO	Nº DE CASOS	ECU. PROPUESTAS UNIDADES	OBSERVACIÓN
Guía Técnica	1996	-	$B = 20 * (V * H)^{0.25}$ $t_f = 4.8 * \frac{V^{0.25}}{H}$	El modo de falla, la forma y evolución de la brecha, se encuentra en función del tipo de presa.
				Presas de hormigón la rotura es instantánea, ya sea total o parcial.
Froehlich	2008	74	$B' = 0.27 * K_o * V_w^{0.32} * h_b^{0.04}$ $t_f = 63.2 * \sqrt{\frac{V_w}{g h_b^2}}$	Las presas de materiales sueltos presentan una rotura de forma progresiva.
				Se actualiza las ecuaciones basado en datos de presas de tierra, con pared central y núcleos de roca.
				Se recomienda un valor de 1H:1V para taludes en el caso de ser fallas por desborde y 0.7H:1V para otro tipo de fallas.
				No se especifica si la altura de la brecha se debe considerar desde la parte superior de la presa hasta el nivel del suelo natural.

Elaborado por: Andrés Acero.

Fuente: (Novack, Moffat , & Nalluri , 2007)

Donde:

$B$ = Ancho de la brecha promedio, m.

$h_d$ = Altura de la presa, m.

$d_{ovtop}$ = Altura del agua que sobrepasa la presa.

$t_f$ = Tiempo de formación de la brecha, h.

$V_{er}$ = Volumen de material erosionado, m.

$V_{out}$ = Volumen de agua descargada a través de la brecha, m.

$h_w$ = Altura del agua sobre el fondo de la brecha, m.

$\acute{B}$ = Ancho promedio adimensional de la brecha ( $B/h_d$ ).

$K_0$ = Factor de corrección del desbordamiento.

$S'$ = Volumen adimensional, ( $S/h_b^3$ )

$S$ = Volumen del embalse, m<sup>3</sup>

$Z$ = Factor de abertura de la pendiente lateral de la brecha.

$K_C$ = Factor de corrección del núcleo.

$h'_w$ = Altura adimensional del agua sobre el fondo de la brecha, ( $h_w/h_b$ ).

$h_b$ = Altura de la brecha, m

$W$ = Ancho promedio del dique, m.

$C_b$ = Coeficiente en función del volumen del embalse, m

$V_w$ = Volumen del embalse, m<sup>3</sup>.

$h_w$ = Altura del agua sobre el fondo de la brecha, m.

V= Volumen del Embalse  $Hm^3$

### 2.1.6.5 CUADRO DE ECUACIONES DE ESTIMACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO

Existe una gran cantidad de ecuaciones empíricas desarrolladas desde que existen casos de fallas de presas, las mismas tienen como objetivo predecir el máximo caudal que se ha de generar en el momento de rotura de una presa, además de poder ser comparadas entre sí o con un programa capaz de generar hidrogramas que se puedan acoplar a estas características.

A continuación, la Tabla 2.11 muestra un cuadro donde se resumen las ecuaciones más relevantes:

Tabla 2. 11 Ecuaciones de estimación de formación de una brecha

AUTOR	AÑO	ECUACIÓN
Kirkpatrick	1977	$Q_p = 1.268(h_w + 0.3)^{2.5}$
SCS	1981	$Q_p = 16.6(h_w)^{1.85}$
Hagen	1982	$Q_p = 0.54(S * h_d)^{0.5}$
Reclamation	1982	$Q_p = 19.1(h_w)^{1.85}$
Singh and Snorrason	1984	$Q_p = 0.776(S)^{0.47}$
		$Q_p = 13.4(h_d)^{1.89}$
MacDonal & Langride-Monopolis	1984	$Q_p = 3.85(V_w * h_w)^{0.411}$
		$Q_p = 1.154(V_w * h_w)^{0.412}$
Costa	1985	$Q_p = 0.981(S * h_d)^{0.42}$
Evans	1986	$Q_p = 0.72(V_w)^{0.53}$
Froehlich	1995	$Q_p = 0.607 * (V_w^{0.295} * h_w^{1.24})$

Fuente: (Novack, Moffat , & Nalluri , 2007)

Donde:

$Q_p$  = gasto máximo que pasa por la ruptura de la cortina de una presa,  $m^3/s$

$S$  = volumen de agua en el embalse a una altura  $Hm^3$

$h_d$  = altura de agua al nivel máximo antes del rompimiento, m

$V_w$  = volumen de agua en el embalse que se derrama en un tiempo  $t$ ,  $m^3$

$t$  = tiempo de falla de la cortina de la presa, hr

$h_w$  = altura del agua en el embalse al momento de la rotura medida desde el nivel del piso de la brecha final (m).

El Hydrologic Engineering Center (2018) establece que dichas ecuaciones podrán ser utilizadas con fines de comparación con el modelo numérico a desarrollar, y considerando que todas las ecuaciones están en función de parámetros geométricos de la presa, volumen y altura del embalse; el caudal pico calculado corresponderá al caudal de salida pico inmediato aguas abajo de la presa.

## **2.2 ESTADO DEL ARTE**

Se presenta a continuación, la Tabla 2.12 donde se encuentra la información de trabajos relacionados con el tema de estudio, que han sido realizados anteriormente y que, al igual que los antecedentes sirven como fundamentación teórica de la presente investigación.

Tabla 2. 12 Estado del arte

INVESTIGACIÓN	AÑO Y LUGAR	AUTOR (ES)	OBJETO DE ESTUDIO	RESUMEN	RESULTADOS
<b>Caracterización del Experimental del Hidrograma de la Salida de una Ruptura de una presa</b>	Universidad Nacional Autónoma de México, 2010	Rivera Cesáreo	Analizar los Modelos Físicos y Matemáticos, permitiendo conocer el proceso de rotura de una presa, con el fin de ser aplicados a planes de emergencia y al desarrollo de mapas de inundación.	Se desarrolla un modelo físico con instrumentación que permita, asimilar el comportamiento del flujo ocasionado por falla de un dique de materiales sueltos, con el fin de registrar variables geométricas e hidráulicas en tiempo real.	Se logró establecer una metodología para relacionar los volúmenes de almacenamiento en el embalse de la presa con la dimensión de la brecha y el caudal en relación con el tiempo, con el fin de obtener un hidrograma de salida característico a ser aplicado en casos de similares características.
<b>Simulación del Hidrograma por Desbordamiento y Ruptura de un Dique de Materiales Suelos</b>	Universidad Central del Ecuador, 2012	Tapia Edison	Analizar los fundamentos teóricos que permiten al programa HEC RAS 4.1.0 la simulación del flujo generado por la falla desbordamiento de un dique de materiales sueltos.	Se describe el modelo matemático utilizado por HEC RAS el cual simula el proceso de falla por desbordamiento de una presa, para establecer diferencias entre las ecuaciones empíricas y los resultados obtenidos de la simulación.	Se puede avalar a HEC RAS 4.1 .0 como un programa capaz de evaluar el flujo generado por la falla de un dique de materiales sueltos utilizando metodologías las cuales contrarresten las falencias que tiene el programa ante la simulación de un flujo rápidamente variable.

INVESTIGACIÓN	AÑO Y LUGAR	AUTOR (ES)	OBJETO DE ESTUDIO	RESUMEN	RESULTADOS
<p><b>Estudio del Flujo Generado por la Ruptura de un Dique a Causa de Infiltraciones</b></p>	<p>Universidad Central del Ecuador. Quito, 2012</p>	<p>Gaibor Mauricio</p>	<p>Analizar los fundamentos teóricos que permiten al programa HEC RAS 4.1.0 la simulación del flujo generado por la falla causada por infiltraciones en un dique de materiales sueltos.</p>	<p>Se realiza la descripción del modelo que HEC RAS utiliza para la modelación de flujo no permanente, para el desarrollo del modelo se aplica los conceptos teóricos al caso práctico de la falla de la "Presa La Josefina".</p>	<p>El programa HEC RAS es capaz de simular la rotura de presas, haciendo uso de Nets, sin embargo, es necesario estabilizar el modelo utilizando distintos métodos que disminuyen la exactitud de los resultados.</p>
<p><b>Comparación de los modelos Hidráulicos Unidimensionales (HEC RAS) y Bidimensional (IBER) en el análisis de Rotura en Presas de Materiales Suelos; y Aplicación a la Presa Palo Redondo</b></p>	<p>Universidad Privada Antenor Orrego. Trujillo, Perú, 2014</p>	<p>Guarniz Carlos</p>	<p>Establecer las diferencias que presenta la modelación del flujo generado por la abertura de un dique de materiales sueltos en un modelo unidimensional y bidimensional.</p>	<p>El trabajo realiza la modelación del proceso de rotura por desbordamiento de una presa de materiales sueltos, utilizando el programa HEC RAS (1D) e IBER (2D), utilizando el mismo caso de estudio, La Presa Palo Redondo, con el fin de relacionar los resultados obtenidos en dichos programas.</p>	<p>El programa IBER muestra con mayor claridad y exactitud el proceso de generación y propagación de la onda producto de la rotura de la presa. Los modelos 1D a pesar de demandar menos requisitos computacionales lo cual presenta una ventaja, no son lo suficientemente confiables al momento de modelar un fenómeno que no pueda representarse en un modelo unidimensional.</p>

INVESTIGACIÓN	AÑO Y LUGAR	AUTOR (ES)	OBJETO DE ESTUDIO	RESUMEN	RESULTADOS
<b>Estudio del Flujo Generado por la Ruptura de un Dique a Causa de Infiltraciones</b>	Universidad Central del Ecuador. Quito, 2012	Gaibor Mauricio	Analizar los fundamentos teóricos que permiten al programa HEC RAS 4.1.0 la simulación del flujo generado por la falla causada por infiltraciones en un dique de materiales sueltos.	Se realiza la descripción del modelo que HEC RAS utiliza para la modelación de flujo no permanente, para el desarrollo del modelo se aplica los conceptos teóricos al caso práctico de la falla de la "Presa La Josefina".	El programa HEC RAS es capaz de simular la rotura de presas, haciendo uso de Nets, sin embargo, es necesario estabilizar el modelo utilizando distintos métodos que disminuyen la exactitud de los resultados.
<b>Comparación de los modelos Hidráulicos Unidimensionales (HEC RAS) y Bidimensional (IBER) en el análisis de Ruptura en Presas de Materiales Suelos; y Aplicación a la Presa Palo Redondo</b>	Universidad Privada Antenor Orrego. Trujillo, Perú, 2014	Guarniz Carlos	Establecer las diferencias que presenta la modelación del flujo generado por la abertura de un dique de materiales sueltos en un modelo unidimensional y bidimensional.	El trabajo realiza la modelación del proceso de rotura por desbordamiento de una presa de materiales sueltos, utilizando el programa HEC RAS (1D) e IBER (2D), utilizando el mismo caso de estudio, La Presa Palo Redondo, con el fin de relacionar los resultados obtenidos en dichos programas.	El programa IBER muestra con mayor claridad y exactitud el proceso de generación y propagación de la onda producto de la rotura de la presa. Los modelos 1D a pesar de demandar menos requisitos computacionales lo cual presenta una ventaja, no son lo suficientemente confiables al momento de modelar un fenómeno que no pueda representarse en un modelo unidimensional.

INVESTIGACIÓN	AÑO Y LUGAR	AUTOR (ES)	OBJETO DE ESTUDIO	RESUMEN	RESULTADOS
<p><b>Aplicación de la Nueva Herramienta HEC RAS 5.0 para cálculos Bidimensionales del Flujo de Agua en Ríos</b></p>	<p>Escola de Camins, Barcelona, España, 2015</p>	<p>Lluén Willy</p>	<p>Analizar el programa HEC RAS 5.0 (Versión Beta), para el tratamiento de modelos de flujo bidimensional, aplicado a casos de canales prismáticos y llanuras de inundación.</p>	<p>Evaluar el programa HEC RAS 5.0 ante la modelación de flujo en 1D/2D, para lo cual se aplicará el caso del Río Ter además de utilizar el programa IBER 2.2 para contrastar resultados.</p>	<p>El programa HEC RAS 5.0 (versión Beta), incorpora herramientas que facilitan su uso y la modelación de flujo bidireccional.</p>
<p><b>Modelación Bidimensional del Flujo Generado por la Rotura de una presa de Tierra, Utilizando el Programa IBER</b></p>	<p>EPN-FICA. Quito, 2015</p>	<p>Palavecino Ángelo</p>	<p>Analizar la capacidad del programa IBER para la simulación del flujo ocasionado por la rotura de presas, además de comparar los resultados obtenidos con HEC-RAS.</p>	<p>Este trabajo busca generar una guía y evaluar la capacidad del programa IBER ante la modelación del flujo post rotura de un dique, aplicando el caso práctico de la Presa Pescado.</p>	<p>Las simulaciones realizadas entre el modelo de IBER y HECRAS, obtienen resultados semejantes a pesar de que HEC RAS es un modelo que presenta limitaciones ante simulaciones bidimensionales.</p>
<p><b>Modelación bidimensional del flujo en lámina libre mediante la nueva herramienta HEC RAS 5.0</b></p>	<p>Escola de Camins, Barcelona, España, 2016</p>	<p>Briogos Guillermo</p>	<p>Estudiar el modelo numérico que utiliza HEC RAS 5.0 para su aplicabilidad de modelos bidireccionales, validando así su uso para la generación de zonas de inundación.</p>	<p>Comprobar ventajas y limitaciones que presenta la versión Beta de HEC RAS 5.0, para la simulación de flujo en 1D/2D, utilizando para ello el caso práctico un tramo del Río Anoaia.</p>	<p>El programa HEC RAS 5.0 permite simular flujo en dos dimensiones, siendo capaz de abarcar estudios de riesgos ante inundaciones.</p>

INVESTIGACIÓN	AÑO Y LUGAR	AUTOR (ES)	OBJETO DE ESTUDIO	RESUMEN	RESULTADOS
<p>Simulación de rotura de presas aterradas con fondo móvil. Caso de estudio</p>	<p>Institut Flumen, Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, España, 2017</p>	<p>Sanz-Ramos, M. Olivares, G. Bladé, E.</p>	<p>Este estudio presenta la metodología que se utiliza en estudios de falla de diques aterrados (transporte de sedimentos), mediante un esquema numérico capaz de simular la formación de la brecha y fondo móvil.</p>	<p>Se utiliza como ejemplo de aplicación la presa en el Río Lobregat ubicada en España. Se obtiene el hidrograma post rotura de la presa utilizando IBER (2D), para posteriormente, se utiliza el hidrograma obtenido en el software HEC RAS (1D).</p>	<p>Se observa que el hidrograma es mayor cuando se considera un fondo móvil, sin embargo, la categorización de acuerdo a la guía técnica presenta los mismos resultados. Se recalca la importancia de estudiar mas a fondo la modelación de los volúmenes de sedimentos que se movilizan, zonas de erosión y sedimentación post rotura.</p>
<p>Rotura de la presa de Vega de Tera, simulación hidráulica de la propagación de la avenida (Zamora, España)</p>	<p>Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín Facultad de Minas, 2017</p>	<p>Prieto, J.L., Martínez-Alegría-López, R., Taboa J., Montequi, I &amp; Sanz, G</p>	<p>El objetivo de este trabajo es simular el flujo producido por la rotura de la presa, utilizando el programa HEC RAS, para alcanzar datos sobre el caudal pico, hidrograma, tiempo de rotura y calado.</p>	<p>Se realiza una caracterización geográfica, climática y elementos constructivos de la presa y condiciones de contorno para la creación del modelo numérico unidimensional HEC RAS 4.1.0.</p>	<p>Los resultados hidráulicos obtenidos confirman la destrucción ocasionada en la zona de Ribadelago, con los siguientes resultados: <math>Q_p=13000</math> m<sup>3</sup>/s, <math>t_r=26</math> min, <math>V=30</math> m/s, <math>H=24</math> m.</p>

Elaborado por: Andrés Acero

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA**

En este capítulo se busca establecer los pasos para el desarrollo de un modelo numérico enfocado a la rotura de una presa. Para esto se ha identificado 4 etapas que se muestran a continuación:

- Preproceso del Modelo Digital del Terreno
- Descripción del Esquema Numérico utilizado por HEC RAS
- Procesamiento del modelo en HEC RAS
- Post procesamiento y visualización de resultados

En afán de que el lector tenga un pleno entendimiento del proceso y considerando el objeto del proyecto se describe la parte de preproceso del Modelo Digital del Terreno en el Anexo 3 adjunto a este documento.

A continuación, se detalla una lista de los pasos a realizarse para obtener los resultados antes mencionados:

#### **DETALLE DEL ESQUEMA NUMÉRICO UTILIZADO POR HEC RAS**

- a. Ecuaciones de Saint Venant
- b. Teorema de Reynolds
- c. Ecuación de Continuidad
- d. Ecuación de Cantidad de Momento
- e. Métodos de resolución de las Ecuaciones de Saint Venant
- f. Onda Difusa y Onda Dinámica
- g. Estructura de la Malla en HEC RAS
- h. Esquemas Numéricos

- i. Condición de Courant- Friedrich- Levy (CFL)

## **PREPROCESO**

- a. Recopilar de información.
- b. Crear un proyecto en Arc Map.
- c. Convertir curvas de nivel en un Modelo Digital del Terreno (TIN).
- d. Convertir TIN a una capa raster.
- e. Correcciones de la capa raster.
- f. Validación del raster

## **PROCESO EN HEC RAS**

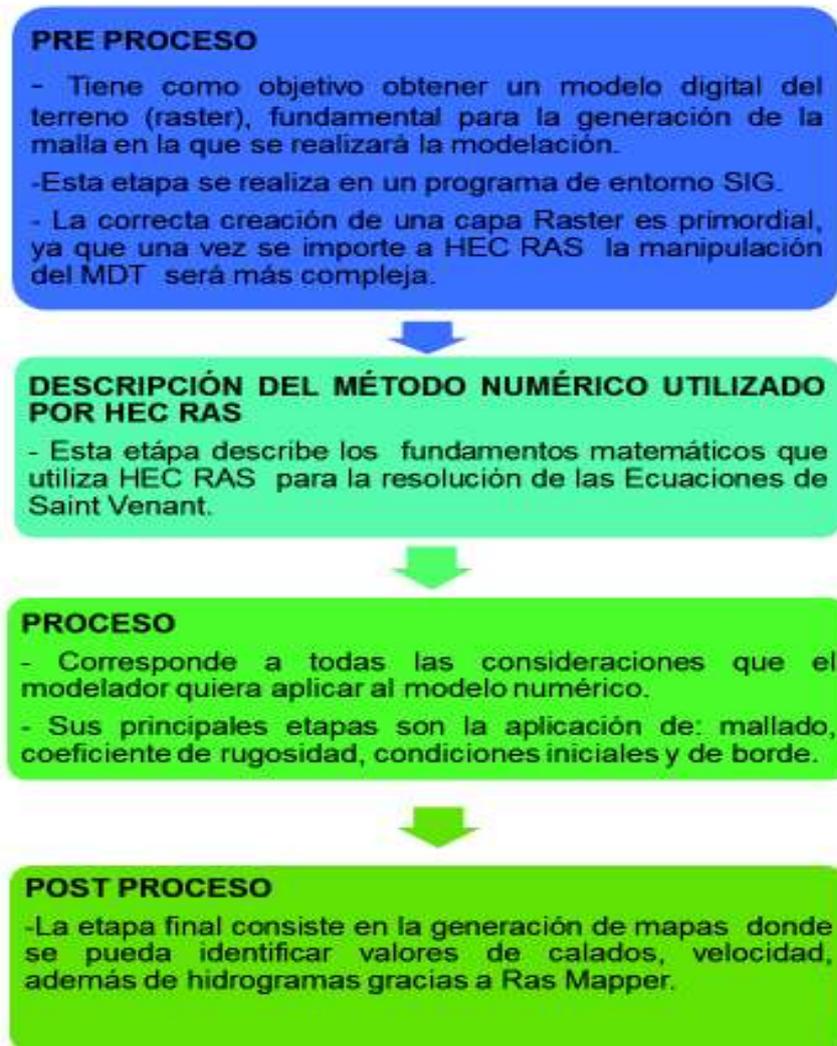
- a. Crear un nuevo archivo en HEC RAS.
- b. Importar la capa Raster creada en Arc Map.
- c. Delimitar zona de Almacenamiento 2D.
- d. Delimitar zona de inundación con un Mallado 2D.
- e. Identificar zonas para el ingreso del valor de n de Manning.
- f. Ingresar condiciones iniciales y de borde.
- g. Creación de secciones transversales en sitios de interés
- h. Configuración previa de HEC RAS
- i. Simular el flujo post-rotura de la presa.

## **POSTPROCESO EN HEC RAS**

- a. Obtener hidrogramas y tiempo de llegada para las secciones transversales.

- b. Analizar mapas de inundación y de velocidades creados en RAS Mapper.
- c. Obtener mapas de zonas de probable inundación en RAS Mapper.

Cada una de las etapas es fundamental en la creación de un modelo numérico en HEC RAS. En la Figura 3.1 se describe la relación que existe entre las tres etapas:



**Figura 3. 1** Etapas de modelación en HEC – RAS

Elaborado por: Andres Acero

### 3.1 INTRODUCCIÓN AL PROGRAMA HEC – RAS 5.0

Teniendo en cuenta el desarrollo que comprende la presente investigación, es necesario conocer las características de las herramientas a utilizar para dar cumplimiento a los objetivos. En este sentido, es importante hacer mención sobre

el software HEC RAS, sus funciones, características, virtudes, falencias, además de generar un concepto básico sobre los algoritmos matemáticos inmersos en el programa.

Hec - Ras es caracterizado por ser un software que permite la modelación de diversos parámetros como son: el flujo de régimen permanente y no permanente, la modelación del transporte de sedimentos y análisis de la calidad de agua. Para esto se hace uso de un modelo unidimensional (1D), bidimensional (2D) o una combinación 1D-2D conforme la necesidad de simular flujo en canales naturales o artificiales, áreas de inundación o protegidas por diques, entre otros (Lluén, 2015).

Entre sus principales cualidades tenemos las siguientes:

- Creación de proyectos con combinaciones de geometrías y planes de computo.
- Componentes de análisis separados, acopio y gestión de datos, generación de informes.
- Constante actualización del programa con versiones que corrigen inconvenientes relacionados a inestabilidad del flujo, optimización de tiempos de cálculo.
- Incorporación de RAS Mapper y mejoras referentes a la construcción de geometrías en el MDT.
- Visualización de resultados y propiedades hidráulicas en forma gráfica y tabulada.
- Presentación de mapas animados con resultados de velocidad, calado entre otros, dentro del tiempo de simulación establecido.
- Generación de mallado estructurado y no estructurado.

Entre las limitaciones que presenta el programa HEC RAS se tiene las siguientes:

- En relación un modelo 1D y 2D, el modelo unidimensional presenta mayor facilidad para la creación de estructuras hidráulicas.
- Un modelo bidimensional demanda una mayor exigencia computacional.

### **3.1.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO NUMÉRICO UTILIZADO POR HEC RAS 5.0 PARA LA RESOLUCIÓN DE LAS ECUACIONES DE SAINT VENANT Y ONDA DIFUSA**

En esta sección se busca describir de forma objetiva los distintos esquemas matemáticos que HEC RAS ocupa en el desarrollo de un modelo bidimensional. De modo que, se presenta un preámbulo donde se indica los fundamentos teóricos ocupados por el programa, antes de comprometer el modelo con el ingreso de información incoherente en el programa.

#### **3.1.1.1 ECUACIONES DE SAINT VENANT**

Para la descripción del movimiento de un fluido en tres dimensiones, se deben tomar en consideración las ecuaciones de Navier – Stokes. Para el caso de estudio abordado, la simulación del flujo post rotura sobrelleva a imponer una serie de simplificaciones dando como resultado a las ecuaciones de Saint Venant o Shallow Water Equation (Hydrologic Engineering Center, 2018).

Estas ecuaciones se basan en soluciones diferenciales que se modelan con el fin de establecer las variaciones de caudal y niveles de líquido a lo largo del espacio y tiempo, teniendo estas su nombre en honor al matemático Francés *Jean Claude Barré de Saint-Venant* (Lluén, 2015).

Hamad (2008) establece en su trabajo de investigación que las ecuaciones de Saint Venant son un conjunto formado por la ecuación de continuidad y momento. Estas, presentan las limitaciones para flujos unidimensionales considerados como no permanente, propuestas en el libro de Chow (1994) las cuales se mencionan a continuación:

- El flujo es unidimensional, de tal manera que la velocidad del flujo es constante y la superficie del agua es horizontal en cualquier corte transversal al canal.
- El flujo varía gradualmente a lo largo del canal, teniendo una presión hidrostática constante y las aceleraciones en el eje vertical son imperceptibles.
- El eje longitudinal del canal es una línea recta.
- Pendiente del lecho se considera muy pequeña y no se producen efectos de socavación o deposición de materiales.
- La ecuación de Manning se utiliza para identificar efectos de resistencia.
- El flujo es incompresible y de densidad constante.

### 3.1.1.2 TEOREMA DE TRANSPORTE DE REYNOLDS

Para poseer un concepto claro de la forma de resolución de las ecuaciones de Saint Venant, es necesario el estudio de forma superficial el Teorema de Transporte de Reynolds el cual utiliza las ecuaciones aplicadas a masas de fluido (ecuaciones de Saint Venant) y las interpone en un volumen/sección de control, relacionando la tasa de cambio de las propiedades dependientes de la masa en función del tiempo y las causas que producen dichos cambios como se muestra en la Ecuación 3.1 (Chow, 1994).

$$\frac{dB}{dt} = \frac{d}{dt} \iiint_{v.c} \beta \rho dV + \iint_{s.c} \beta \rho \mathbf{V} \cdot d\mathbf{A} \quad (3.1)$$

Donde:

B: término dependiente de la masa (propiedad extensiva)

$\beta$ : término independiente de la masa (propiedad intensiva)

t: tiempo

$\rho$ : densidad del fluido

$dV$ : volumen de control

$V$ : velocidad vectorial del fluido

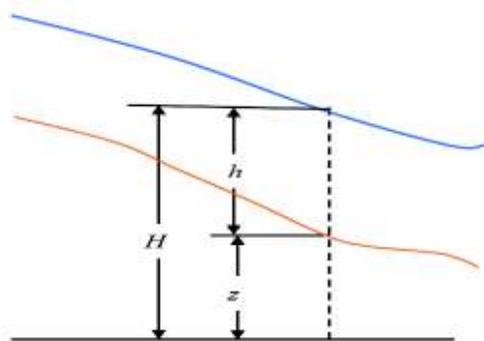
$dA$ : vector normal al área

Para Chow (1994) la ecuación (3.1) rige el teorema de transporte de Reynolds, estableciendo el siguiente teorema:

“la tasa total del cambio de una propiedad extensiva de un fluido es igual a la tasa de cambio de la propiedad extensiva almacenada en el volumen de control más el flujo neto de la propiedad extensiva a través de la superficie de control”  
(pág. 24)

Con el fin de analizar las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento dentro del marco teórico establecido en el Manual de Referencia de HEC RAS 5.0 se asume la profundidad del agua  $h(x, y, t)$  y el nivel del terreno  $z(x, y)$  mismas que se encuentran en función de las variables de espacio  $(x, y)$  y tiempo  $(t)$ , dando como resultado que, el nivel de la superficie del agua será  $H(x, y, t)$  como se muestra en la Figura 3.2. y Ecuación 3.2 (Hydrologic Engineering Center, 2018).

$$\mathbf{H(x, y, t) = z(x, y) + h(x, y, t)} \quad (3.2)$$



**Figura 3. 2** Elevación del agua en función de la cota de terreno y calado del agua

Fuente: (Hydrologic Engineering Center, 2018)

### 3.1.1.3 ECUACIÓN DE CONTINUIDAD O CONSERVACIÓN DE MASA

La ecuación de continuidad establece que, para diferentes secciones en un mismo canal, el caudal se mantiene constante en función de la variable tiempo y espacio, es decir, el caudal que entra a una sección de control debe ser igual al caudal que sale de dicha sección (Chow, 1994).

La ecuación de continuidad para flujo no permanente en canales abiertos se define en la Ecuación 3.3:

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (3.3)$$

Donde:

$\frac{dy}{dx}$ : tasa de cambio del caudal en función de la distancia

$\frac{dy}{dx}$ : cambio de la sección transversal en función del espacio.

Dentro de la concepción del manual de HEC – RAS, se considera la ecuación 3.3 y se asume un flujo incompresible, escribiéndose la misma en la Ecuación 3.4:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + q = 0 \quad (3.4)$$

Donde:

t: tiempo

u: componente de la velocidad en el eje x.

v: componente de la velocidad en el eje y.

q: caudal de entrada o salida.

Para el desarrollo de la ecuación, se procede a escribirla en su forma vectorial tal y como se muestra en la Ecuación 3.5:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \nabla \cdot hV + q = 0 \quad (3.5)$$

Donde:

V: velocidad vectorial

$\nabla$ : vector de la derivada parcial

Al utilizar el teorema de Divergencia de Gauss para integrar la Ecuación (3.5) se tiene la ecuación de continuidad en su forma integral como se muestra en la Ecuación 3.6:

$$\frac{d}{dt} \iiint_{\Omega} d\Omega + \iint_S V \cdot n dS + Q = 0 \quad (3.6)$$

Donde:

$\Omega$ : representa la región espacial ocupada por el fluido.

S: Condiciones de borde

Q: representa un volumen de entrada o salida.

La ecuación (3.6) es la resultante de haber aplicado el teorema de Reynolds a la ecuación de continuidad. Esta, se conoce como la representación integral de la ecuación de conservación y es la ideal para realizar el enfoque del volumen finito en los próximos capítulos (Hydrologic Engineering Center, 2018).

### **Batimetría del sub-mallado**

La batimetría corresponde a técnicas que proporcionan un modelo digital del terreno en función de fotografías y observaciones aéreas. Se debe tener claro que la relación de tamaño de malla – tiempo de cómputo es indispensable para un modelo numérico, ya que, el tener un tamaño de celda muy definido demandará de un alto requerimiento computacional (Hydrologic Engineering Center, 2018).

Considerando el primer término de la ecuación (3.5) se puede representar la región espacial donde se encuentra el fluido en función del nivel de superficie del agua

como se hace en la ecuación (3.2). Los superíndices representan dos periodos de tiempo continuos, obteniendo de esta forma la representación de un volumen de control para una región horizontal limitada como se muestra en la Ecuación 3.7:

$$\frac{d}{dt} \iiint_{\Omega} d\Omega = \frac{\Omega(H^{n+1}) - \Omega(H^n)}{\Delta t} \quad (3.7)$$

En el segundo término de la ecuación (3.5) se tiene como base, un mallado conformado por celdas de forma poligonal (3 a 8 lados) (Hydrologic Engineering Center, 2018). El término correspondiente a la integral doble de las condiciones de borde es igual a la suma de las caras verticales de la región volumétrica como se muestra en la Ecuación 3.8:

$$\iint_S \mathbf{V} \cdot \mathbf{n} dS = \sum_k \mathbf{V}_k \cdot \mathbf{n}_k A_k(H) \quad (3.8)$$

Dónde:

$V_k$ : velocidad promedio en la cara k.

$n_k$ : vector normal unitario en la cara k.

$A_k(H)$ : área de la cara k en función de la elevación de agua.

Si se reemplaza la ecuación (3.7) y (3.8) en la ecuación (3.5) se puede figurar la ecuación de continuidad en función de la elevación del agua, como se muestra en la Ecuación 3.9:

$$\frac{\Omega(H^{n+1}) - \Omega(H^n)}{\Delta t} + \sum_k \mathbf{V}_k \cdot \mathbf{n}_k A_k(H) + Q = 0 \quad (3.9)$$

La ecuación 3.9 corresponde a un estudio aplicado de un mallado como sección de control, sin embargo, existen otras formas de representar la ecuación de continuidad, ya que estas dependerán del contexto matemático que se le otorgue (Chow, 1994). A continuación, se muestra la forma Conservativa y No Conservativa en la Ecuación 3.10 y 3.11 respectivamente:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial y} - q = 0 \quad (3.10)$$

$$V \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (3.11)$$

### 3.1.1.4 ECUACIÓN DE LA CONSERVACIÓN DE CANTIDAD DE MOMENTO

Si se considera una presión hidrostática basándonos en que: la longitud horizontal es mucho mayor que la longitud vertical, la ausencia de cambios en la densidad y ausencia de fuerza del viento, se puede llegar a la conclusión de que los términos de velocidad en el eje z pueden ser despreciados obteniendo de esta manera las ecuaciones de cantidad de momento como se observa en la Ecuación 3.12 y 3.13 (Hydrologic Engineering Center, 2018).:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} + v_t \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f u + f_v \quad (3.12)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} + v_t \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + f_u \quad (3.13)$$

Donde:

u y v: velocidades en las direcciones x, y respectivamente

g: aceleración de la gravedad

$v_t$ : coeficiente de turbulencia

$C_f$ : coeficiente de fricción interior

R: radio hidráulico

f: coeficiente de Coriolis

Al igual que las ecuaciones de conservación de masa, las ecuaciones de la conservación de momento pueden ser representadas de forma vectorial como se muestra en la Ecuación 3.14:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \cdot \nabla V = -g \nabla H + v_t \nabla^2 V - c_f V + f k f k \times V \quad (3.14)$$

Donde:

V: velocidad vectorial

$\nabla$ : vector de la derivada parcial

k: vector unitario en la dirección vertical

Cada expresión de la ecuación tiene un significado o equivalente físico de izquierda a derecha el primero corresponde al término de aceleración local y convectiva, presión atmosférica, coeficiente de turbulencia, rugosidad y efecto de Coriolis (Hydrologic Engineering Center, 2018).

### **Aceleración**

La aceleración local, se caracteriza por estar relacionada con los cambios en la cantidad de momento debido al cambio de la velocidad la función del tiempo. Es necesario mencionar que, el término de aceleración convectiva describe el cambio en la cantidad de momento debido al cambio de velocidad a lo largo del canal (Chow, 1994).

Según la Hydrologic Engineering Center (2018), el primer término de la ecuación de conservación de cantidad de movimiento corresponde a la aceleración local y a la aceleración convectiva, este puede condensarse en la Ecuación 3.15:

$$\frac{DV}{Dt} = \frac{\partial V}{\partial t} + V \cdot \nabla V \quad (3.15)$$

### **Gravedad**

La gravedad es caracterizada por expresar cada uno de los efectos que puedan producir la gradiente de presión debido a cambios en el nivel de cota del fluido. La Ecuación 3.16 considera los valores que adopta la gravedad en relación a la latitud, utilizando la fórmula Somigliana como se observa en la Ecuación 3.17 (Hydrologic Engineering Center, 2018).

$$-g \cdot \nabla H \quad (3.16)$$

$$g = g_0 \left( \frac{1+k \sin^2 \varphi}{\sqrt{1-e^2 \sin^2 \varphi}} \right) \quad (3.17)$$

Donde:

$g_0$ : 9.7803267715 m/s<sup>2</sup> aceleración de la gravedad en latitud cero.

$\varphi$ : latitud

$k$ : 0.0019318514 constante gravitacional normal

$e$ : 0.0066943800 excentricidad de la tierra elevada al cuadrado

### **Coeficiente de Turbulencia (Viscosidad Turbulenta)**

Este fenómeno se relaciona con el movimiento caótico de las partículas de un fluido. Este puede ser evaluado en función de la intensidad de la mezcla, geometría e irregularidades del cauce. La Ecuación 3.18 muestra el coeficiente de viscosidad turbulenta (Hydrologic Engineering Center, 2018).

$$V_t \nabla^2 V \quad (3.18)$$

El coeficiente de turbulencia o de Foucault puede ser parametrizado como se observa en la Ecuación 3.19:

$$V_t = Dhu_* \quad (3.19)$$

Donde

$D$ : constante empírica adimensional

$u_*$ : velocidad de corte

### **Coeficiente de Fricción**

Utilizando la fórmula de Chezy se tiene que el coeficiente de fricción se calcula con la Ecuación 3.20:

$$c_f = \frac{g|V|}{C^2 R'} \quad (3.20)$$

Donde:

$g$ : gravedad

|V|: magnitud del vector velocidad

C: coeficiente de Chezy

R: radio hidráulico

### Efecto de Coriolis

Por otra parte, el Hydrologic Engineering Center (2018). Establece que el efecto de Coriolis corresponde a las correcciones que realiza tomando en consideración el efecto de la rotación de la tierra, ver Ecuación 3.21.

$$f = 2\omega \sin \varphi \quad (3.21)$$

Donde:

$\omega$ : 0.00007292115855306587 velocidad angular sideral de la Tierra

$\varphi$ : latitud

De la misma manera existen diferentes formas de representar la ecuación de continuidad, estas dependerán del contexto matemático que se le otorgue (Chow, 1994). La Ecuación 3.22 y 3.23 muestran la forma Conservativa y No Conservativa de la ecuación de conservación de cantidad de momento respectivamente.

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0 \quad (3.22)$$

Donde:

$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t}$ : Término de aceleración local

$\frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right)$ : Término de aceleración convectiva

$g \frac{\partial y}{\partial x}$ : Término de fuerza de presión

$g(S_0 - S_f)$ : Término de fuerza gravitacional y fricción

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0 \quad (3.23)$$

### 3.1.1.5 MÉTODOS DE RESOLUCIÓN DE LAS ECUACIONES DE SAINT VENANT

Los métodos de resolución de las Ecuaciones de Saint Venant se clasifican en dos grupos mostrados a continuación:

#### Método de resolución completo

El método de resolución completo se caracteriza por no simplificar términos en las ecuaciones de Cantidad de Momentum, siendo aplicados a una gama más amplia de casos. Sus resultados son de mayor confiabilidad, generan modelos más estables, sin embargo, demandan un mayor tiempo de procesamiento de datos (Hydrologic Engineering Center, 2018). En la Tabla 3.1 se muestra un resumen de los métodos de resolución completa y sus principales características:

Tabla 3. 1 Esquema de resolución para las ecuaciones completas de Saint Venant

<b>ESQUEMA DE RESOLUCIÓN PARA LAS ECUACIONES COMPLETAS DE SAINT VENANT</b>	
<b>MÉTODO DE LA ONDA DINÁMICA</b>	Este método no desprecia ningún término de la Ecuación de Momentum, su resolución se da por esquemas matemáticos como: Volúmenes Finitos o Diferencias Finitas

Elaborado por: Andrés Acero.

Recuperado de: (Hamad, 2008)

#### Métodos de resolución Parcial

La resolución de las ecuaciones de Saint Venant presentan varias formas simplificadas, dependiendo del término despreciado de la ecuación de momento (Chow, V., 1994b). Ver ecuación 28

Estos métodos pueden causar inestabilidad en ciertos casos y resultados con un pequeño grado de incertidumbre a pesar de esto se puede resaltar tienen un menor tiempo de computo (Hydrologic Engineering Center, 2018).

A continuación, en la Tabla 3.2 se muestra un resumen de los métodos de resolución parcial y sus principales características:

Tabla 3. 2 Esquema de resolución para las ecuaciones de Saint Venant simplificadas

<b>ESQUEMA DE RESOLUCIÓN PARA LAS ECUACIONES DE SAINT VENANT SIMPLIFICADAS</b>	
<b>MÉT. DE LA ONDA CINEMÁTICA</b>	Este método anula los términos inerciales y el término de presión de la ecuación de la ecuación original
<b>MÉT. DE LA ONDA DIFUSIVA</b>	Este método anula los términos inerciales (aceleración local y convectiva) de la ecuación original.
<b>MÉT. DE LA ONDA DINÁMICA CUASI-PERMANENTE</b>	Este método desprecia el factor de aceleración local.

Elaborado por: Andrés Acero.

Recuperado de: (Hamad, K., 2008)

HEC RAS considera dos métodos para la resolución de las ecuaciones de continuidad y de momento, Onda Difusa y Onda Dinámica, tal como se menciona a continuación:

### **3.1.1.6 ONDA DIFUSA Y ONDA DINÁMICA**

Entre los métodos que resuelven las ecuaciones de Saint Venant se tiene una serie de alternativas que se originan al reducir términos de la ecuación de momento.

Despreciando los términos de aceleración local y convectiva de la ecuación 3.22 y se establece la analogía con la ecuación 3.14 la cual no considera efectos de

aceleración, turbulencia y Coriolis. Esto da como resultado la ecuación de cantidad de momento simplificada:

$$\frac{n^2|V|V}{(R(H))^{4/3}} = -\nabla H \quad (3.24)$$

Si a la ecuación (3.24) se la divide para la raíz cuadrada de  $\nabla H$ , se obtiene la ecuación de Onda Difusa en su forma clásica como se observa en la Ecuación 3.25:

$$V = \frac{-(R(H))^{2/3}}{n} \frac{\nabla H}{|V|^{1/2}} \quad (3.25)$$

Donde:

V: velocidad vectorial

R: radio hidráulico

$\nabla H$ : gradiente de la superficie

n: rugosidad de Manning

La ecuación (3.24) corresponde a una variación de la ecuación (3.14) y representa el movimiento del flujo en términos de la gradiente de presión atmosférica y fricción de fondo. La sustitución directa de la ecuación (3.24) en la ecuación de conservación de masa produce la forma diferencial clásica de las ecuaciones de Aproximación de la onda de difusión de las aguas poco profundas (DSW) mostrada en la Ecuación 3.26 (Hydrologic Engineering Center, 2018):

$$\frac{\partial H}{\partial t} - \nabla \cdot \beta \nabla H + q = 0 \quad (3.26)$$

Donde:

$$\beta = \frac{(R(H))^{5/3}}{n|\nabla H|^{1/2}} \quad (3.27)$$

### 3.1.1.7 ESTRUCTURA DE LA MALLA EN HEC RAS

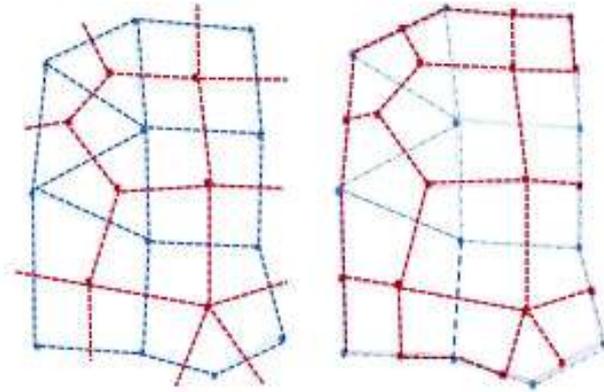
HEC RAS incorpora un mallado estructurado y no estructurado con el fin de optimizar tiempos de cómputo, sin dejar de lado estabilidad y precisión del modelo. En la Tabla 3.3 se puede apreciar el detalle de cada tipo de mallado.

Tabla 3. 3 Tipos de mallado

Descripción	Características	Aplicabilidad	Detalle
Malla Estructurada (Cuadrícula ortogonal)	HEC RAS aprovecha esta cuadrícula para simplificar cálculos innecesarios.	Cauces del río, donde se tenga definido la dirección del flujo	
Malla no Estructurada (Mallado con polígonos de 3 a 8 lados)	Se adapta de mejor manera al modelo digital del terreno.	Áreas extensas, estudios de hidráulica fluvial/llanuras de inundación	
Malla Combinada (Mallado con polígonos de 3 a 8 lados)	Cuadrícula mixta permite crear zonas con mallas estructuradas y no estructuradas dentro de un mismo MDT	Proyectos donde se necesite combinar el flujo direccionado de un río con zonas de inundación.	

Elaborado por: Andrés Acero

En ambos casos el programa genera una cuadrícula doble como se puede apreciar en la Figura 3.3. Esta malla doble tiene como objetivo modelar de forma correcta las ecuaciones diferenciales (Hydrologic Engineering Center, 2018).



**Figura 3. 3** Representación del mallado en HEC – RAS

Fuente: (Hydrologic Engineering Center, 2018).

En la figura anterior se puede diferenciar la malla inicial representada por los nodos y líneas continuas; la malla dual se representa por los nodos y líneas discontinuas. En relación a las ecuaciones planteadas, la elevación del agua  $H$ , se calculará en los centros de la cuadrícula, la velocidad perpendicular a las caras, y el vector velocidad  $V$  en los vértices (Hydrologic Engineering Center, 2018).

### 3.1.1.8 ESQUEMAS NUMÉRICOS

Con el fin de aprovechar la ortogonalidad de las cuadrículas se realiza una discretización híbrida que combina el esquema de diferencias finitas y volúmenes finitos (Hydrologic Engineering Center, 2018).

#### Diferencias Finitas

El esquema de diferencias finitas se aplica a la ecuación (3.9), con el fin de discretizar la derivada del volumen en función del tiempo, como la diferencia entre un volumen a tiempo  $n+1$  y un volumen a tiempo  $n$ , obteniendo de esta forma la ecuación 3.28:

$$\frac{\partial \Omega}{\partial t} \approx \frac{\Omega(H^{n+1}) - \Omega(H^n)}{\Delta t} \quad (3.28)$$

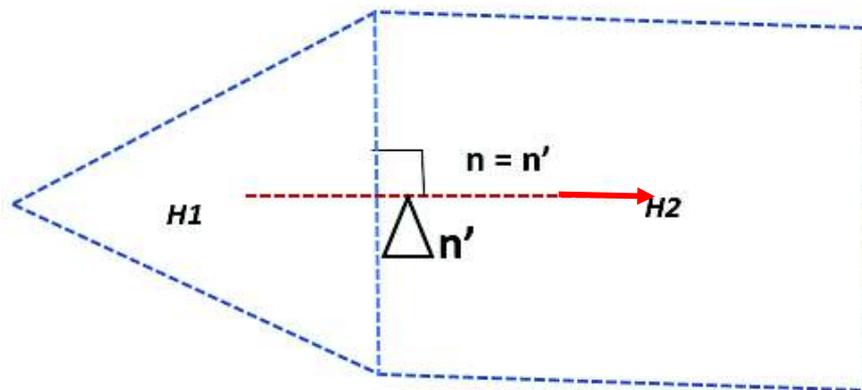
De manera similar si se aplica el esquema de diferencias finitas en el espacio se tiene que dos celdas adyacentes  $j_1$  y  $j_2$  con una elevación de agua  $H_1$  y  $H_2$  respectivamente. Determinan el valor de la derivada en la dirección  $n'$  como se muestra en la ecuación 3.29:

$$\nabla H \cdot \mathbf{n}' = \frac{\partial H}{\partial n'} \approx \frac{H_2 - H_1}{\Delta n'} \quad (3.29)$$

Donde:

$\Delta n'$ : distancia entre los centros de dos celdas continuas

En la Figura 3.4 se puede ver en color rojo la dirección de la derivada en relación a la cara de la celda, si esta es perpendicular a dicha cara, el método de diferencias finitas es suficiente para calcular el calado de agua (Hydrologic Engineering Center, 2018).



**Figura 3. 4** Representación de derivadas celulares direccionales

Fuente: (Hydrologic Engineering Center, 2018)

No obstante, esta situación es rara vez alcanzada por lo cual se debe utilizar el esquema de volúmenes finitos mostrado a continuación.

## Volúmenes Finitos

La técnica de volumen finito se aplica en el caso de una cuadrícula no ortogonal, además se aplica para aproximar otros términos diferenciales como la viscosidad de Foucault. Siguiendo el lineamiento de la ecuación (3.9) y (3.27) y aplicando el teorema de divergencia de Gauss se obtiene la ecuación 3.30:

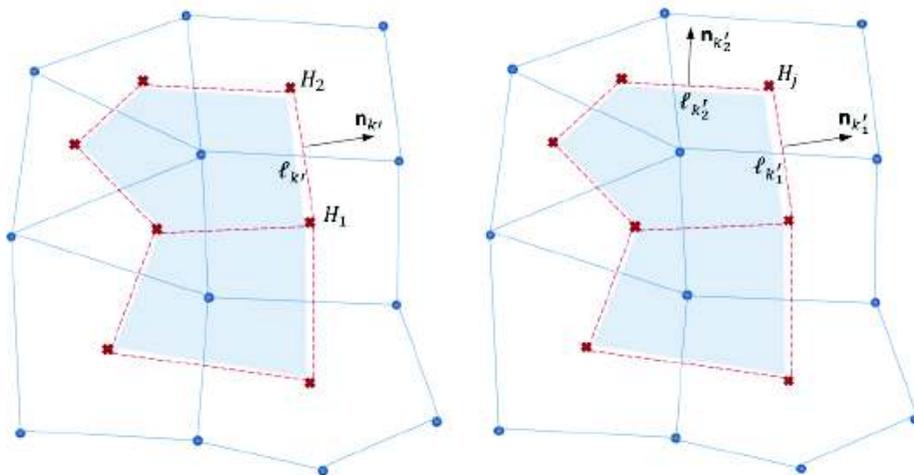
$$\nabla H \approx \frac{\oint_L H n dL}{A'} \quad (3.30)$$

Donde:

L: límite de las celdas duales

A: área de las celdas duales.

Como se puede ver en la siguiente Figura 3.5, el área sombreada corresponde al polígono generado por las celdas duales. La integral puede describirse como una suma sobre las caras de celdas duales.



**Figura 3. 5** Representación de la formulación de volúmenes finitos

Fuente: (Hydrologic Engineering Center, 2018).

La cara dual  $k'$  (representada por la línea punteada en rojo) que une los nodos duales  $j_1$  y  $j_2$  contribuye con un término  $n_k \square l_k (H_1 + H_2)/2$  a la integral, donde  $l_k$  es la longitud de la cara dual  $k'$ ,  $n_k'$  es el vector normal exterior de la unidad en la

caras dual  $k$  y  $H_i$ ,  $H_z$  son los valores de elevación del agua en los centros de las celdas  $j_1$  y  $j_2$  como se muestra en la figura de la izquierda. En otras palabras, lo que realiza el esquema de volúmenes finitos es crear celdas intermedias (área sombreada) en que sus caras continúen siendo ortogonales al flujo (Hydrologic Engineering Center, 2018).

La técnica de volumen finito se describe con la ecuación 3.31 mostrada a continuación:

$$\nabla H \approx \sum_j c_j H_j \quad (3.31)$$

### 3.1.1.9 CONDICIÓN DE COURANT- FRIEDRICHS- LEVY (CFL)

Uno de los factores más importantes en la modelación numérica en HEC RAS, es la asignación al intervalo de cómputo que se ingresa en el programa. Este intervalo corresponde al tiempo en el que una partícula del fluido recorre una celda del mallado. Se puede tener como concepto general que una celda de menor tamaño, requerirá un periodo de tiempo menor (Novack, Moffat , & Nalluri , Hydraulic Structures Fourth Edition, 2007)

En la calibración de un modelo este término será de gran importancia y será uno de los valores de ingreso necesarios para iniciar con el cómputo del modelo. Este valor dependerá, además, de la ecuación a ser utilizada para dentro de las opciones de computo que presenta HEC RAS (Briongos, 2016).

Para la resolución total de la ecuación de Saint Venant se tiene la ecuación 3.32 para el cálculo del intervalo de tiempo:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{v} \quad (\text{con } C = 1) \quad (3.32)$$

Donde:

C: número de Courant

V: velocidad del flujo (m/s)

$\Delta t$ : tiempo de cálculo (s)

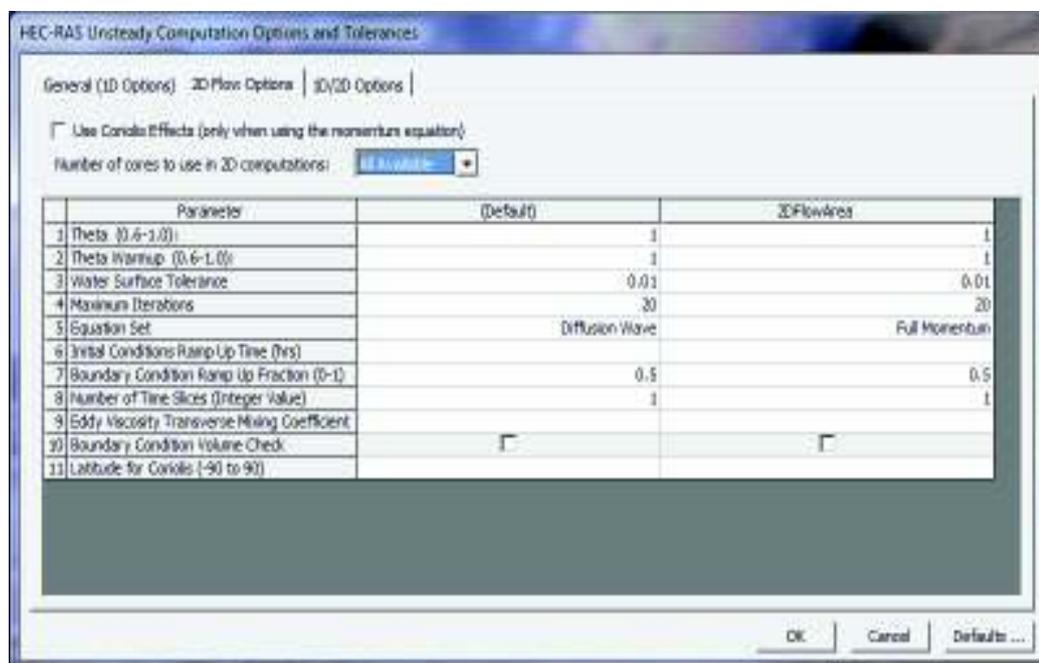
$\Delta x$ : tamaño de celda medio (m)

Por otra parte, en caso de utilizar la ecuación de resolución parcial se tiene la ecuación 3.33:

$$\Delta t \leq \frac{2\Delta x}{V} \quad (\text{con } C = 1) \quad (3.33)$$

### 3.1.2 BASES DE LA SOLUCIÓN NUMÉRICA DEL MODELO HEC RAS 5.0 DE FLUJO PARA ROTURAS DE PRESAS

En relación con lo antes expuesto, el modelo HEC RAS considera una serie de opciones de cómputo y tolerancias que pueden ser modificadas bajo cierto criterio con el fin de obtener resultados confiables en la modelación. Ver Figura 3.6.



Fuente: (Hydrologic Engineering Center, 2014)

La descripción de los parámetros de cómputo para un modelo en 2D se muestra a continuación en la Tabla 3.4, además se da el criterio de selección para cada uno de estos:

Tabla 3. 4 Parámetros de un cómputo para modelado 2D

CONDICION	PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN
1	Theta (0.6-1.0)	Este término se utiliza para equilibrar las derivadas espaciales entre la solución de las ecuaciones para un tiempo $t_1$ y la solución de las ecuaciones para un tiempo $t_2$ . El manual de HEC RAS establece que un valor de 1.0 brinda soluciones más estables, pero menos precisa y un valor 0.6 para una solución más precisa y menos estable.
2	Theta Warmup (0.6-1.0)	Este es el valor de Theta se utiliza durante los períodos de arranque del modelo. Este se encuentra ligado a las condiciones iniciales para un modelo 1D y 2D. (Condición 8)
3	Water Surface Tolerance	Este valor corresponde a la tolerancia de la solución numérica de la superficie del agua en 2D dentro de un lapso de tiempo. Si el error es mayor que la tolerancia establecida, el programa iterará nuevamente para obtener una mejor respuesta.
4	Maximum Iterations	Este es el número máximo de iteraciones que utilizará el software para resolver las ecuaciones hasta alcanzar un valor que corresponda al valor de la tolerancia especificada por el usuario en todas las ubicaciones en el dominio de malla computacional 2D). El valor predeterminado está establecido en 20. Sin embargo, el usuario puede cambiarlo de 0 a 40.

CONDICION	PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN
4	Maximum Iterations	Este es el número máximo de iteraciones que utilizará el software para resolver las ecuaciones hasta alcanzar un valor que corresponda al valor de la tolerancia especificada por el usuario en todas las ubicaciones en el dominio de malla computacional 2D). El valor predeterminado está establecido en 20. Sin embargo, el usuario puede cambiarlo de 0 a 40.
5	Equations Set	El módulo computacional de HEC-RAS tiene la opción de ejecutar las ecuaciones de Onda de Difusión 2D o las ecuaciones 2D de Saint Venant (Full Momentum). El conjunto de ecuaciones de onda de Difusa será más rápido y es relativamente más estable. Sin embargo, existen casos donde se deberá usar las ecuaciones 2D de Saint Venant para una mayor precisión.
6	Initial Condition Ramp up time (hrs)	Esta opción se utiliza cuando se necesite representar el incremento brusco de flujo en una zona en condiciones secas o con un nivel de agua constante. El primer valor del flujo puede ser demasiado alto; creando discontinuidad e inestabilidad en el modelo. Esta opción permite especificar un tiempo (en horas) para ejecutar los cálculos para el área de flujo 2D. El usuario especifica el tiempo total de incremento de las condiciones iniciales en este campo.

CONDICION	PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN
7	Boundary Condition Ramp up Fraction (0-1)	Se relación directamente con la Condición (7). Este se usa para ingresar la fracción del tiempo de incremento de las condiciones iniciales del área de flujo 2D desde cero o seco. Los usuarios pueden ingresar un valor entre 0.0 y 1.0, lo que representa la fracción decimal del incremento.
8	Number of time slices (integer value)	Esta opción le permite al usuario establecer un paso de tiempo computacional para un área de flujo 2D como una fracción del intervalo general de computación del flujo no estacionario.
9	Eddy Viscosity Tranverse Mixing Coefficient	El modelador tiene la opción de incluir los efectos de la turbulencia en el campo bidimensional actual
10	Boundary Condition Volumen Chec	Esta opción es usada cuando se tiene un modelo 1D y 2D, y se aplica para garantizar que el volumen transferido del área 2D no presente incongruencias.
11	Latitud for Coriolis (-90 to 90)	Este coeficiente describe los efectos de rotación de la tierra; para ser utilizado el usuario debe ingresar la latitud en grados del centro del área a ser modelada. Este coeficiente se utiliza en caso de realizar la modelación con el Método de Resolución Total de las Ecuaciones de Saint Venant (Full Momentum).

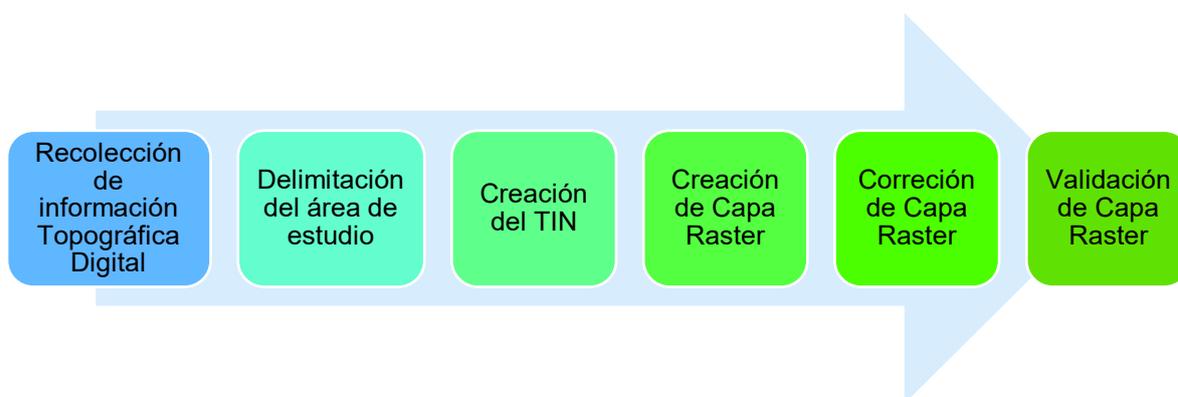
CONDICION	PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN
12	Number of cores	Se refiere al número de núcleos del computador que el usuario destina al proceso de computo, por regla general se tiene que para un modelo en dos dimensiones se debe destinar una mayor cantidad de núcleos a una mayor área de modelación. HEC RAS tiene por defecto todos los núcleos en uso con el fin de disminuir tiempos de computo.
13	Use Coriolis Effects	Esta opción solo se utiliza cuando se aplique las Ecuaciones de Saint Venant (Full Momentum). Se relaciona con la influencia de la rotación de la tierra en el movimiento del flujo.

Elaborado por: Andrés Acero

Fuente: (Hydrologic Engineering Center, 2014)

### 3.2 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA

El procedimiento por seguir ya sea con las curvas de nivel del terreno o puntos GPS se muestra de forma esquemática en la Figura 3.7.



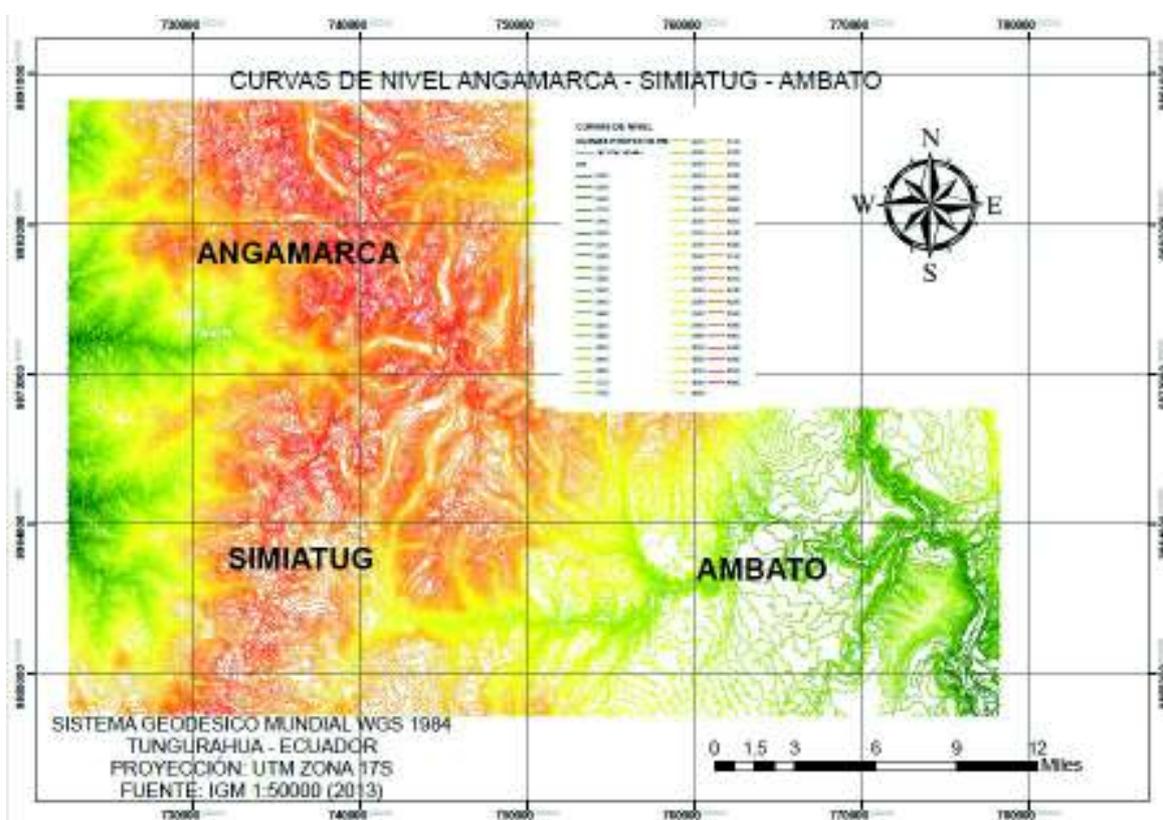
**Figura 3. 7** Procesamiento de la información topográfica

Elaborado por: Andrés Acero

Los pasos por seguir para cumplir con este esquema se detallan con más detalle en el Anexo 3.

### 3.2.1 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA

Este proyecto tiene como base topográfica las cartas topográficas en formato .shp de Ambato, Angamarca y Simiatug a escala 1:50000 con curvas de nivel cada 40 metros como se muestra en la Figura 3.8. Estas fueron procesadas mediante el software ArcMap para la obtención de la capa raster necesaria para trabajar en HEC RAS.



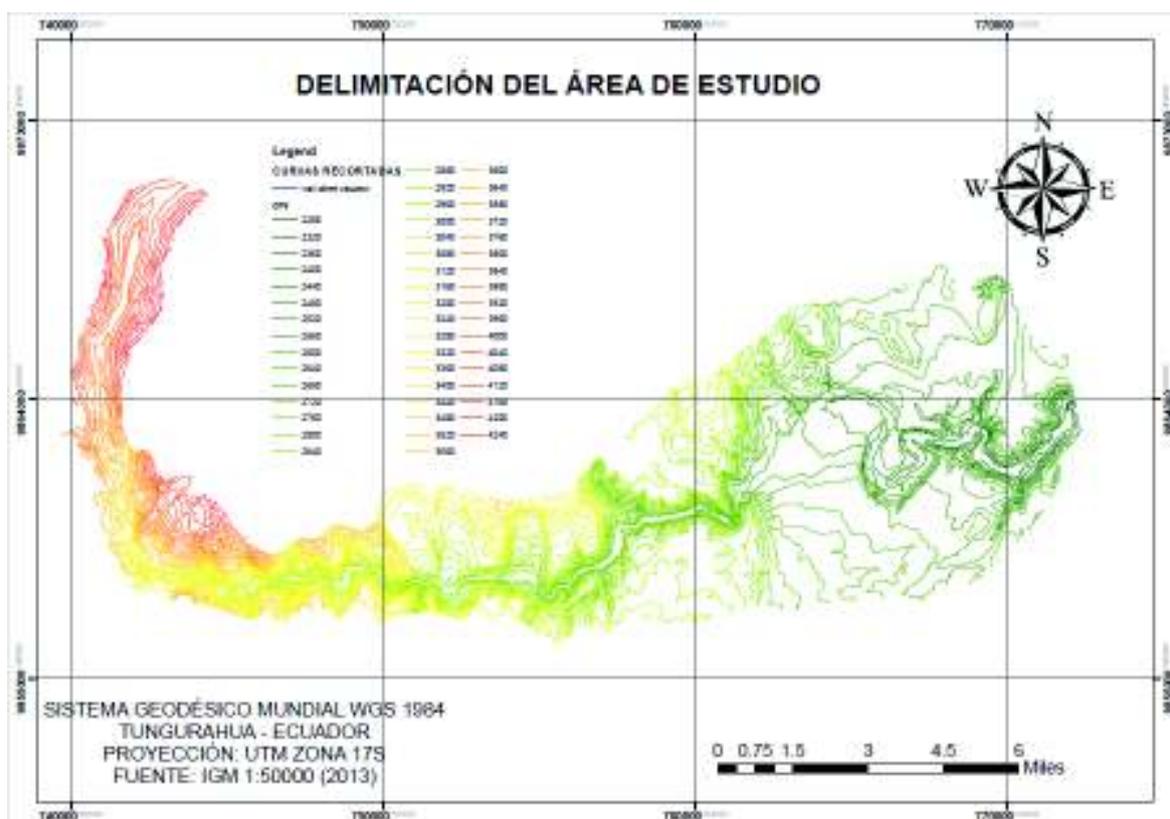
**Figura 3. 8** Curvas de nivel Angamarca – Simiatug, Ambato

Elaborado por: Andrés Acero

Fuente: IGM

### 3.2.1.1 DELIMITACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

En afán de optimizar recursos computacionales es necesario la delimitación del área de estudio, este proceso requiere de cierta intuición por parte del modelador ya que, para este caso la delimitación se realizará en función de una posible zona de afectación como se muestra en la Figura 3.9.



**Figura 3. 9** Delimitación del área de estudio

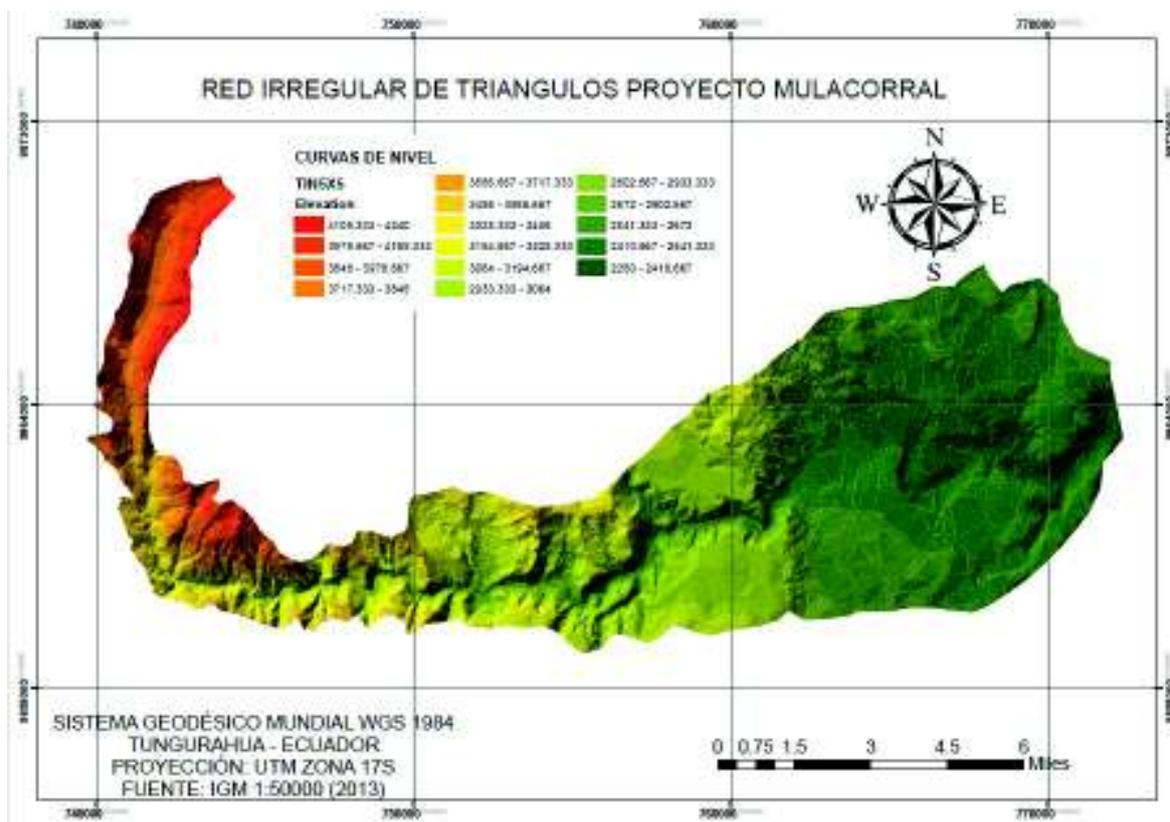
Elaborado por: Andrés Acero

Fuente: IGM

### 3.2.1.2 CREACIÓN DEL TIN

Se conoce como TIN (Triangular Irregular Net) al conjunto de vectores que se construyen mediante la ulación de un conjunto de vértices conectados. Cada vértice tiene un valor de altura y en conjunto representan la superficie de un terreno.

Una vez se haya limitado el área de estudio se procede a generar el TIN como se muestra en la Figura 3.10. Este procedimiento se describe con mayor detalle en el Anexo 3



**Figura 3. 10** Red irregular triángulos proyecto Mulacorral

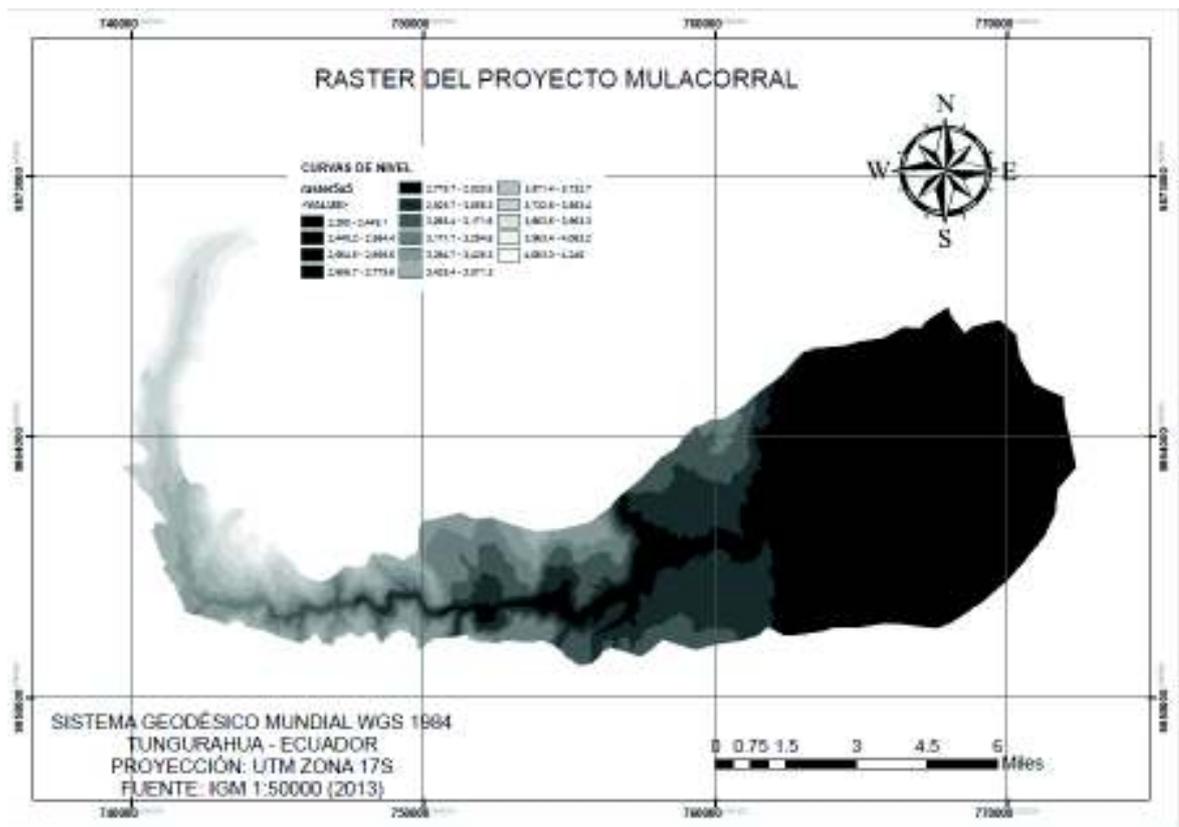
Elaborado por: Andrés Acero

Fuente: IGM

### 3.2.1.3 CREACIÓN DE LA CAPA RASTER

Un archivo raster es un conjunto de celdas los cuales forman una cuadrícula, cada celda representa un valor que en nuestro caso corresponde a altura, uso de suelo, temperatura, etc.

HEC - RAS como otros programas de modelación hidráulica depende de un archivo en formato. adf (raster) para generar el mallado. En este punto del proceso es donde se indica el tamaño de celda y del cual dependerá nuestro mallado. A continuación, la Figura 3.11 muestra el detalle de una capa raster.



**Figura 3. 11** Raster del proyecto Mulacorral

Elaborado por: Andrés Acero

Fuente: IGM

### 3.2.1.4 CORRECCIONES DEL RASTER

Como establece Delgado (2016) la base de un modelo hidráulico es la topografía con la que se genera el MDT. Países desarrollados tiene bases de información topográfica escalas muy detalladas con tecnología LIDAR, tal es el punto que es posible diferenciar en un raster árboles, líneas eléctricas, infraestructura, calzada de vías, puentes, etc. En la actualidad la falta de información topográfica puede ser solventada gracias a programas que utilizan mapas de online, no obstante, se presentan una serie de particularidades como se muestran a continuación:

### Curvas de Nivel IGM 1:50000

- **Ventajas**

Presentan información topográfica que se ajusta a la pendiente del cauce, sin presentar inconsistencias en la dirección y acumulación del flujo.

- **Desventajas**

Las curvas de nivel cada 40 metros no reflejan características de las riveras del cauce, esto presenta en el modelo numérico que el movimiento del flujo se obstaculice generando “cuellos de botella”.

### Curvas de Nivel Mapas MAGAP 1:5000

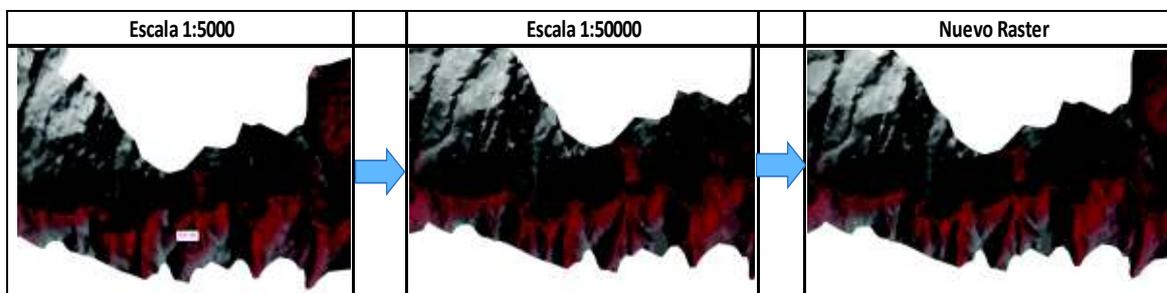
- **Ventaja**

Los MDT generados a partir de curvas de nivel cada 5 metros muestran un mayor detalle en las características de cauce.

- **Desventaja**

Se presentan elevaciones directamente en el curso del cauce provocando embalsamientos en el modelo numérico.

Dicho esto, y con afán de tener un modelo que simule el entorno en el que se desarrollará el flujo se procedió a modificar el Raster obtenido de la topografía a escala 1:50000. Esta capa se combinó con un raster creado en base a las curvas 1:5000 para esto se utilizó la Herramienta “MOSAIC TO NEW RASTER” de ArcMap. Dicho proceso se detalla en el Anexo 3. El resultado se muestra en la Figura 3.12.



**Figura 3. 12** Capas raster en la ventana de RAS Mapper

Elaborado por: Andrés Acero

### **Validación del Raster**

Este proceso se realiza con el objetivo de buscar posibles fallas en el raster ocasionados por datos erróneos en las curvas de nivel. Este procedimiento es de gran ayuda cuando se pretende identificar líneas cumbre y cuenca para propósitos de estudios hidrológicos. En nuestro caso servirá para eliminar posibles “sifones” o celdas que no tienen valor de altura, ocasionando en programas de modelación hidráulica puntos de salida del fluido.

En la Figura 3.13 se muestra el concepto de un diagrama de flujo, donde se indica de una manera resumida uno de los caminos a seguir para la obtención de un formato compatible con el entorno de HEC RAS. Dicho proceso se encuentra descrito de una manera más amplia en la Anexo 3.

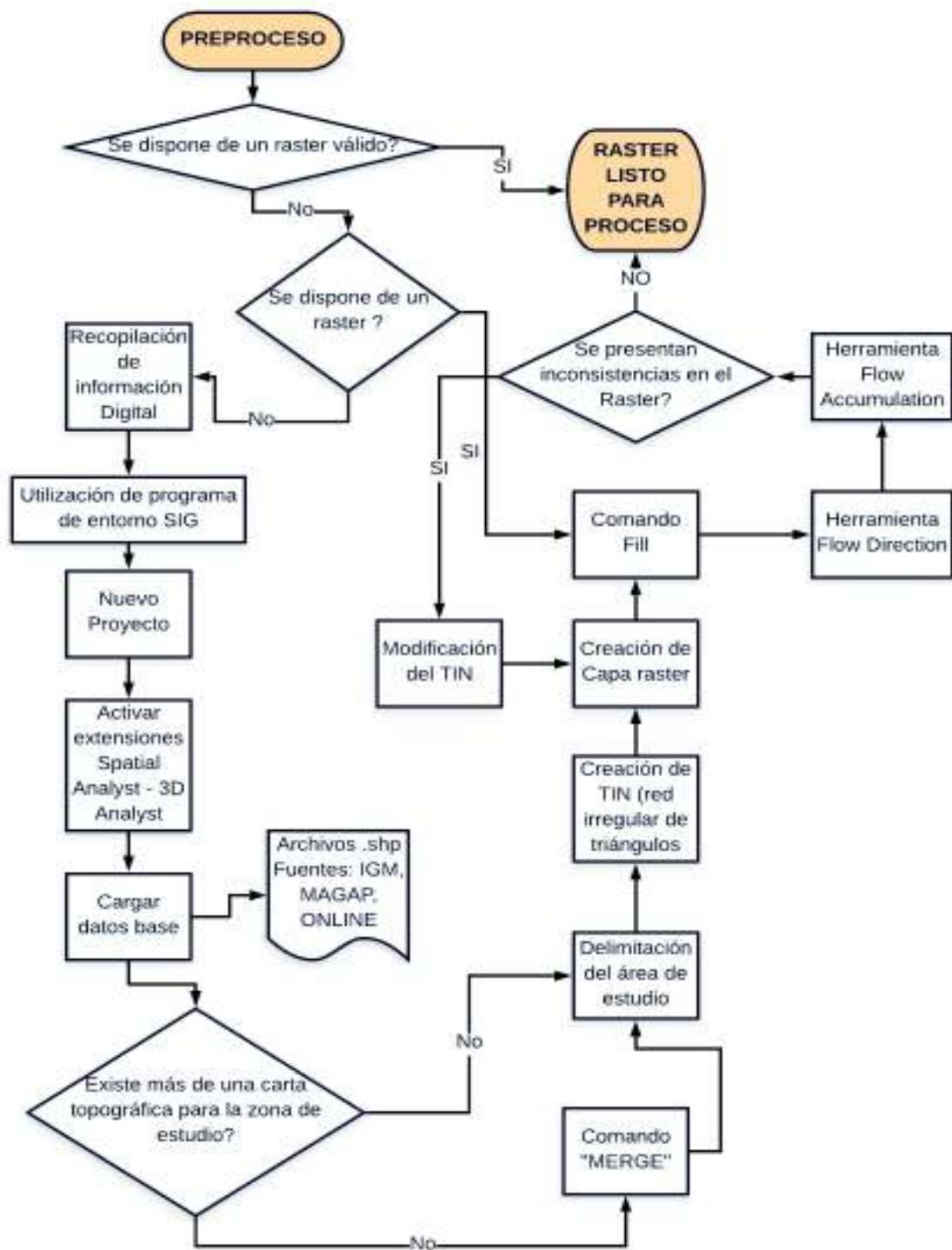


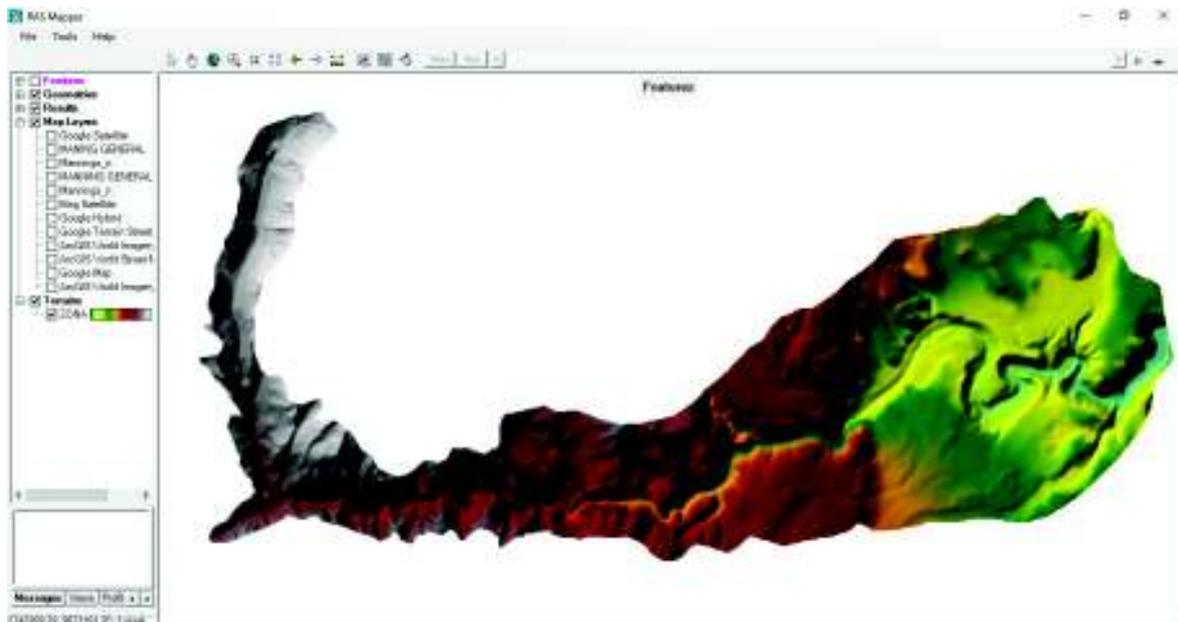
Figura 3. 13 Diagrama de flujo del Preproceso

Elaborado por: Andrés Acero

### 3.2.2 MALLA DE CÁLCULO EN HEC RAS

Es importante tener en cuenta que, en versiones anteriores, HEC RAS hacía uso de extensiones como HEC-GeoRas en el programa ArcMap, permitiendo realizar trabajos en la geometría del cauce, orillas, y trayectoria del flujo. La versión HEC RAS 5.0.4 en adelante presenta la posibilidad de trabajar directamente sobre la geometría del cauce en el MDT, simplificando trabajos de importación de archivos a HEC RAS y facilitando la edición de áreas en dos dimensiones, construcción de áreas de almacenamiento, delimitación de valores de Manning, etc.

Una vez se haya validado el raster en ArcMap lo siguiente es importar esta capa en HEC RAS como se muestra en la Figura 3.14.

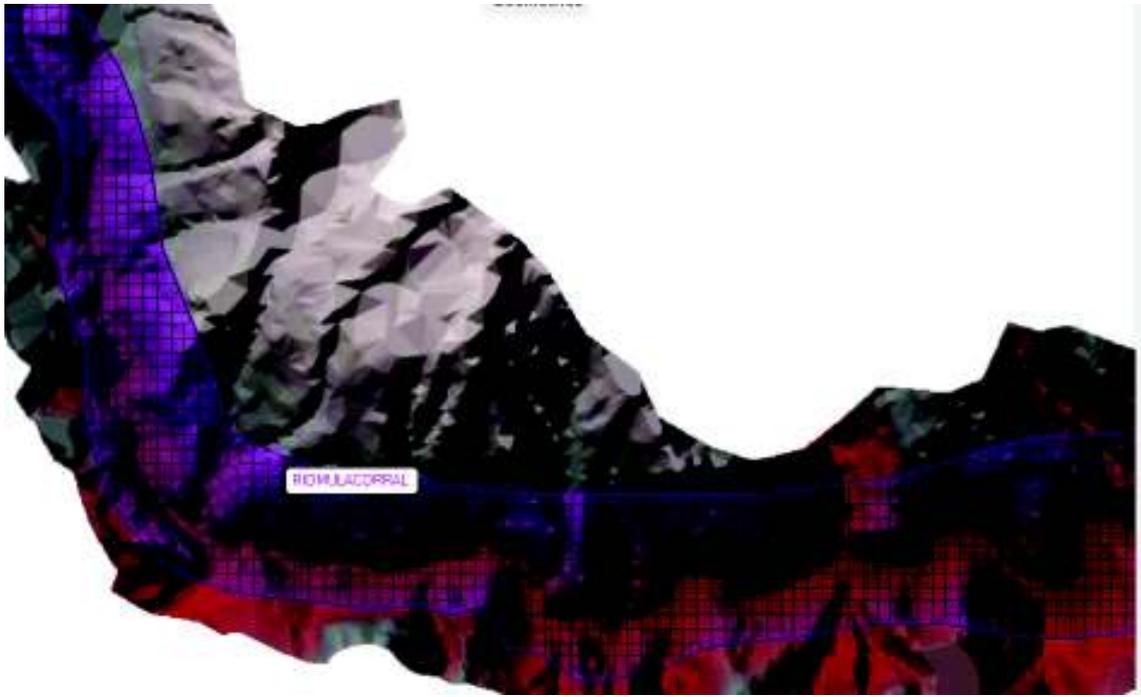


**Figura 3. 14** Capa raster importada a la ventana de RAS Mapper

Elaborado por: Andrés Acero

En HEC RAS, se entiende por malla a la red que se encuentra sobre el terreno. Las propiedades continuas del terreno se caracterizan por ser discretizadas sobre la malla de manera que los cálculos se realicen sobre un dominio finito (Villa, 2018). Generalmente, en el editor de la geometría, se pueden observar las mallas computacionales que cubren la extensión del terreno como se muestra en la Figura

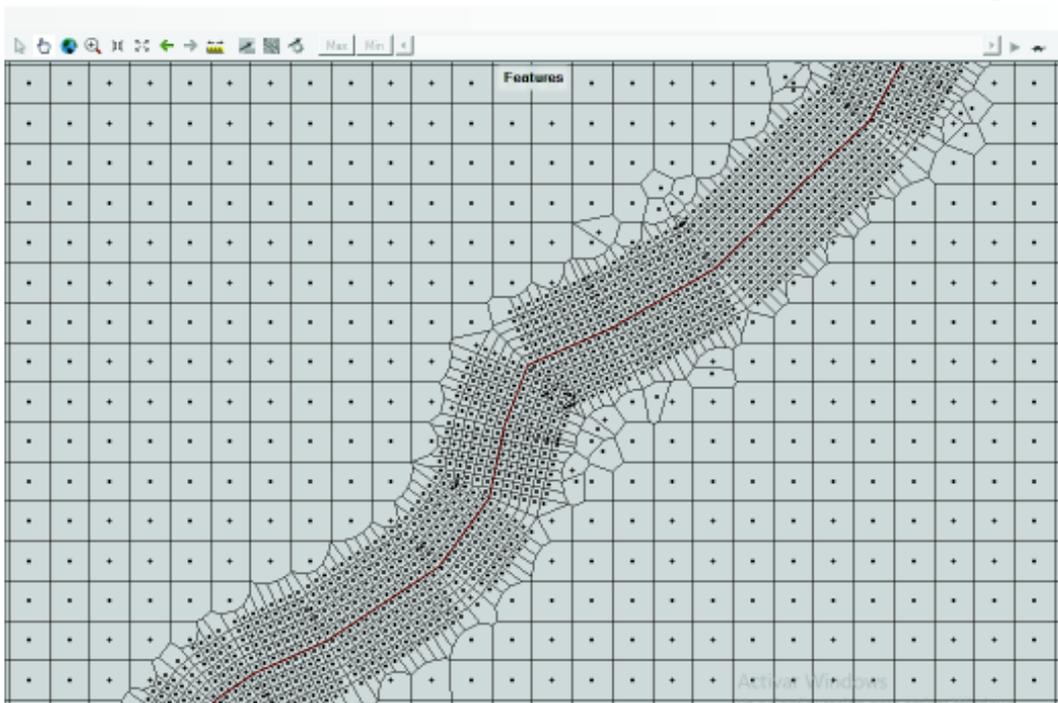
3.15. Esta, se mantiene en el perímetro del terreno siendo capaces de trabajar como una malla estructurada, malla no estructurada o una combinación entre ambas.



**Figura 3. 15** Mallado de la zona de influencia del flujo post rotura de la presa

Elaborado por: Andrés Acero

Una vez se haya construido el polígono que contenga la malla automáticamente se generarán una serie de celdas, cuyos lados pueden variar desde 3 hasta 8 lados, sin embargo, si se requiere estas pueden ser modificadas para que el mallado se adapte de manera más precisa en puntos de interés como se observa en la Figura 3.16.

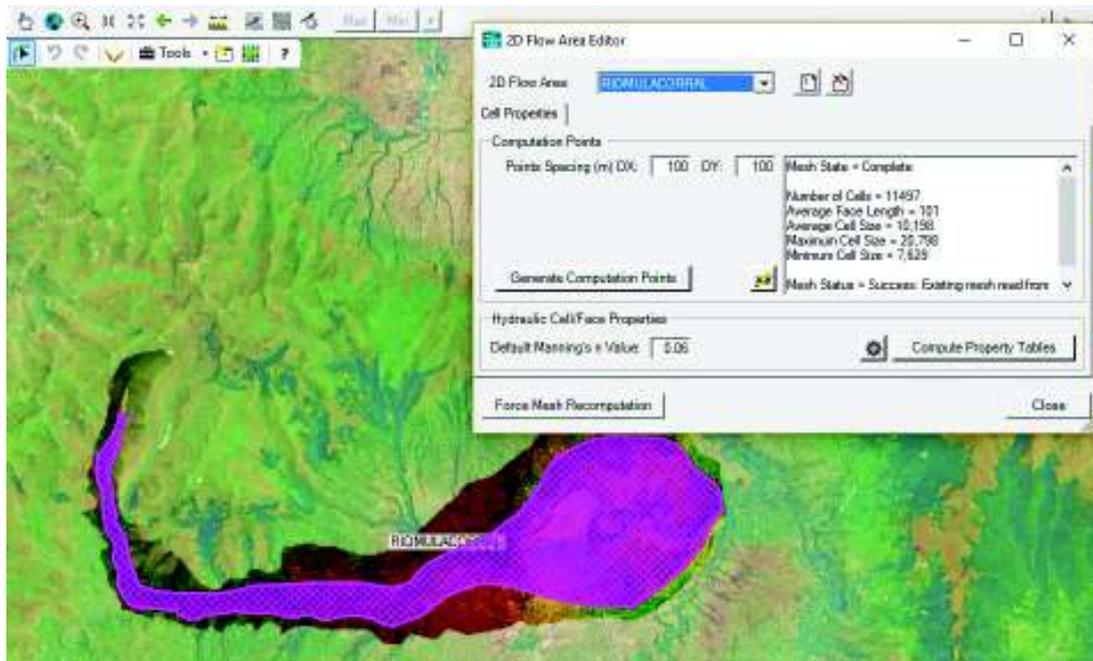


**Figura 3. 16** Ejemplo de creación de un “breakline” en el cauce

Elaborado por: Andrés Acero

Seguido de esto, se debe definir el tamaño de cada una de las celdas de la malla ( $D_x$  y  $D_y$ ), teniendo un punto de partida opcional y de compensación que por defecto debe de tener un valor 0.0, para luego establecer la generación de puntos en 2D del área de flujo, de manera que se construya la malla de tamaño de celda constante y la cual puede ser ajustada a criterios del usuario (Fernández, 2011).

En la Figura 3.17 se puede ver en la ventana los campos de asignación para el tamaño del espaciamiento de las celdas.



**Figura 3. 17** Ejemplo de construcción de malla.

Elaborado por: Andrés Acero

Previo a la construcción de la malla para el modelo del flujo post rotura se ha visto necesario realizar un Análisis de Sensibilidad con el fin de lograr el mayor rendimiento en la relación entre el tamaño de celda y el tiempo de computo.

### 3.2.2.1 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

Este análisis tiene como objetivo identificar cambios que generan tamaños de celda diferentes, y en base a estos elegir la mejor relación entre tamaño de malla – tiempo de computo. Para realizar este análisis se utilizará una sección del área de inundación ficticia del proyecto Mulacorral y se obtendrán los resultados de calado y velocidad máximos. En este punto no se describirá a detalle el procedimiento a realizar en HEC RAS, ya que este análisis tiene como finalidad obtener un criterio para la elección del tamaño de celda en el mallado.

Se analizarán tres casos el de malla de 5 metros, 10 metros y 15 metros considerando que, el tamaño de celda de la malla debe ser un número múltiplo al

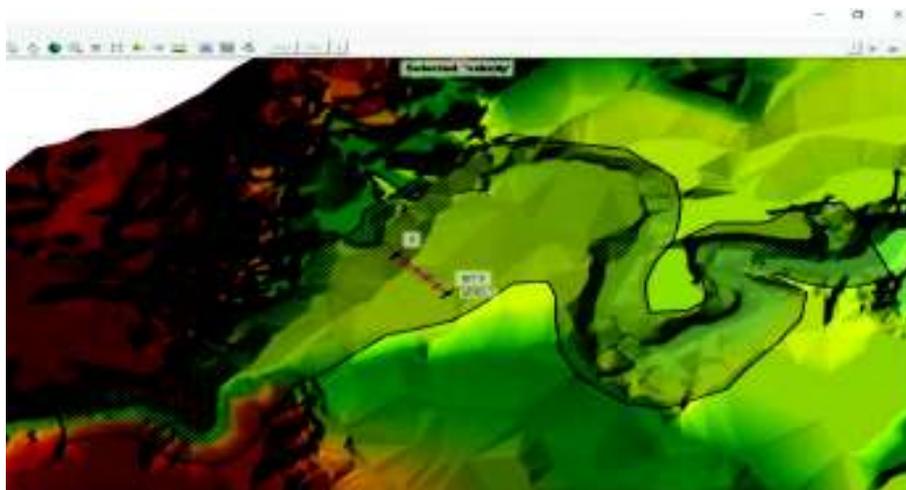
tamaño de celda de la capa raster. Las consideraciones para el cómputo de los modelos se muestran en la Tabla 3.5.

**Tabla 3. 5** Parámetros y tolerancia de cómputos

	TAMAÑO DE MALLA (m)	MANNING	TAMAÑO DE CELDA DEL RASTER (m)	NORMAL DEPTH	TIEMPO DE COMPUTO (h:min:seg)	INTERVALO DE COMPUTO (segundos)	MÉTODO DE RESOLUCIÓN
<b>CASO 1</b>	5	0.6	5	0.021	04:50	5	FULL MOMENTUM
<b>CASO 2</b>	10	0.6	5	0.021	04:50	5	FULL MOMENTUM
<b>CASO 3</b>	10	0.6	5	0.021	04:50	5	FULL MOMENTUM

Elaborado por: Andrés Acero

Se estableció analizar la parte baja del río Ambato, lugar donde se encuentra una sección transversal más amplia y en la cual se pueda identificar diferencias entre resultados para los tres casos. Ver Figura 3.18.



**Figura 3. 18** Sección de control para análisis de sensibilidad

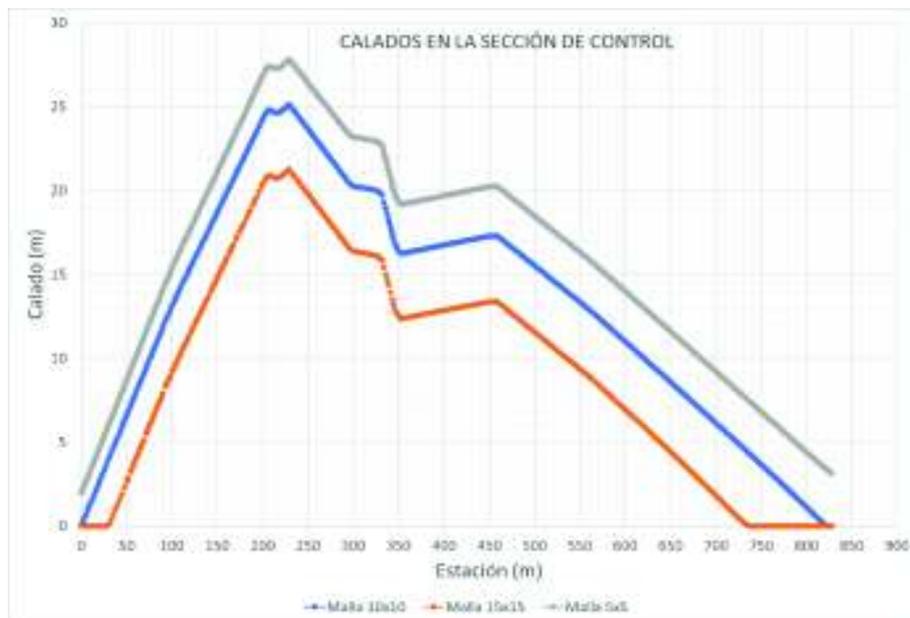
Elaborado por: Andrés Acero

Los resultados fueron para velocidad, calado e hidrograma se muestran en las Figuras 3.19, 3.20, y 3.21 respectivamente:



**Figura 3. 19** Velocidades en sección de control para análisis de sensibilidad

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 3. 20** Calados en sección de control para análisis de sensibilidad

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 3. 21** Hidrograma en sección de control para análisis de sensibilidad

Elaborado por: Andrés Acero

El valor del error absoluto se ha calculado tomando como referencia los valores de la celda 5x5. Los resultados de obtenidos se muestran en la Tabla 3.6.

Tabla 3. 6 Valores de celda

	TAMAÑO DE MALLA (m)	VELOCIDAD MAXIMA (m/s)	ERROR ABSOLUTO	CALADO MÁXIMO (m)	ERROR ABSOLUTO	CAUDAL MAXIMO (m³/s)	ERROR ABSOLUTO
<b>CASO 1</b>	5	3.1	0	27.8	0	6561	0
<b>CASO 2</b>	10	5.27	2.17	25.1	2.7	6895	334
<b>CASO 3</b>	15	6.4	3.3	21.2	6.54	7780	1219

Elaborado por: Andrés Acero

Los tiempos descritos en la Tabla 3.7, muestran la diferencia de tiempos que el computador tarde en generar resultados para cada tamaño de malla.

Tabla 3. 7 Diferencias de tiempo

	<b>TAMAÑO DE MALLA (m)</b>	<b>TIEMPO DEL PROCESO (h:min:seg)</b>
<b>CASO 1</b>	5	08:21:07
<b>CASO 2</b>	10	05:32:01
<b>CASO 3</b>	15	00:46:33

Elaborado por: Andrés Acero

- Existe una relación inversamente proporcional entre tamaño de celda y tiempo de procesamiento.
- Para el caso de la velocidad máxima en la sección de control, entre el caso 1 y el caso 2, se presenta un error del 2.17. En este caso y optando por un modelo conservativo el tamaño de malla se justifica como aquel que genere una velocidad mayor (caso 2).
- Para el hidrograma de crecida se puede identificar que una celda de menor tamaño implica que el caudal pico tardará un mayor tiempo de llegada.
- Para el caso del calado máximo en la sección de control, entre el caso 1 y el caso 2, se presenta un error del 2.7. Siguiendo una línea de seguridad y cubriendo el margen de error se consideraría una la opción de mayor calado (caso 1)

### **Conclusión**

Como se estableció al inicio de este capítulo se busca la mejor relación entre tamaño de celda y tiempo de procesamiento, por lo tanto, se selecciona el tamaño de 10 metros para un mallado ya que, se considera que este valor generará resultados confiables en el modelo del flujo post rotura de la presa.

### 3.3 CONDICIONES DE CONTORNO Y DATOS DE FLUJO

#### 3.3.1 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DEL TERRENO

El factor de rugosidad es uno de los valores de mayor influencia en los resultados de velocidad, calado, cota del nivel de agua. Debido a esto, su determinación será de gran importancia en el momento de realizar la simulación del flujo post rotura.

En los casos donde se tiene antecedentes históricos o un modelo físico este valor se asignará mediante el ensayo y error, ajustando los valores de Manning hasta obtener resultados los más idénticamente posibles a los observados en la vida real o en modelos físicos.

Sin embargo, en el caso de la modelación del flujo post rotura de la presa Mulacorral se carece de modelos físicos o eventos relacionados, razón por la cual el valor de Manning será asignado utilizando la ecuación de Cowan.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)n_5 \quad (3.34)$$

Donde:

n: Coeficiente de rugosidad

n<sub>0</sub>: Coeficiente de material del canal

n<sub>1</sub>: Coeficiente de irregularidad

n<sub>2</sub>: Coeficiente de variaciones de la sección transversal

n<sub>3</sub>: Coeficiente referente a efecto de obstrucciones

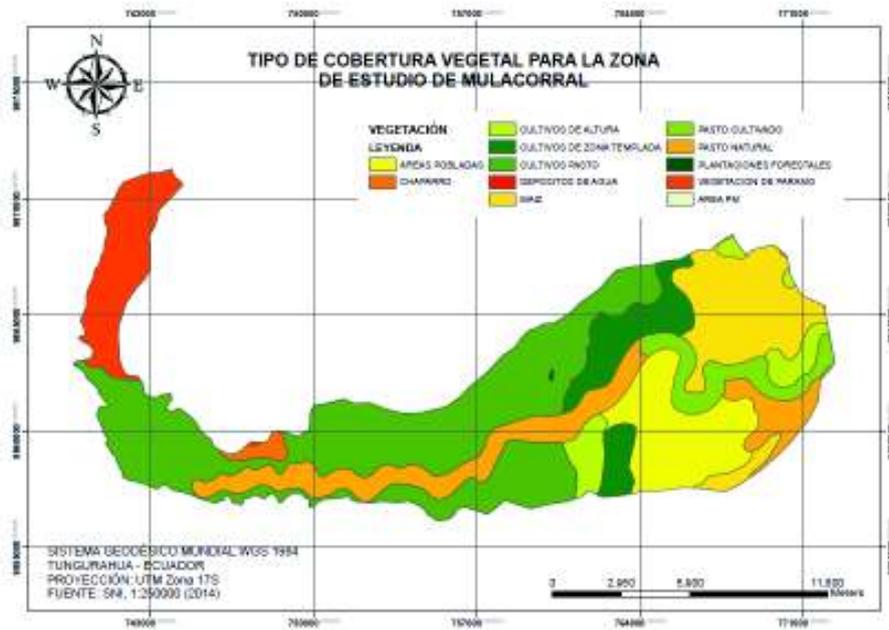
n<sub>4</sub>: Coeficiente referente a vegetación

n<sub>5</sub>: Coeficiente referente a efectos de meandros

A continuación, se muestra el procedimiento que se realizó para la determinación de los valores de Manning en la zona probable de inundación:

- a. Se considera que la ecuación de Cowan hace referencia a seis términos que describen características físicas y morfológicas del cauce, de estas se considera que el término n<sub>0</sub>, n<sub>4</sub> pueden ser obtenidos mediante el uso de



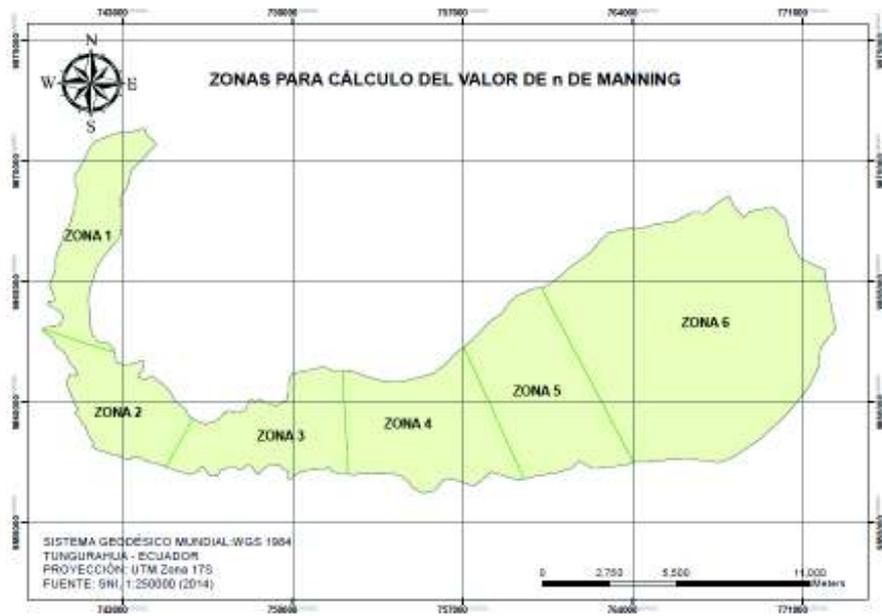


**Figura 3. 23** Mapa de cobertura vegetal en el área de estudio Mulacorral

Elaborado por: Andrés Acero

- b. Los términos de  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  serán establecidos en base a las características del río determinadas en visitas de campo, observaciones de mapas y características de morfológicas del cauce, por lo que estos términos están en base a criterios propios.
- c. El término  $m_5$  será calcula en base a la relación que presenta la longitud con meandros del río y la longitud en recta del tramo a estudiar.

Producto de este proceso se obtuvo un total de 6 áreas plenamente identificadas con valores distintos de Manning, como se muestra en la Figura 3.24 y en la Tabla 3.8.



**Figura 3. 24** Delimitación de zonas para asignación de valores de rugosidad

Elaborado por: Andrés Acero

Tabla 3. 8 Zonas identificadas en el área de estudio Mulacorral

Zona	n0		n1	n2	n3	n4	n5	n
	MATERIAL INVOLUCRADO	GRADO DE IRREGULARIDAD	VARIACIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL	EFECTO RELATIVO DE LAS OBSTRUCCIÓN	VEGETACION	GRADO DE LOS EFECTOS POR MEANDROS		
<b>1</b>	Descripción	GRAVA GRUESA - GRAVA FINA	MODERADO-SEVERO	OCACIONALMENTE ALTERNAMENTE	INSIGNIFICANTE	BAJA	APRECIABLE	0.064
	Valor	0.026	0.015	0.005	0.005	0.005	1.14	
<b>2</b>	Descripción	GRAVA GRUESA - GRAVA FINA	MODERADO-SEVERO	OCACIONALMENTE ALTERNAMENTE	MENOR	BAJA	SEVERO	0.088
	Valor	0.026	0.015	0.005	0.0125	0.01	1.28	
<b>3</b>	Descripción	GRAVA FINA	MODERADO-SEVERO	OCACIONALMENTE ALTERNAMENTE	MENOR	MEDIA	SEVERO	0.083
	Valor	0.024	0.015	0.005	0.0125	0.01	1.25	
<b>4</b>	Descripción	GRAVA FINA	MODERADO-SEVERO	FRECUENTEMENTE ALTERNAMENTE	APRESIABLE	MEDIA	APRECIABLE	0.120
	Valor	0.024	0.015	0.01	0.025	0.025	1.18	
<b>5</b>	Descripción	GRAVA FINA	MODERADO-SEVERO	FRECUENTEMENTE ALTERNAMENTE	APRESIABLE	ALTA	APRECIABLE	0.165
	Valor	0.024	0.015	0.0125	0.03	0.05	1.23	
<b>6</b>	Descripción	GRAVA FINA	MODERADO-SEVERO	FRECUENTEMENTE ALTERNAMENTE	SEVERO	MUY ALTA	SEVERO	0.329
	Valor	0.024	0.015	0.015	0.06	0.1	1.54	

Elaborado por: Andrés Acero

### 3.3.1.1 MACRORUGOSIDAD

Una vez que se ha identificado de forma general los valores de Manning para la malla bidimensional es importante caer en cuenta que existen zonas donde se sitúa infraestructura, misma que se considera en el factor  $n_3$  de la ecuación de Cowan (Chow, 1994). Sin embargo, dentro de los valores tabulados no existe alguno que represente los valores obtenidos en laboratorios. Por tal razón estas zonas merecen una consideración especial referente al modelado de flujo.

Existe un total de 23 puentes ubicados desde un kilómetro aguas abajo de la intersección entre el río Calamaca y la quebrada Mulacorral hasta el puente curvo de paso lateral en la periferia de la ciudad de Ambato como se muestra en las Figuras 3.25 a 3.27.



**Figura 3. 25** Tramo 1 Ciudad de Ambato

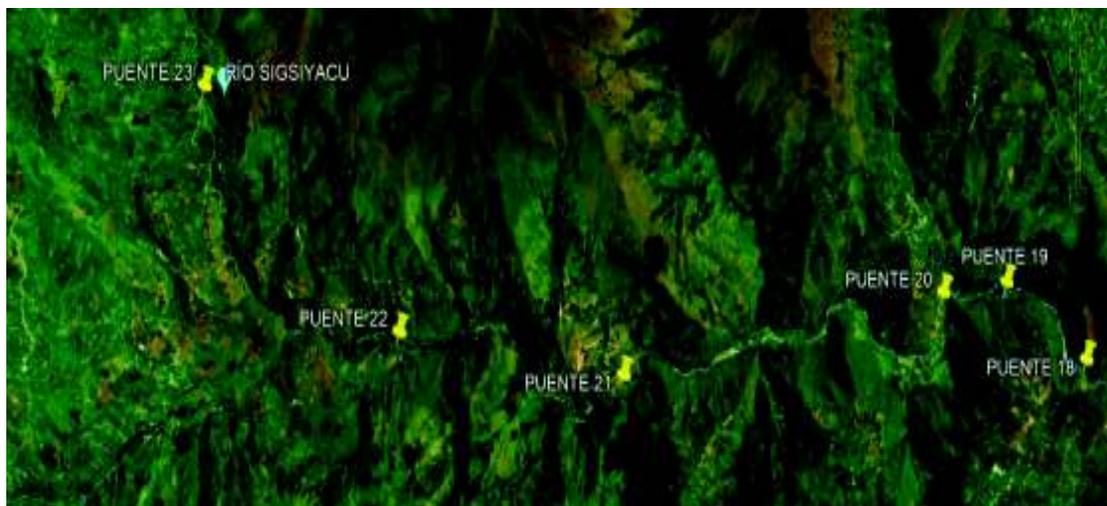
Elaborado por: Andrés Acero; Recuperado de: Google Earth



**Figura 3. 26** Tramo 2 Vía Flores

Elaborado por: Andrés Acero.

Fuente: Google Earth

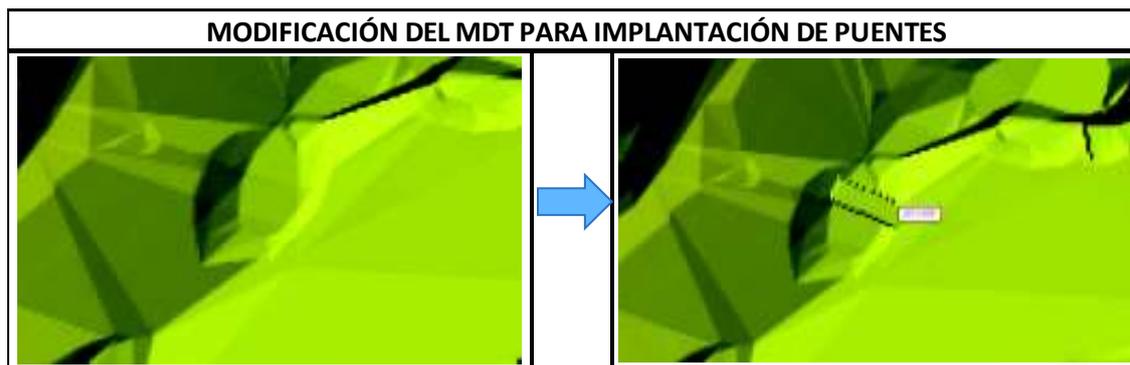


**Figura 3. 27** Tramo 3 Vía Flores

Elaborado por: Andrés Acero.

Fuente: Google Earth

Para simular el efecto de los puentes en el cauce del río se procedió a asignar un valor de rugosidad correspondiente a infraestructura y con el fin de observar las variaciones en el comportamiento del flujo post rotura, se modificó el MDT en el plan N° 8 como se puede ver en la Figura 3.28.



**Figura 3. 28** Implantación de puente en el cauce del río Mulacorral

Elaborado por: Andrés Acero.

Fuente: Google Earth

Además, se ubicó obras de infraestructura puntuales a lo largo del río Ambato. Entre la que se puede destacar la Captación del Sistema Ambato-Huachi- Pelileo, Planta de Tratamiento de Aguas Servidas Pasa, Planta de Tratamiento de agua Potable Tilulún, etc. Para la asignación de la rugosidad se optó por delimitar el área de influencia de la estructura asignándoles un nuevo valor del coeficiente de rugosidad.

En la Figura 3.29 se puede diferenciar la asignación entre el coeficiente de Manning asignado para la obra de captación (color celeste) y el cauce del río (color café).



**Figura 3. 29** Coeficiente de rugosidad en zonas con infraestructura

Elaborado por: Andrés Acero.

### 3.3.1.2 RUGOSIDAD AL PIE DE LA REPRESA

El Hydrologic Engineering Center (2014) recomienda que, para evaluaciones de este tipo, es necesario considerar la generación de turbulencia y movimientos de material propio de la presa e infraestructura en la zona inmediata aguas abajo. Una forma de imitar dichos fenómenos es asumir el doble del valor normal  $n$  directamente aguas abajo, sin embargo, la única forma de garantizar una correcta aplicación del coeficiente de Manning será tener antecedentes de una rotura de presa.

Una vez incluida todas las consideraciones anteriormente expuestas, se muestra en la Figura 3.30 el contorno de las zonas con su respectivo coeficiente de rugosidad.



**Figura 3. 30** Mapa de rugosidad vista en RAS Mapper

Elaborado por: Andrés Acero

### 3.3.2 CONDICIONES DE CONTORNO

La correcta introducción de las condiciones de contornos es considerada como fundamental para inicializar el cálculo en el software y dependen del régimen del flujo. En régimen de circulación rápido (supercrítico) las condiciones se dan aguas arriba. Por otra parte, en régimen lento (subcrítico) las condiciones son introducidas por parámetros de aguas abajo (Fernández, 2011)

#### 3.3.2.1 CONDICIÓN INICIAL AGUAS ARRIBA

Las condiciones iniciales hacen referencia a estado del flujo en el que se encuentran el cauce o zona a evaluar.

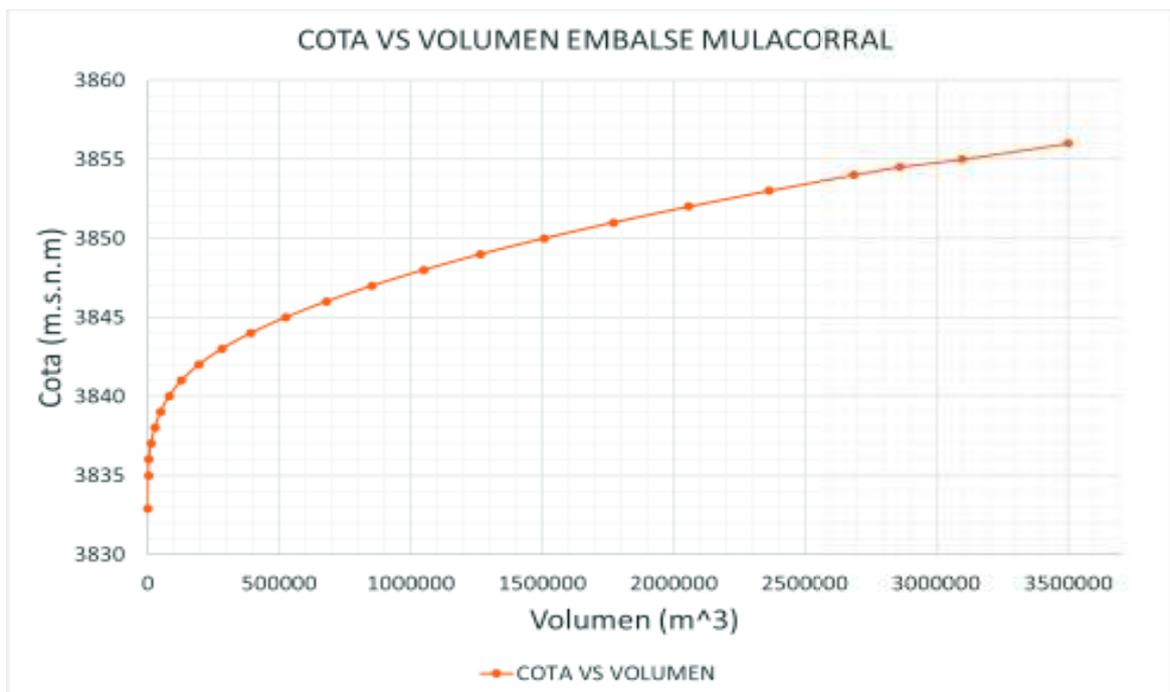
La condición de contorno en la sección de aguas arriba, será un hidrograma que es representado por un valor cero, lo cual se hace debido a que la rotura de la presa que se va a simular no se encuentra relacionada con el caudal base de la misma ni con ningún evento de lluvia, sino que se caracteriza por ser una rotura provocada

principalmente por el deterioro de las tierras o por las cargas horizontales o vientos (Fernández, 2011).

Esto será representado en el programa mediante la creación de un área de Almacenamiento o “Storage Area”, para esto el simulador tiene dos opciones la primera es 1) delimitar el polígono del Storage Area en el MDT para posteriormente generar automáticamente el volumen o ingresar el volumen de forma manual, 2) realizar modificaciones en el MDT de tal manera que se genere un embalse ficticio con el volumen requerido.

### Volumen de almacenamiento

El embalse de Mulacorrall tiene una capacidad máxima de 2'857.470 m<sup>3</sup> cuando su nivel alcanza una cota de 3854.5 m.s.n.m. a continuación se muestra en la Figura 3.31 la curva que relaciona la Cota y Volumen de almacenamiento.



**Figura 3. 31** Curva Cota Vs Volumen embalse Mulacorrall

Elaborado por: Andrés Acero.

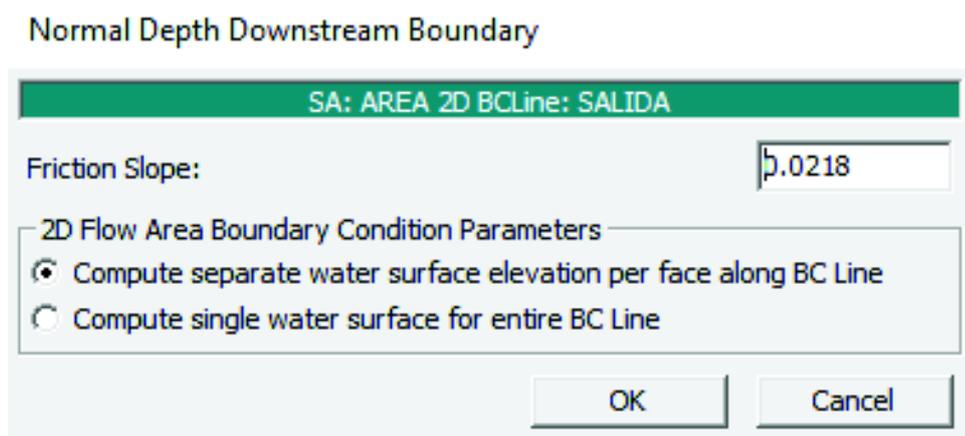
Fuente: (Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua, 2006)

El programa de HEC RAS es capaz de calcular el volumen de un embalse en función del MDT cargado. Teniendo en cuenta que este puede ser modificado para ajustarse a los datos establecidos por el H. Gobierno Provincial de Tungurahua.

Sin embargo, con el fin de obtener una zona de inundación más visible se ha optado por no modificar los valores obtenidos del MDT, llegando a obtener un volumen de 4'296.220 m<sup>3</sup> a una altura de 3856 m.s.n.m. Esto ayudará a generar un margen de error el cual mitigue la falta de información confiable respecto al modelo digital del terreno.

### 3.3.2.2 CONDICIÓN INICIAL AGUAS ABAJO

Se debe seleccionar una opción propia del programa, denominada "Normal Depth". En este campo se debe ingresar una pendiente de energía que se utilizará para calcular la profundidad normal (la ecuación de Manning) en esa ubicación. Si la pendiente de energía es desconocida, el usuario podría aproximarla ingresando la pendiente de la superficie del agua o la pendiente del fondo del canal como se muestra en la Figura 3.32.



**Figura 3. 32** Ventana de condición inicial

Elaborado por: Andrés Acero.

### 3.3.2.3 PENDIENTE DEL CAUCE

La zona de estudio que se encuentra conformada por tres ríos los cuales presentan las siguientes características son:

- **Río Mulacorrál**

El río nace en la quebrada que lleva su mismo nombre, tiene una extensión próxima a 6.7 km desde la presa Mulacorrál (3840 m.s.n.m) hasta la unión con el río Calamaca (3480 m.s.n.m).

- **Sigsiyacu**

Formado por la confluencia de los ríos Mulacorrál y Calamaca (3480 m.s.n.m) tiene una extensión aproximada de 3.9 km hasta la unión con el río Colorado (3267 m.s.n.m).

- **Río Ambato**

Surge en la confluencia de los ríos Colorado y Sigsiyacu (3267 m.s.n.m) recorre una longitud aproximada de 46.7 km hasta la salida de la ciudad de Ambato (2881 m.s.n.m.).

La Figura 3.33 muestra la ubicación de los ríos mencionados hasta la periferia de la ciudad de Ambato y su confluencia con el río Cutuchi.



**Figura 3. 33** Referencia de ubicación de ríos en el tramo de estudio

Fuente: Google Earth

Para obtener el valor de la pendiente del cauce se realizará el procedimiento descrito por Monsalve (1995) es necesario la construcción de una tabla de apoyo como se muestra a continuación Tabla 3.9:

Columna 1: cota de un punto en el tramo del río

Columna 2: diferencia entre cota mayor y cota menor

Columna 3: longitud horizontal entre cotas

Columna 4: longitud inclinada entre dos puntos (aplicación del teorema de Pitágoras).

Columna 5: suma acumulada de las distancias inclinadas parciales

Columna 6: pendiente entre dos puntos

Columna 7: raíz cuadrada de la Columna 6

Columna 8: relación entre la Columna 4 y Columna 7

Tabla 3. 9 Cálculo de la pendiente

1	2	3	4	5	6	7	8
COTAS INTERVALO (msnm)	DIFERENCIA DE COTAS (m)	DISTANCIA HORIZONTAL ENTRE COTAS $l^*$ (m)	DISTANCIA INCLINADA ENTRE COTAS $l^{**}$ (m)	DISTANCIA INCLINADA ACUMULADA (m)	PENDIENTE POR SEGMENTO SI	$S_i^{0.5}$	$l^{**}/(S_i^{0.5})$

Elaborado por: Andrés Acero.

Fuente: Monsalve (1995)

Una vez se realice el llenado de la tabla mostrada se aplica la ecuación 3.35:

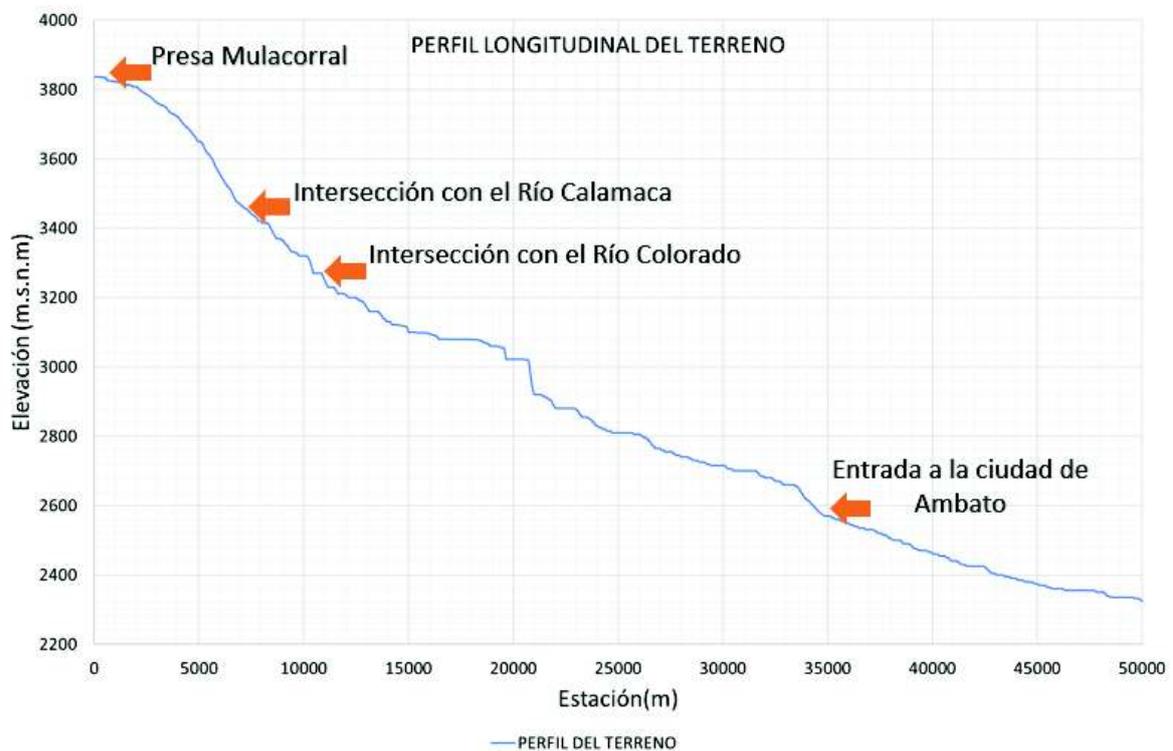
$$S_{cauce} = \left( \frac{\sum l_i^{**}}{\sum \left( \frac{l_i^{**}}{s_i^{1/2}} \right)} \right)^2 \quad (3.35)$$

Donde:

$l_i^{**}$ : distancia inclinada entre cotas

$s_i$ : pendiente por segmento

Para esto será de gran ayuda la generación de un perfil longitudinal del terreno como se muestra en la Figura 3.34, este proceso puede realizarse en HEC RAS en la opción RasMapper -> Profile Lines.



**Figura 3. 34** Pendiente de ríos quebrada Mulacorrall – Río Ambato

Elaborado por: Andrés Acero

### Perfil longitudinal de los ríos Mulacorrá, Sigsiyacu-Ambato

Se procede a realizar el llenado de la Tabla 3.9 para la obtención del valor de la pendiente media del cauce como se muestra en la Tabla 3.10.

Tabla 3. 10 Cálculo de la pendiente del Cauce

1	2	3	4	5	6	7	8
COTAS INTERVALO (msnm)	DIFERENCIA DE COTAS (m)	DISTANCIA HORIZONTAL ENTRE COTAS $l^*$ (m)	DISTANCIA INCLINADA ENTRE COTAS $l^{**}$ (m)	DISTANCIA INCLINADA ACUMULADA (m)	PENDIENTE POR SEGMENTO SI	$Si^{0.5}$	$l^{**}/(Si^{0.5})$
3841.41							
3841.41	0.00	0.04	0.04	0.04	0.00	0.00	
3820.88	20.53	1678.86	1678.99	1679.02	0.01	0.11	15183.10
3794.94	35.93	848.71	849.50	2528.53	0.04	0.21	4128.80
3745.23	39.72	933.63	934.47	3453.00	0.04	0.21	4530.29
3691.48	53.75	1020.18	1021.60	4484.60	0.05	0.23	4450.63
3649.17	42.30	616.02	617.47	5102.05	0.07	0.26	2356.27
3558.26	90.91	1107.46	1111.19	6212.25	0.08	0.29	3878.25
3459.03	99.23	1286.28	1290.10	7503.35	0.08	0.28	4644.86
3387.68	71.35	1504.27	1505.96	9009.31	0.05	0.22	6914.92
3280.00	107.68	1838.35	1942.93	10952.24	0.06	0.24	8246.68
3160.00	120.00	3232.44	3234.66	14185.91	0.04	0.19	16788.18
3078.70	81.30	2364.55	2366.73	16552.63	0.03	0.19	12757.89
3000.00	78.70	3962.75	3963.53	20516.17	0.02	0.14	28125.42
2904.34	195.66	6324.47	6327.50	26843.67	0.03	0.18	35974.74
2767.90	36.45	1665.15	1665.56	28509.22	0.02	0.15	11257.89
2640.00	127.90	6940.70	6827.50	35451.10	0.02	0.14	51138.54
2523.67	116.33	4564.96	4566.44	40017.54	0.03	0.16	28606.04
2474.16	49.52	2066.32	2066.92	42084.46	0.02	0.15	13351.83
2341.00	133.16	10025.47	10025.35	51110.81	0.01	0.12	86997.82
2281.38	59.61	5225.70	5225.04	57336.85	0.01	0.11	48930.27

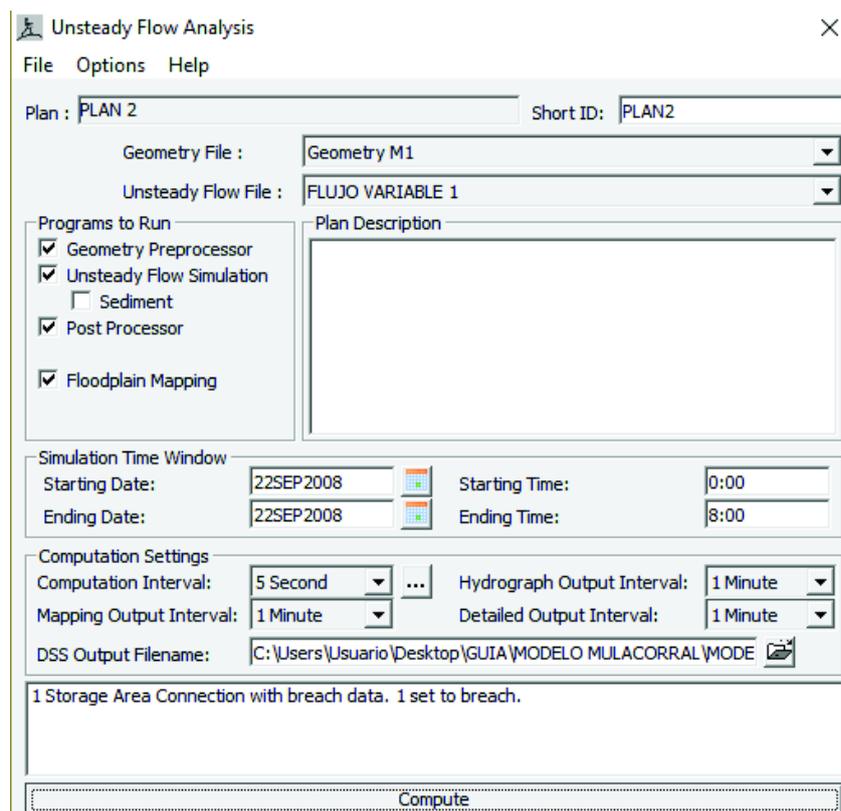
Elaborado por: Andrés Acero.

Aplicando la formula se tiene lo siguiente:

$$Scauce = \left( \frac{57336.85}{388262.12} \right)^2$$

$$Scauce = 0.0218$$

Una vez fijada las condiciones necesarias, se debe configurar los parámetros para simular el régimen variable del flujo, como se muestra en la Figura 3.35.



**Figura 3. 35** Ejemplo de configuración de parámetros de cálculo

Elaborado por: Andrés Acero

Cabe señalar que los parámetros a introducir se relacionan con la fecha y hora del inicio de la simulación, así como también el final de esta, el tiempo de paso para cada uno de los cálculos, el intervalo de tiempo entre el cual se quiere que se calcule el hidrograma y el intervalo entre el cual se quiere que se den los resultados de salida de este.

### 3.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ROTURA

Como preludeo al ingreso de datos al programa HEC RAS se realiza un resumen de los datos de la presa como se muestra en la Tabla 3.11.

Tabla 3. 11 Datos de la Presa

DATOS		
Altura del Embalse	19.408	m
<sup>1</sup> Volumen del Embalse (MDT)	4296220	m <sup>3</sup>
Ancho Promedio	58	m

Elaborado por: Andrés Acero

#### 3.4.1 ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DE ROTURA

HEC-RAS permite al usuario elegir la metodología para la formación de la brecha. La primera es “User Entered Data” en esta opción se debe ingresar los datos de tamaño de brecha, tiempo de formación, etc.; La segunda opción es “Simplified Physical” esta opción permite ingresar valores de velocidad vs parámetros físicos de la brecha. Ambos métodos mostrarán una curva de la tasa de crecimiento de la fisura en función del tiempo.

Para el desarrollo del presente proyecto se ha considerado no trabajar con la modalidad de “Simplified Physical” ya que este sistema requiere de conocimientos del proceso de erosión de la presa, tema que esta fuera del alcance de este proyecto.

---

<sup>1</sup> El volumen que se manejará para las modelaciones corresponde al volumen calculado por HEC RAS en función del MDT.

### 3.4.1.1 DATOS DE LA BRECHA PARA CONEXIÓN DE ÁREA DE ALMACENAMIENTO

Una vez que se haya elegido la opción de “User Entered Data”, HEC RAS requerirá que se ingrese la siguiente información:

- Location: Se refiere a la ubicación del centro de la brecha a lo largo de la sección transversal.
- Failure Mode: Los métodos de falla que HEC RAS considera son tubificación y desbordamiento.
- Shape: Entre los datos de forma que HEC RAS solicita están cota del fondo de la brecha, ancho del fondo de la brecha, pendientes de taludes.
- Time: Tiempo de desarrollo de la brecha
- Trigger Mechanism: Se refiere al modo en que se arrancará con el proceso de rotura este puede ser elevación del embalse, elevación del embalse más duración, por tiempo.
- Weir and Piping Coefficients: corresponden al coeficiente de vertedero y coeficiente de tubificación. Este valor estará ligado directamente con el material utilizado para la construcción de la presa. A continuación, se muestra la Tabla 3.12 con valores en función del tipo de presa:

Tabla 3. 12 Coeficientes de tubificación y vertedero para diferentes tipos de presa

<b>Dam Type</b>	<b>Overflow/Weir Coefficients</b>	<b>Piping/Pressure Flow Coefficients</b>
Earthen Clay Or Clay Core	2.6 – 3.3	0.5 – 0.6
Earthen Sand and gravel	2.6 – 3.0	0.5 – 0.6
Concrete Arch	3.1 – 3.3	0.5 – 0.6
Concrete Gravity	2.6 – 3.0	0.5 – 0.6

Fuente: (Hydrologic Engineering Center, 2018)

- Failure Location Corresponde a la localización de la falla esto dependerá de muchos factores como forma de la presa, tipo de falla, causas de la falla.

Es importante mencionar que las fallas por desborde comienzan en la parte superior de la presa y crecen hasta los límites máximos, mientras que un modo de fallo por tubificación puede ubicarse cualquier elevación y/o ubicación, creciendo hasta los límites máximos. Además, se debe considerar que el tamaño final de la brecha y el tiempo de formación de la brecha son parámetros críticos en la estimación del hidrograma de salida.

### 3.4.1.2 ECUACIONES A UTILIZAR PARA LA ROTURA DE PRESA

Las ecuaciones que considera el programa HEC RAS son: Froehlich (1995), Froehlich (2008), MacDonald and Langridge – Monopolis (1984), Von Thun and Gillette (1990) y Xu Zhang (2009) (Hydrologic Engineering Center, 2014). Además, se incluye la ecuación de la Guía Técnica.

Los valores obtenidos para estas ecuaciones se exponen en la Tabla 3.13.

Tabla 3. 13 Comparación de los resultados de ecuaciones geométricas y tiempo de formación de brecha

<b>Ecuación</b>	<b>Ancho en el fondo de la brecha (m)</b>	<b>Pendiente Izq.</b>	<b>Pendiente Der.</b>	<b>Tiempo de formación (horas)</b>
<b>MacDonald et al</b>	72	0.5	0.5	0.74
<b>Froehlich (1995)</b>	28	1.4	1.4	0.52
<b>Froehlich (2008)</b>	30	1	1	0.54
<b>Von Thun &amp; Gillete</b>	57	0.5	0.5	0.29
<b>Xu &amp; Zhang</b>	38	1.9	1.9	0.63
<b>Guía Técnica</b>	38.02	1	1	0.63

Elaborado por: Andrés Acero

Se debe considerar que Froehlich utiliza un factor  $K_o$  para describir fallas por desborde ( $K_o=1.4$ ) u otro tipo ( $K_o=1$ ), teniendo esto en cuenta se puede apreciar que los valores de ancho promedio y tiempo de formación de la brecha variarán.

De los resultados mostrados se selecciona la ecuación de Froehlich (2008) ya que es una ecuación actual y tiene el mayor número de casos de estudio. Se añade,

además la ecuación de la Guía Técnica con el fin de realizar posteriormente la categorización en función del riesgo potencial de la Presa Mulacorral bajo los parámetros de dicho Documento.

### **3.5 CALIBRACIÓN DEL MODELO**

La graduación del modelo se da en función de diferentes normativas o guías técnicas necesarias para realizar la simulación hidráulica. Este proceso juega un papel fundamental dentro de la modelación del flujo post-rotura de la presa, puesto que el mismo permite analizar cada uno de los detalles del comportamiento del modelo frente a las variaciones de los parámetros, además de predecir la sensibilidad, la forma y cómo actúan los resultados de la simulación. La calibración se considera complicada, debido a la diversidad de lineamientos y parámetros objetivos que posee la modelación.

Para desarrollar la calibración del modelo es importante contrastar niveles de agua y valores de caudales, los cuales se obtienen por medio de trabajos de campo, siendo importante poseer valores de bajos, medios y altos, es decir, caudales variables, debido a que la calibración debe realizarse para cada uno de estos.

Es importante señalar que los niveles que se calculan en el programa HEC RAS en algunas ocasiones son altos o confusos, y se les debe ajustar para que los niveles resultantes puedan coincidir con los datos medidos en el campo o establecidos por las guías técnicas.

En el caso de la modelación del flujo post-rotura de la presa Mulacorral, no se dispone de un lineamiento trazado como es el caso de un modelo físico que ayude a la calibración del modelo, mismo al que resulta indispensable poner detalle en resultados obtenidos en investigaciones relacionadas a este tipo de eventos.

Establecido el caso particular, la opción considerada es abarcar la mayoría de las opciones posibles con el objeto de generar diferentes planes de corridas del modelo como se muestra en la Tabla 3.14.

Tabla 3. 14 Resumen de planes de modelación

Plan n°	Observaciones	Plan n°	Observaciones
1	<ul style="list-style-type: none"> <li>- full momentum</li> <li>- desborde</li> <li>- guía técnica</li> <li>- sin vertedero</li> <li>- intervalo 2 seg</li> <li>- con parámetros/tolerancia</li> </ul>	5	<ul style="list-style-type: none"> <li>- full momentum</li> <li>- desborde</li> <li>- guía técnica</li> <li>- sin vertedero</li> <li>- <b>Courant ajustado</b></li> <li>- con parámetros/tolerancia</li> </ul>
2	<ul style="list-style-type: none"> <li>- onda difusa</li> <li>- desborde</li> <li>- guía técnica</li> <li>- sin vertedero</li> <li>- intervalo 2 seg</li> <li>- sin parámetros/tolerancia</li> </ul>	6	<ul style="list-style-type: none"> <li>- full momentum</li> <li>- desborde</li> <li>- guía técnica</li> <li>- sin vertedero</li> <li>- intervalo 2 seg</li> <li>- <b>sin parámetros/tolerancia</b></li> </ul>
3	<ul style="list-style-type: none"> <li>- onda difusa</li> <li>- desborde</li> <li>- Froehlich</li> <li>- sin vertedero</li> <li>- intervalo 2 seg</li> <li>- sin parámetros/tolerancia</li> </ul>	7	<ul style="list-style-type: none"> <li>- full momentum</li> <li>- desborde</li> <li>- guía técnica</li> <li>- <b>con vertedero</b></li> <li>- intervalo 2 seg</li> <li>- con parámetros/tolerancia</li> </ul>
4	<ul style="list-style-type: none"> <li>- onda difusa</li> <li>- tubificación</li> <li>- Froehlich</li> <li>- sin vertedero</li> <li>- intervalo 2 seg</li> <li>- sin parámetros/tolerancia</li> </ul>	8	<ul style="list-style-type: none"> <li>- full momentum</li> <li>- desborde</li> <li>- guía técnica</li> <li>- sin vertedero</li> <li>- intervalos 2 seg</li> <li>- con parámetros/tolerancia</li> <li>- <b>implantación de puentes</b></li> </ul>

Elaborado por: Andrés Acero

En la Figura 3.36 se muestra el concepto de un diagrama de flujo, donde se indica de una manera resumida una de las formas para el ingreso de datos al programa y

su calibración. Dicho proceso se encuentra descrito de una manera más amplia en la Anexo 3.

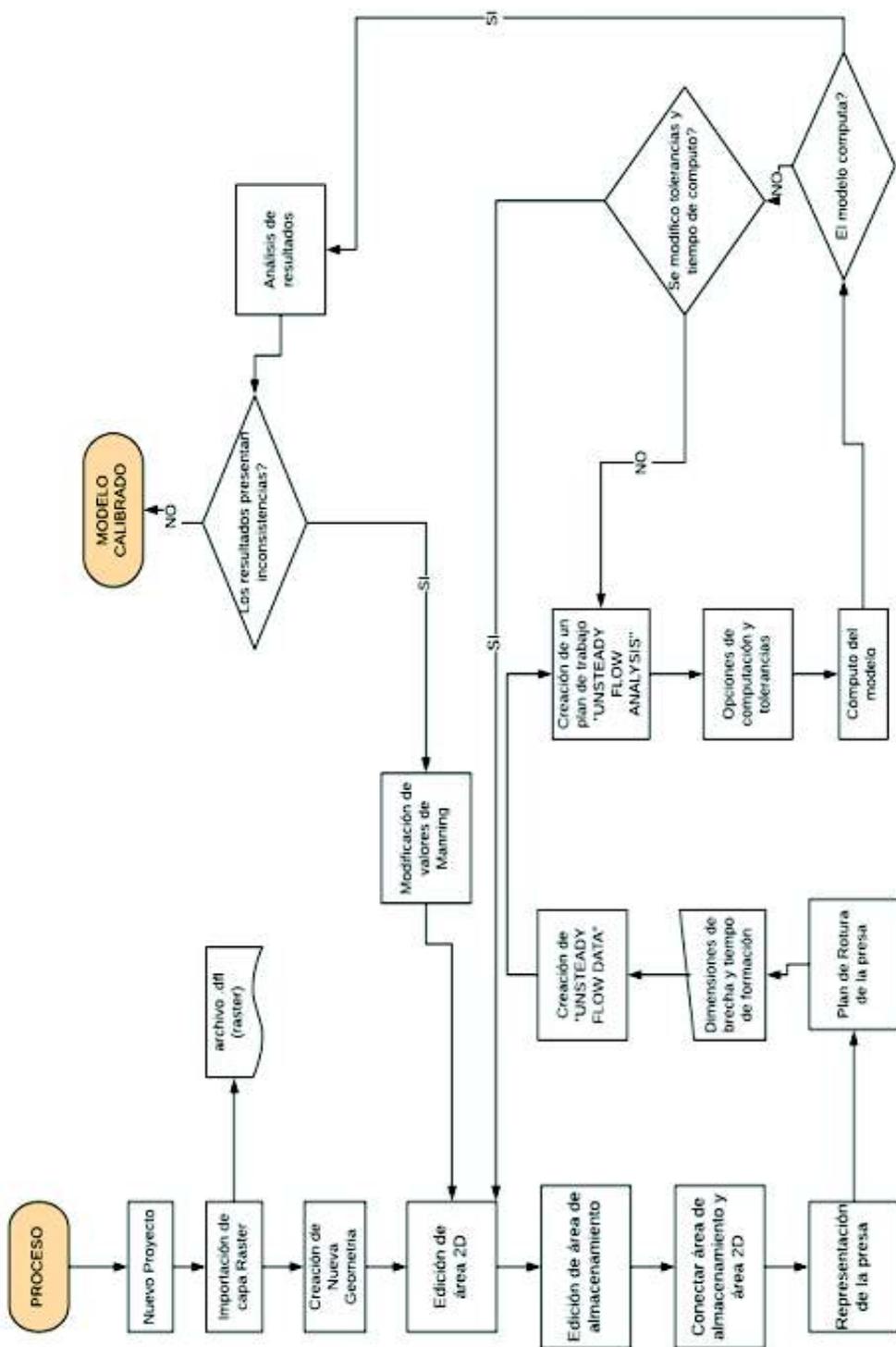


Figura 3. 36 Diagrama de flujo para el proceso de ingreso de información y respectiva calibración del modelo

Elaborado por: Andrés Acero

### 3.6 VENTAJAS DEL PROGRAMA HEC RAS 5.0

Entre las ventajas respecto a la modelización bidimensional para rotura de presas se presentan las siguientes.

- El aspecto más destacado de HEC RAS es su herramienta RAS Mapper de fácil uso e interfaz amigable con el usuario. Permitiendo realizar un trabajo en el MDT sin tener que recurrir a herramientas de entorno SIG (Lluén, 2015).
- Presentación de mapas de inundación, con valores de calado y velocidad post rotura de la presa.
- Permite elegir el método de resolución de las ecuaciones de Saint Venant, siendo de gran utilidad en corridas preliminares.
- Permite ingresar el valor del intervalo de cómputo de forma manual o automatizada, dependiendo del caso de estudio disminuyendo tiempos de cómputo y optimizando recursos.
- Gracias a su conexión con programas de entorno SIG, se pueden generar mapas de zonas de riesgo en función de los valores de velocidad y altura de agua. Además, estos pueden ser mostrados de formas parciales con la ayuda de la visualización de resultados de RAS Mapper, .
- Incluye una calculadora que resuelve las ecuaciones de formación y tiempo de brecha, facilitando el ingreso de datos (Hydrologic Engineering Center, 2014).
- Permite ingresar el volumen de la presa de forma manual o se puede optar por aquel que el programa calcule en función del modelo del terreno (Hydrologic Engineering Center, 2014).
- En el registro de errores del programa se identifica la celda o celdas que ocasionan errores además indica la causa de la inestabilidad en el modelo numérico (Hydrologic Engineering Center, 2014).
- La incorporación de la herramienta RAS Mapper a HEC RAS presenta una serie de ventajas como la posibilidad de generar análisis de resultados en cualquier sección transversal que se trace dentro del mallado; lo cual no es

posible en un modelo unidimensional donde se debe ingresar secciones transversales antes del proceso de computo (Hydrologic Engineering Center, 2014).

- RAS Mapper presenta una mayor versatilidad de trabajo en relación al Editor de Geometría y asignación de la rugosidad del terreno de forma directa en la malla.
- La versión HEC RAS presenta una significativa ventaja al permitir identificar posibles zonas de inundación lo cual se logra mediante análisis de imágenes satelitales y cotas del modelo digital del terreno.
- La creación de mapas animados que representan resultados de velocidad, caudal, calado, etc. Brindan al modelador la posibilidad de interpretar el movimiento del flujo en la zona de estudio lo cual resulta de gran ayuda para el estudio de inundaciones por flujo post rotura de presas y otros casos de inundación (Hydrologic Engineering Center, 2014).

### **3.7 LIMITACIONES DEL PROGRAMA HEC RAS 5.0**

Las falencias de HEC RAS respecto a la modelización bidimensional para rotura de presas se presentan las siguientes:

- Considerando que el tiempo de computo va a ir ligado directamente con el área de estudio y el tamaño de celda, un modelo bidimensional demanda más requerimientos computacionales como es el caso de un procesador I5 en adelante y memoria RAM de al menos 4 Gigas, para un óptimo desempeño evitando un sobrecalentamiento en el CPU.
- Un modelo bidimensional requiere un mayor detalle topográfico ya que, a diferencia de un modelo unidimensional donde la secciones se puede interpolar, un mallado se acopla al modelo del terreno sin ningún tipo de ajuste. Esto quiere decir que, si se utiliza un modelo con pendientes erróneas o con “sifones” en el cauce del río, los resultados que se obtengan presentarán valores erróneos.
- Cada vez que se realiza alguna modificación en el polígono del mallado se deberá realizar un correspondiente cambio en los polígonos de asignación

del coeficiente de rugosidad, para posteriormente crear un nuevo mapa de rugosidades. Este proceso puede demandar una considerable cantidad de tiempo.

## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS Y DISCUSIONES

En este capítulo se despliega los valores obtenidos de las corridas del modelo de forma gráfica y tabulada, con el objeto de identificar la influencia de los parámetros variables en el modelo numérico.

#### 4.1 SIMULACIÓN DE LA ROTURA DE PRESA DE MATERIALES SUELTOS

A continuación, se muestra en la Tabla 4.1 y Tabla 4.2 los valores y parámetros escogidos en cada caso de estudio:

Tabla 4. 1 Simulación de la rotura de presa de materiales sueltos

	Volumen de Embalse	Condición de contorno		Tamaño de Celda
		Condición Inicial	Condición de Salida	
PLAN	m <sup>3</sup>	m.s.n.m	%	m
1	4296220	3856	2.18	10x10
2	4296220	3856	2.18	10x10
3	4296220	3856	2.18	10x10
4	4296220	3856	2.18	10x10

Elaborado por: Andrés Acero

Tabla 4. 2 Coeficientes asignados para la ejecución de la modelación

CONDICION	PARÁMETRO	PLAN 1	PLAN 2	PLAN 3	PLAN 4
1	Theta (0.6-1.0)	1	1	1	1
2	Theta Warmup (0.6-1.0)	1	1	1	1
3	Water Surface Tolerance	0.003	0.003	0.003	0.003
4	Volumen Tolerance (ft)	0.003	0.003	0.003	0.003
5	Maximum Iterations	20	20	20	20
6	Equations Set	Full Moment	Onda Difusa	Onda Difusa	Onda Difusa

CONDICION	PARÁMETRO	PLAN 1	PLAN 2	PLAN 3	PLAN 4
7	Initial Condition time (hrs)	1	1	1	1
8	Initial Condition Ramp up Fraction (0-1)	0.1	0.1	0.1	0.1
9	Number of time slices (integer value)	1	1	1	1
10	Eddy Viscosity Tranverse Mixing Coefficient	0.77	No aplica	No aplica	No aplica
11	Boundary Condition Volumen Chec	X	X	X	X
12	Latitud for Coriolis (-90 to 90)	-1.28249	No aplica	No aplica	No aplica
13	Number of cores	Todos	Todos	Todos	Todos
14	Use Coriolis Effects	SI	No	No	No

Elaborado por: Andrés Acero

#### 4.1.1 TIEMPO DE FORMACIÓN Y FORMA DE BRECHA

Se debe considerar que el tiempo del intervalo de cómputo para cada caso iterado hasta que el modelo no presente inestabilidad<sup>1</sup>. Los intervalos de cómputo se muestran en la Tabla 4.3.

Tabla 4. 3 Intervalos de cómputo para los planes a ejecutar

PLAN	INTERVALO DE COMPUTO (segundos)
PLAN 1 <sup>2</sup>	2
PLAN 2	2
PLAN 3	2
PLAN 4	2

Elaborador por: Andrés Acero

A continuación, se muestra en la Figura 4.1, Figura 4.2 y Figura 4.3 los planes de formación de la brecha resultantes de las ecuaciones de Froehlich y la Guía Técnica, por desborde y tubificación:

<sup>1</sup> Como se estableció en la Tabla 3.14. existen 8 planes de modelación, sin embargo, se debe tener claro que los modelos 5, 6, 7 y 8 son variaciones del plan 1, por lo cual no se ha considerado ubicarlos en la Tabla 4.3.

<sup>2</sup> Es importante hacer mención que dentro de las variaciones del Plan 1 la única variación respecto al intervalo de cómputo se realiza en el Plan 7 ya que en este se utiliza un intervalo ajustado por el programa.

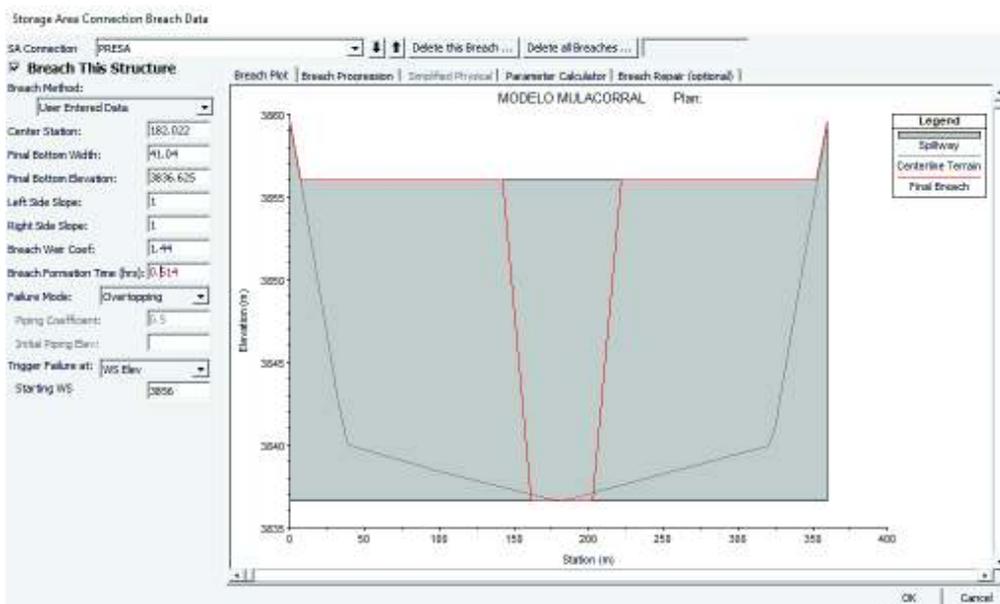


Figura 4. 1 Ecuación de la guía técnica para desborde  
Elaborado por: Andrés Acero

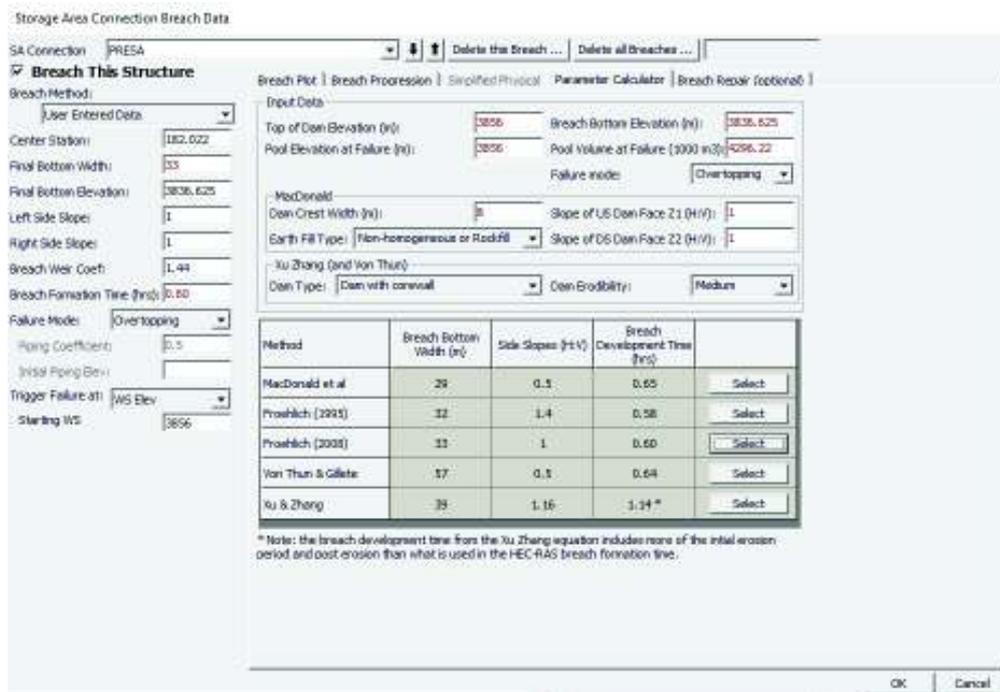


Figura 4. 2 Ecuación de Froehlich para desborde  
Elaborado por: Andrés Acero

Storage Area Connection Breach Data

SA Connection: PRESA

**Breach This Structure**

Breach Method:  User Entered Data

Center Station: 392.22

Final Bottom Width: 27

Final Bottom Elevation: 3836.625

Left Side Slope: 0.7

Right Side Slope: 0.7

Breach Weir Coef: 1.44

Breach Formation Time (hrs): 0.60

Failure Mode: Piping

Piping Coefficient: 0.5

Initial Piping Elev: 3838

Trigger Failure at: WS Elev

Starting WS: 3855

Breach Plot | Breach Progression | Simplified Physical | Parameter Calculator | Breach Repair (optional)

Input Data

Top of Dam Elevation (m): 3855

Breach Bottom Elevation (m): 3836.625

Pool Elevation at Failure (m): 3855

Pool Volume at Failure (1000 m<sup>3</sup>): 4296.22

Failure mode: Piping

MacDonald

Dam Crest Width (m): 8

Slope of US Dam Face Z1 (H:V): 1

Earth Fill Type: Non-homogeneous or Rockfill

Slope of DS Dam Face Z2 (H:V): 1

Xu Zhang (and Von Thun)

Dam Type: Homogeneous/zoned-fill dam

Dam Breachability: 0.90

Method	Breach Bottom Width (m)	Side Slopes (H:V)	Breach Development Time (hrs)	
MacDonald et al	29	0.5	0.65	Select
Freehlich (1995)	25	0.9	0.58	Select
Freehlich (2006)	27	0.7	0.60	Select
Von Thun & Gillette	57	0.5	0.29	Select
Yu & Zhang	24	1.12	0.67 *	Select

\* Note: the breach development time from the Xu Zhang equation includes more of the initial erosion period and pool erosion than what is used in the HEC-RAS breach formation time.

OK Cancel

**Figura 4. 3** Ecuación de Froehlich para tubificación

Elaborado por: Andrés Acero

Se puede resaltar las siguientes consideraciones:

- Se adoptó el valor más bajo de la cota del terreno en la sección de la presa, como elevación del fondo de la brecha.
- En todos los casos se considera que el eje de la brecha coincida con el eje de la presa.
- Los coeficientes de tubificación y vertedero serán los establecidos por defecto del programa.
- Se estableció como punto de inicio de la brecha por tubificación a la elevación correspondiente a la sección donde se traslapa el cuerpo de la presa y la galería (3838 m.s.n.m). En relación con una falla por desborde, elegir la falla en esta cota ayudará a encontrar o no, diferencias entre ambos casos.

#### 4.1.2 VISUALIZACIÓN DE RESULTADOS

Con el fin de brindar al lector la fácil comprensión de los resultados obtenidos en el presente proyecto, se ha optado por presentarlos de la siguiente forma:

- Caudal Pico

- Mapas de velocidad y calado probable zona inundada, en función del tiempo
- Mapas de velocidades máximas, Mapas de calados máximos
- Delimitación de posibles zonas de inundación
- Hidrogramas en 5 secciones transversales representativas aguas bajo la presa Mulacorral.

#### 4.1.2.1 CAUDAL PICO

En referencia a la tabla de ecuaciones de Caudal pico se presenta en la Tabla 4.4 los valores obtenidos en el punto de control N°1:

Tabla 4. 4 Tabla de Caudales pico

AUTOR	Q pico Ecuación m <sup>3</sup> /s Xi	Q pico HEC RAS m <sup>3</sup> /s Xf	% DE DIFERENCIA  Xi-Xf /Xf
Kirkpatrick	2177.24	2946.915	26.12
SCS	3994.89		35.56
Hagen	4926.72		67.18
Reclamation	4596.53		55.98
Singh and Snorrason f(S)	1017.21		65.48
Singh and Snorrason f(hd)	3630.71		23.20
MacDonal & Langride-Monopolis (1)	6929.72		135.15
MacDonal & Langride-Monopolis (2)	2115.34		28.22
Costa	2080.69		29.39
Evans	2359.76		19.92
Froehlich	2168.35		26.42

Elaborado por: Andrés Acero

#### 4.1.2.2 MAPAS DE VELOCIDAD Y CALADO EN FUNCIÓN DEL TIEMPO

Se estimó un tiempo de modelación de 8 horas para cada caso, este corresponde al tiempo aproximado en que la onda de flujo post rotura recorre 43.5 km desde el sitio de la presa hasta alcanzar el Puente en “Curva” en la periferia de la ciudad de Ambato. Sin embargo, el tiempo promedio que tarda la onda en llegar a la ciudad de Ambato es de 4 horas. Por esta razón se ha considerado mostrar los mapas correspondientes a cada 60 minutos durante las 4 primeras horas, y el mapa final a las 08:00 horas.

Las Figuras 4.4 a 4.8 corresponden a los mapas de velocidad del Plan N° 1 considerado como el más característico.



**Figura 4. 4** Mapa de velocidad para 60 minutos

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 5** Mapa de velocidad para 120 minutos

Elaborado por: Andrés Acero

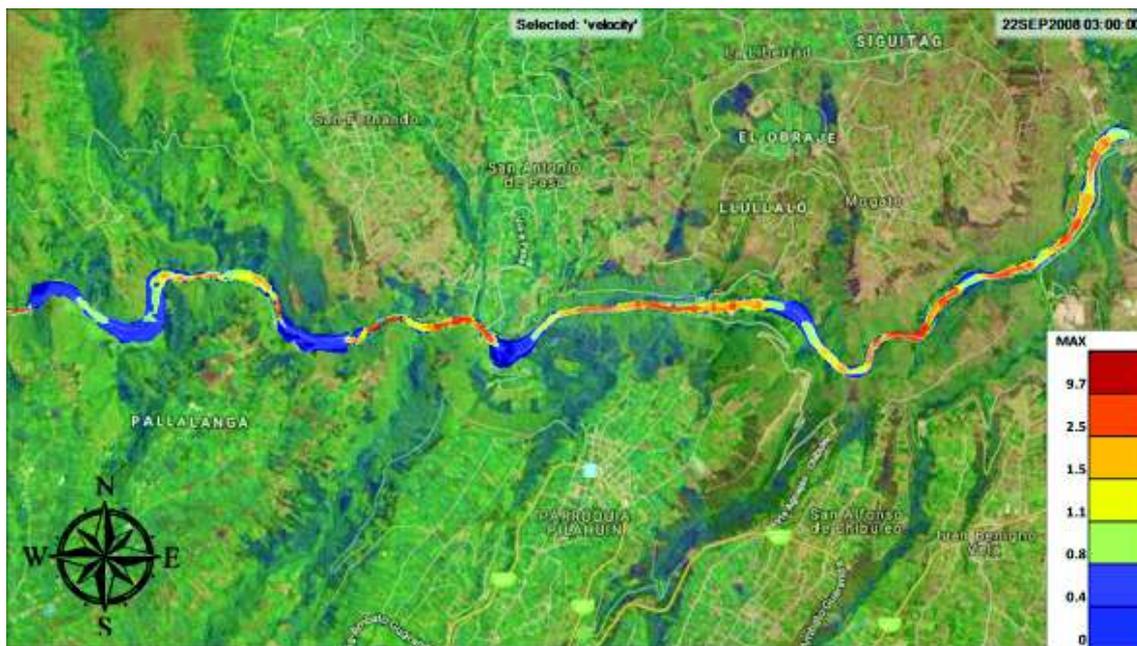


Figura 4. 6 Mapa de velocidad para 180 minutos

Elaborado por: Andrés Acero



Figura 4. 7 Mapa de velocidad para 240 minutos

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 8** Mapa de velocidad para 480 minutos

Elaborado por: Andrés Acero

Las Figuras 4.9 a 4.13 corresponden a los mapas de calado del Plan N° 1 considerado como el más característico.



**Figura 4. 9** Mapas de calado para 60 minutos<sup>3</sup>

Elaborado por: Andrés Acero

<sup>4</sup>El programa Hec Ras no muestra los puntos cardinales en la ventana de resultados de Ras Mapper, sin embargo, para un mejor entendimiento del lector se ha visto necesario colocarla con un montaje



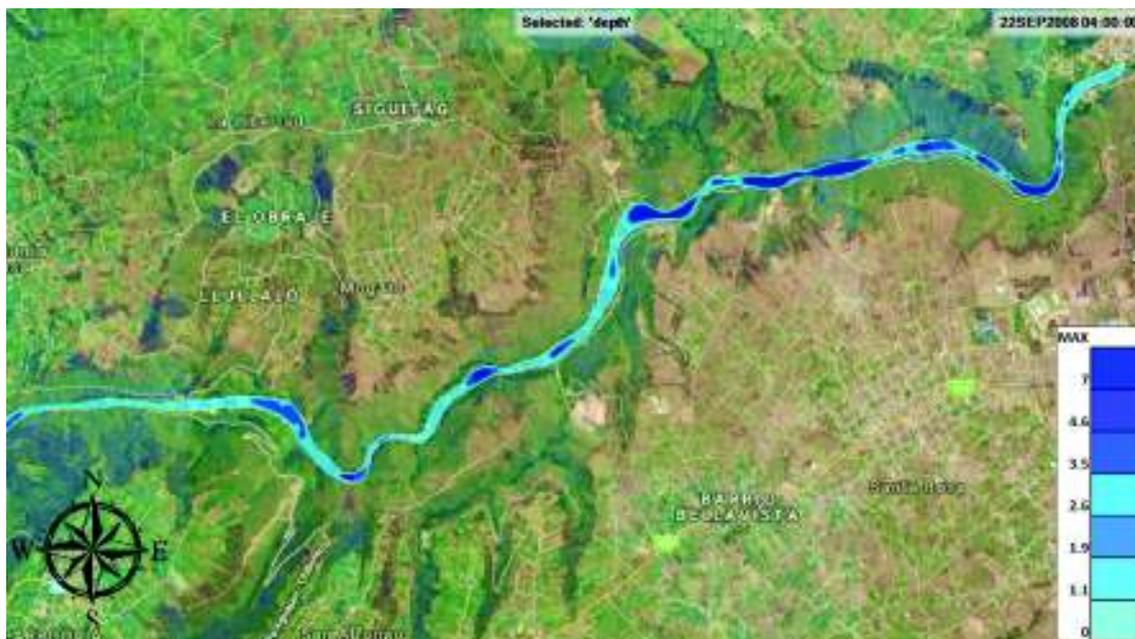
**Figura 4. 10** Mapas de calado para 120 minutos

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 11** Mapas de calado para 180 minutos

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 12** Mapas de calado para 240 minutos

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 13** Mapas de calado para 480 minutos

Elaborado por: Andrés Acero

#### 4.1.2.3 MAPAS DE VELOCIDADES MÁXIMAS

La identificación de velocidades en la zona de inundación será fundamental para la creación de un mapa de riesgos en el área estudiada. Se debe tener en cuenta que una velocidad de 1 m/s, puede ser causante de daños en infraestructura y atentar contra la integridad de las personas. Las Figuras 4.14 a 4.17 muestran los máximos valores de velocidad que se presentan en la ciudad de Ambato, para los planes mostrados en la Tabla 4.3.



**Figura 4. 14** Mapa de velocidades máximas para el plan N° 1  
Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 15** Mapa de velocidades máximas para el plan N° 2<sup>4</sup>

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 16** Mapa de velocidades máximas para el plan N° 3

Elaborado por: Andrés Acero

<sup>5</sup> Se ha utilizado la opción de “update per screen”, la cual muestra de forma parcial los resultados en la barra ubicada en la esquina inferior derecha, misma que también fue montada para ser visualizada de mejor manera en este documento, no obstante, esto no es necesario en la ventana de resultados del programa.



**Figura 4. 17** Mapa de velocidades máximas para el plan N° 4

Elaborado por: Andrés Acero

#### 4.1.2.4 MAPA DE CALADOS MÁXIMOS

Otro parámetro hidráulico de gran relevancia es el calado máximo que se produce en las secciones del río y sus orillas, como punto de referencia se tiene que un calado superior a 1 metro de altura puede significar daños en infraestructura y atender contra la integridad de las personas. Las Figuras 4.18 a 4.21 muestran los máximos valores de calado que se presentan en la ciudad de Ambato, para los planes mostrados en la Tabla 4.3.



**Figura 4. 18** Mapa de calados máximos para el plan N° 1

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 19** Mapa de calados máximos para el plan N° 2

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 20** Mapa de calados máximos para el plan N° 3

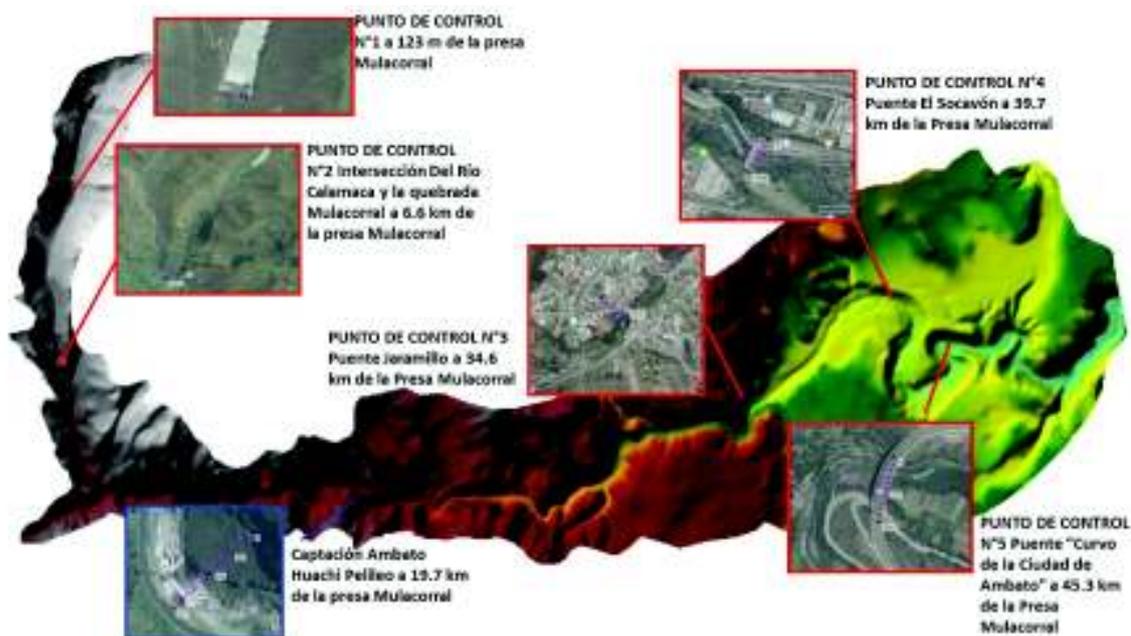
Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 21** Mapa de calados máximos para el plan N° 4

Elaborado por: Andrés Acero

Con el fin de obtener valores puntuales se ha optado por trazar secciones de control a lo largo del tramo de estudio como se muestra en la Figura 4.22.



**Figura 4. 22** Puntos de Control para el tramo de estudio río abajo la presa Mulacorral

Elaborado por: Andrés Acero

Identificados los puntos de control se presenta en la Tabla 4.5 un resumen de los valores de velocidad y calado máximos para cada sección de control:

Tabla 4. 5 Valores máximos de calado y velocidad

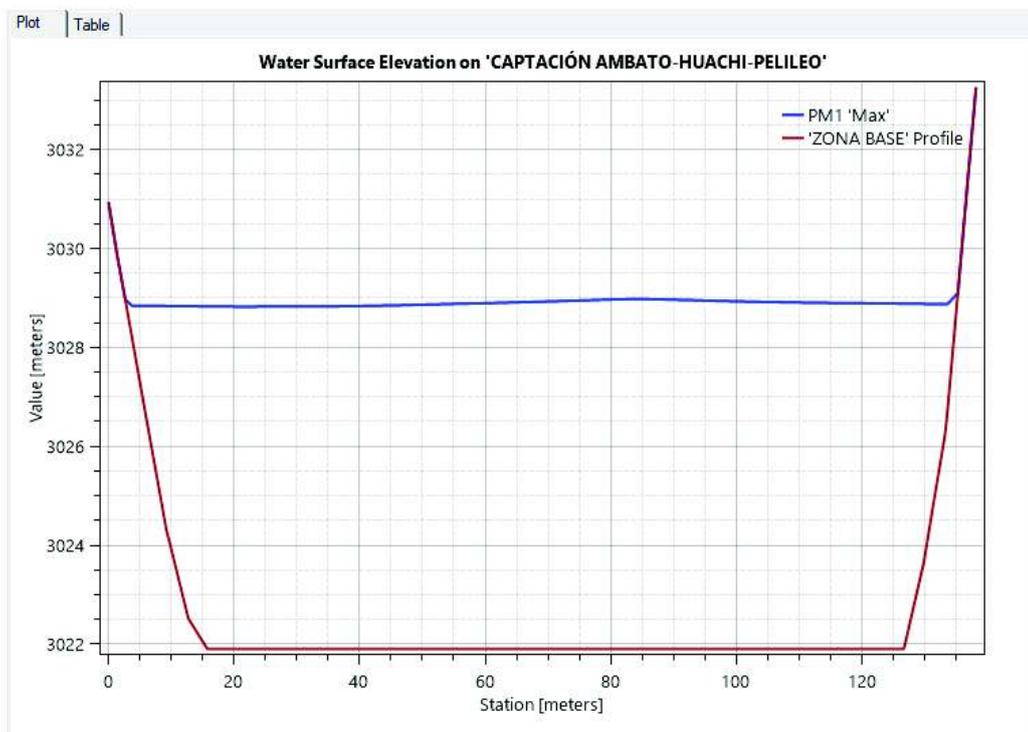
PLAN	CONTROL N°1		CONTROL N°2		CONTROL N°3		CONTROL N°4		CONTROL N°5	
	Vel. Máx. (m/s)	Cal. Máx. (m)								
<b>PLAN 1</b>	1.55	10.66	10.97	1.99	1.30	3.36	1.14	3.88	1.19	2.51
<b>PLAN 2</b>	1.57	10.66	11.76	36.70	1.22	3.16	1.03	3.67	1.00	2.32
<b>PLAN 3</b>	1.39	9.78	11.77	32.77	1.22	3.16	1.03	3.68	1.00	2.33
<b>PLAN 4</b>	1.17	8.64	10.85	27.27	1.22	3.15	1.03	3.68	1.00	2.33

Elaborado por: Andrés Acero

#### 4.1.2.5 DELIMITACIÓN DE POSIBLES ZONAS DE INUNDACIÓN

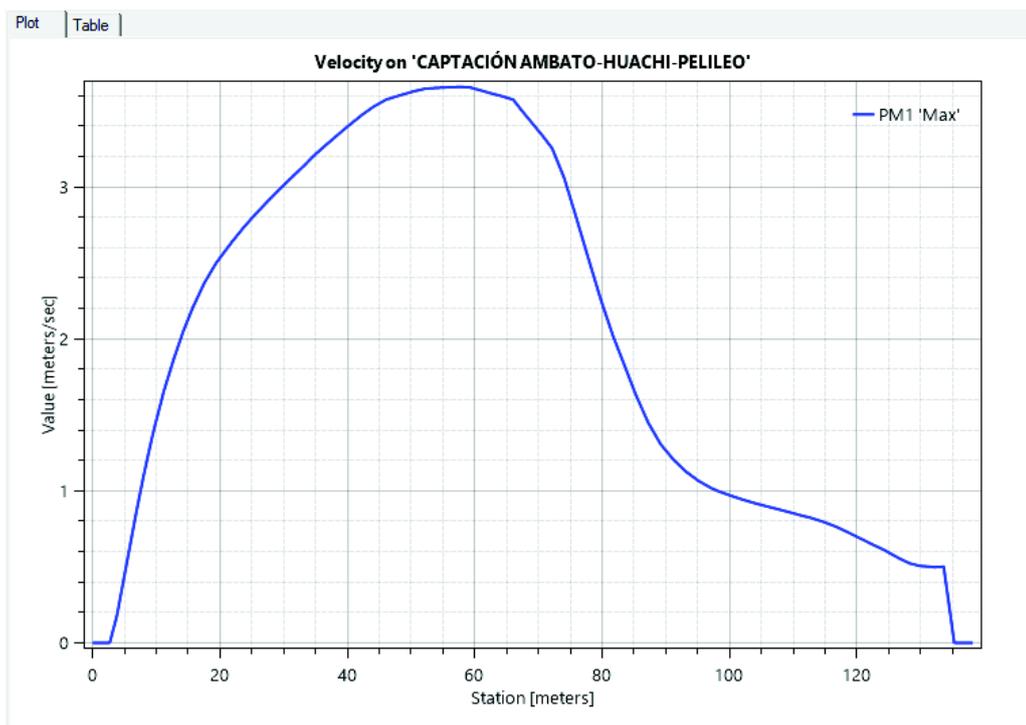
Para tener una idea clara de la zona afectada en el caso de la rotura de la presa Mulacorral, se muestra en las Figura 4.23 a 4.28 tres cortes transversales en sitios

de interés, con el fin de identificar el calado de agua, velocidades transversales al eje del río. Esto se realiza para el Plan N°1, considerado el más representativo.



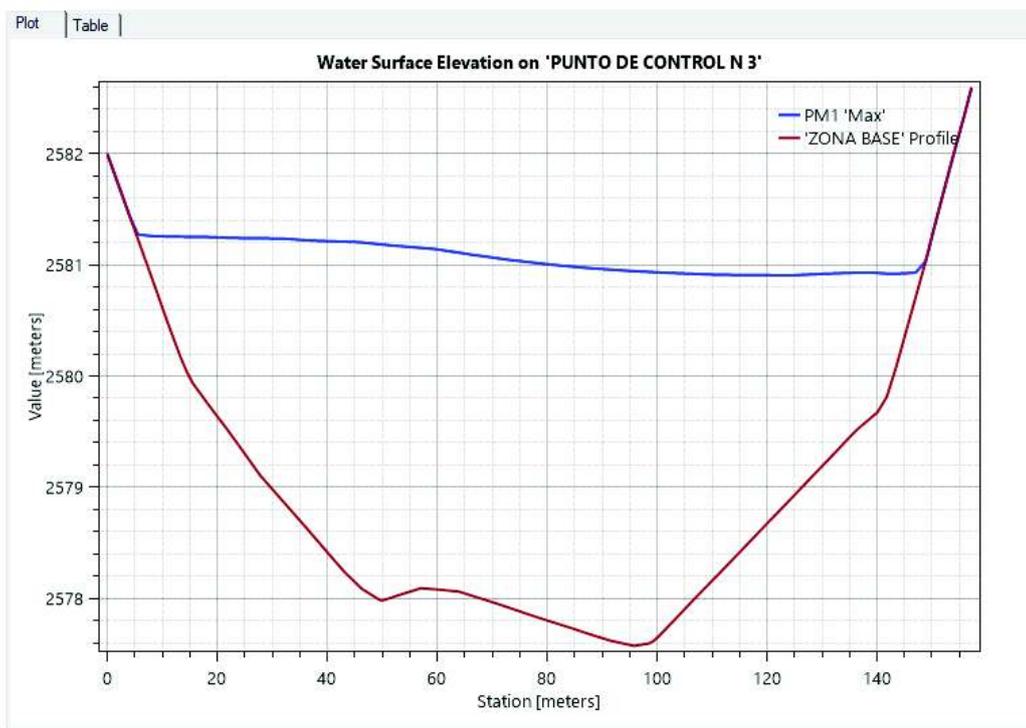
**Figura 4. 23** Elevación de la Superficie del agua en el sitio de implantación de la Captación Ambato Huachi Pelileo

Elaborado por: Andrés Acero



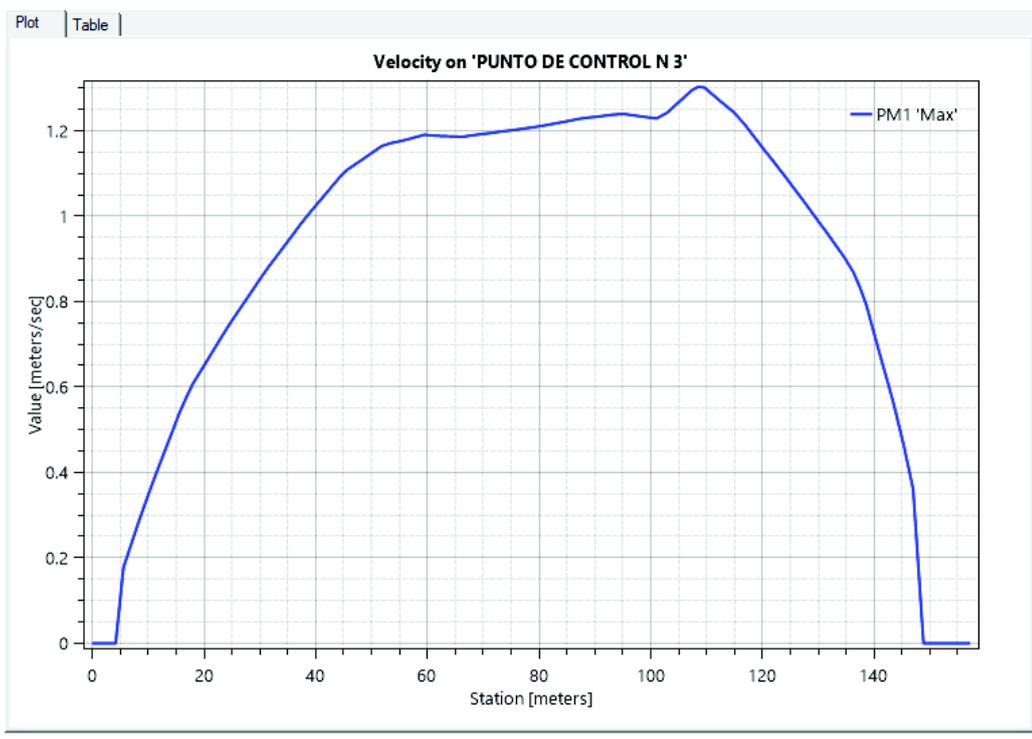
**Figura 4. 24** Velocidad transversal en el sitio de implantación de la Captación Ambato Huachi Pelileo

Elaborado por: Andrés Acero



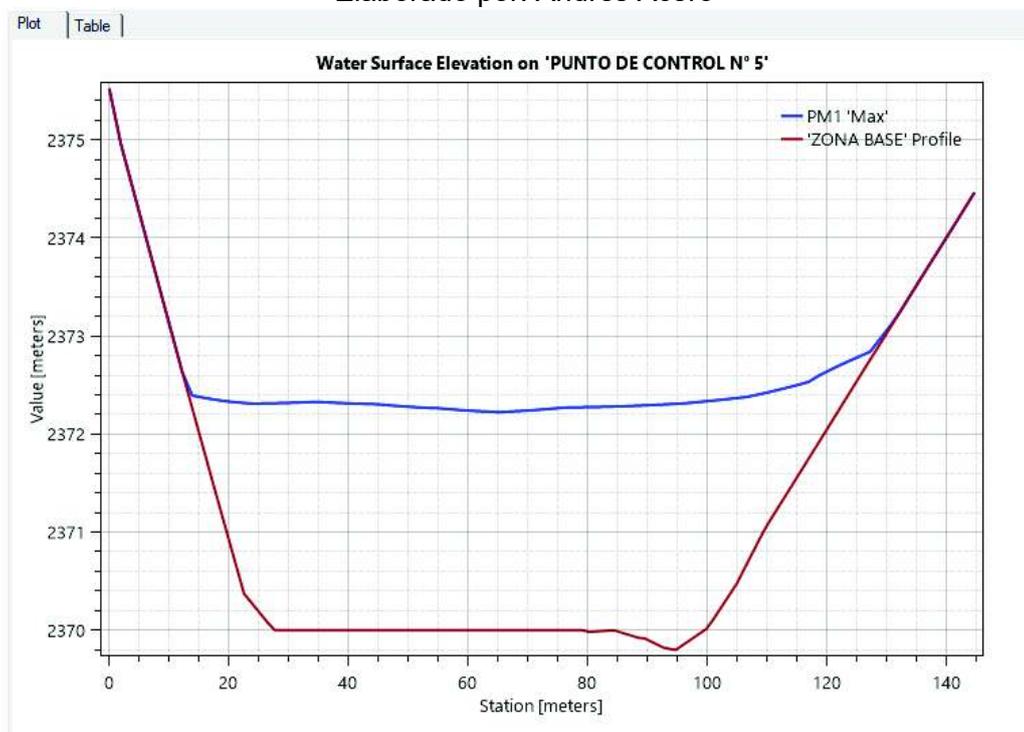
**Figura 4. 25** Elevación de la Superficie del agua en el sitio de implantación del Puente Jaramillo

Elaborado por: Andrés Acero



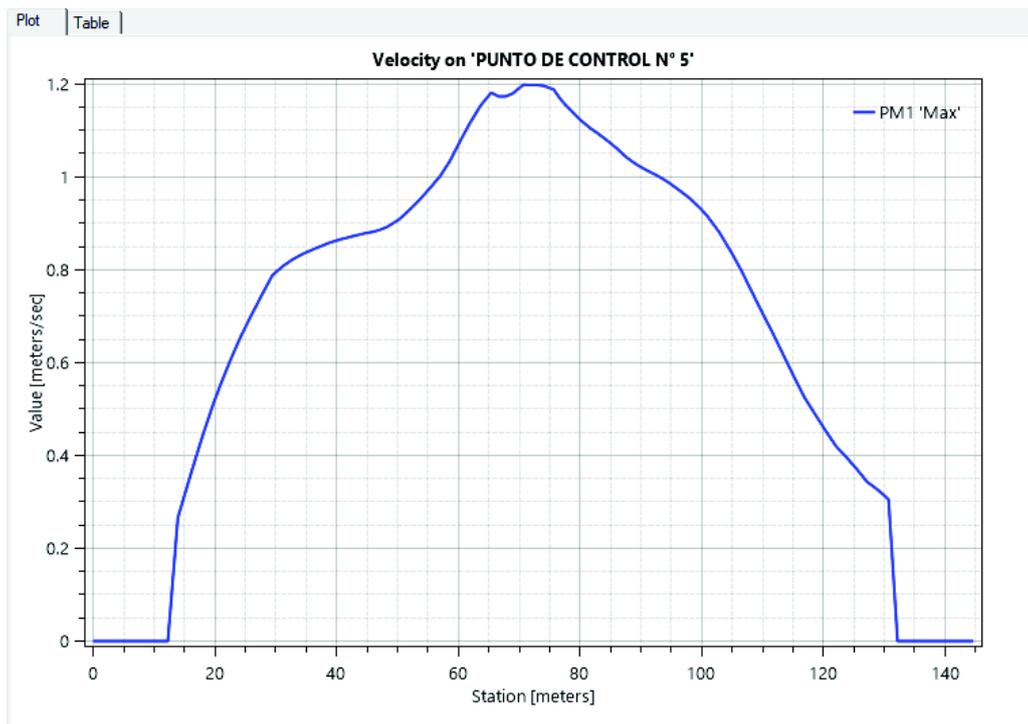
**Figura 4. 26** Velocidad transversal en el sitio de implantación del Puente Jaramillo

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 27** Elevación de la Superficie del agua en el sitio de implantación del puente "Curvo" de la ciudad de Ambato

Elaborado por: Andrés Acero

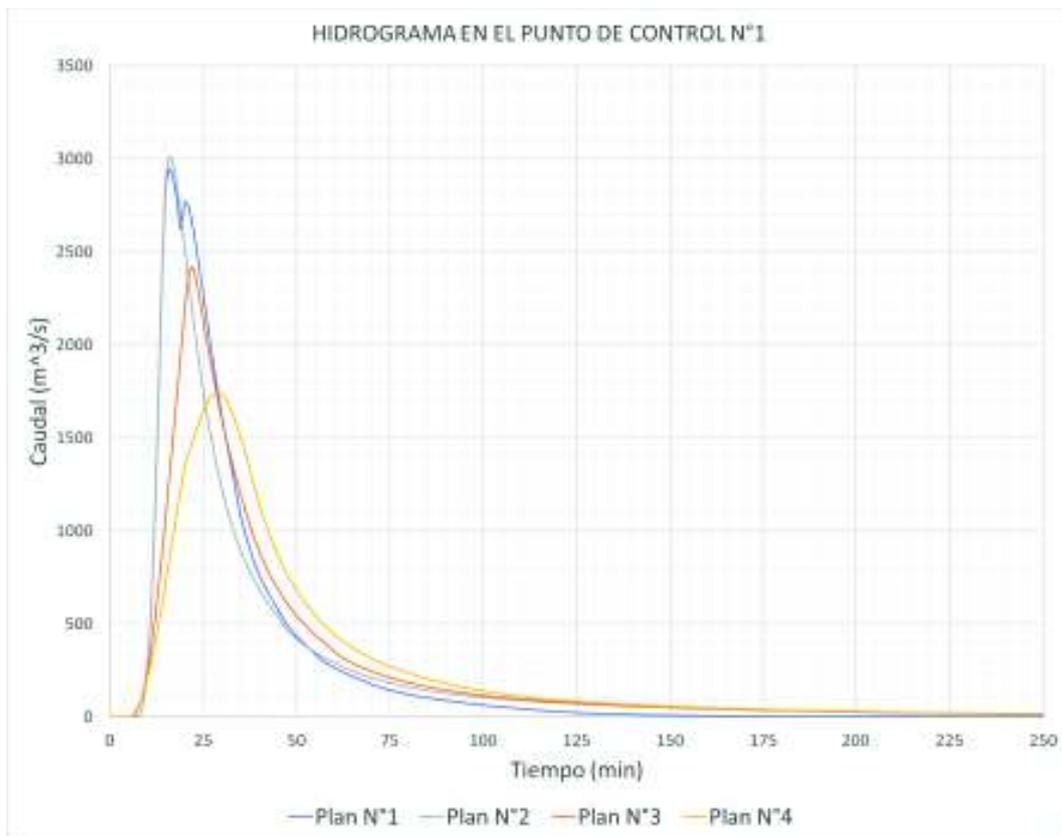


**Figura 4. 28** Velocidad transversal en el sitio de implantación de implantación del puente “Curvo” de la ciudad de Ambato

Elaborado por: Andrés Acero

#### 4.1.2.6 HIDROGRAMAS OBTENIDOS

Uno de los principales resultados que busca la modelación del flujo post rotura de una presa son los hidrogramas, estos muestran la relación entre caudal y tiempo. Además, se muestra el tiempo de llegada de la onda generada, a un punto de control lo cual puede servir posteriormente para una estimación del tiempo de evacuación ante un evento de estas características.

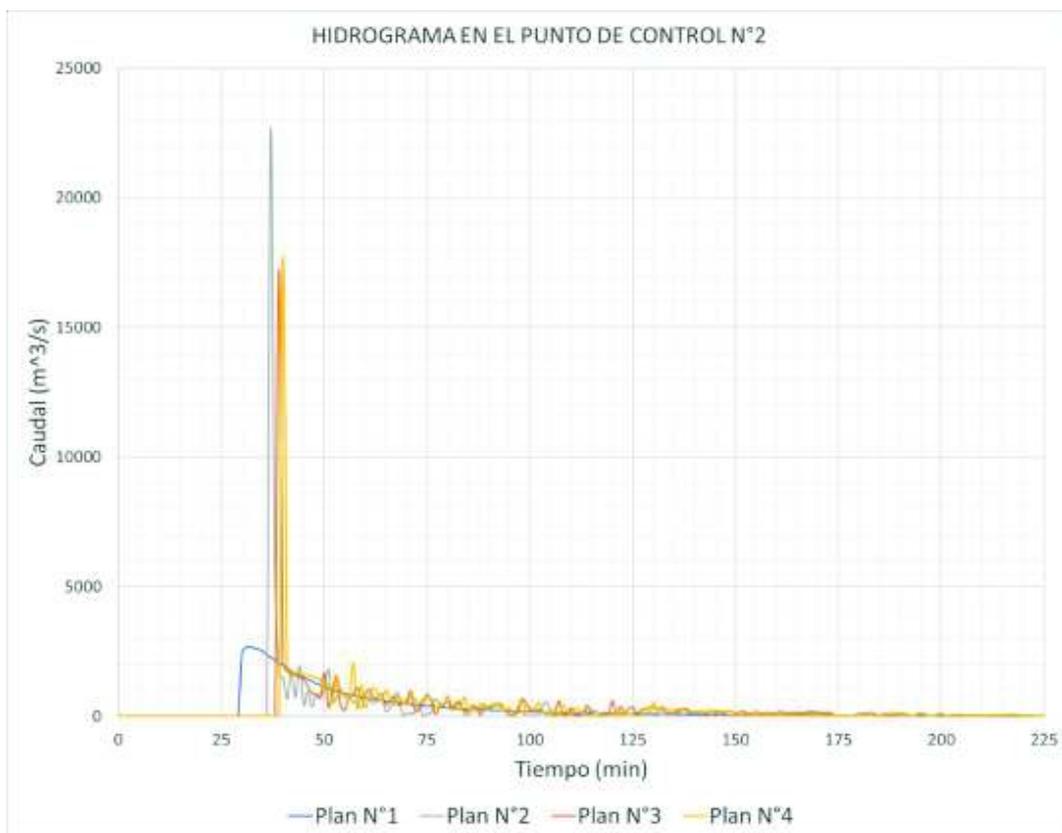


**Figura 4. 29** Hidrograma en el punto de control N°1 123 metros río debajo de la presa Mulacorral<sup>5</sup>

Elaborado por: Andrés Acero

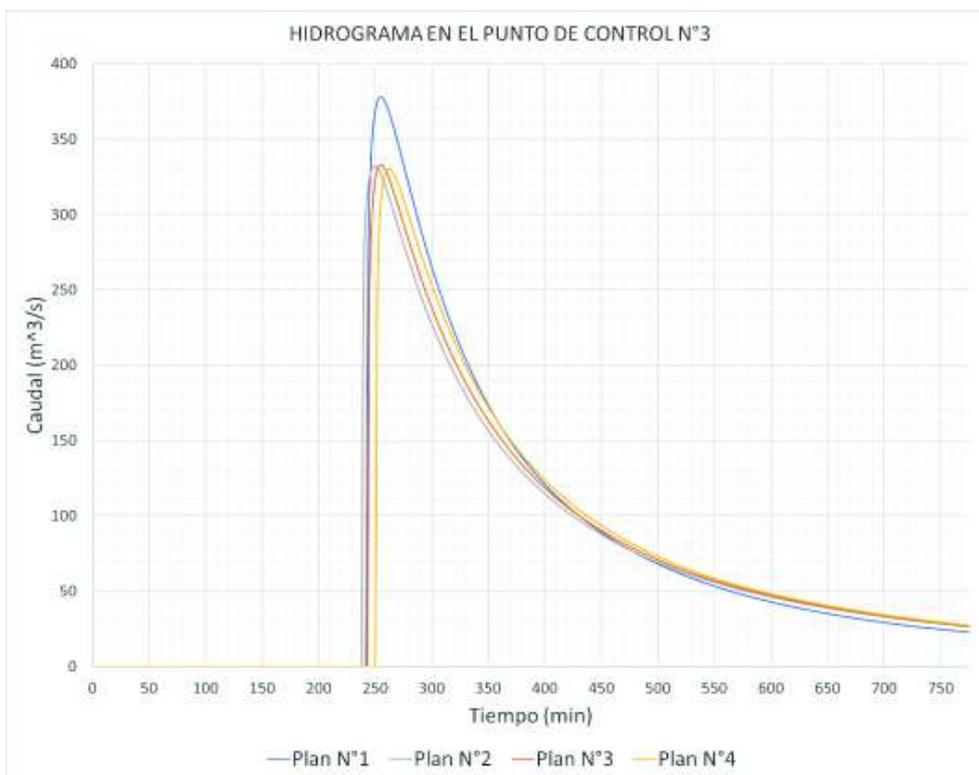
Las Figuras 4.29 a 4.33 muestran los hidrogramas traslapados de los planes mostrados en la Tabla 4.3 con el objeto de estimar diferencias y semejanzas entre los mismos.

<sup>5</sup> HEC RAS permite superponer hidrogramas de varias simulaciones, sin embargo, con el objeto de mejorar la visualización de los resultados en este documento se han realizado las gráficas en Excel.



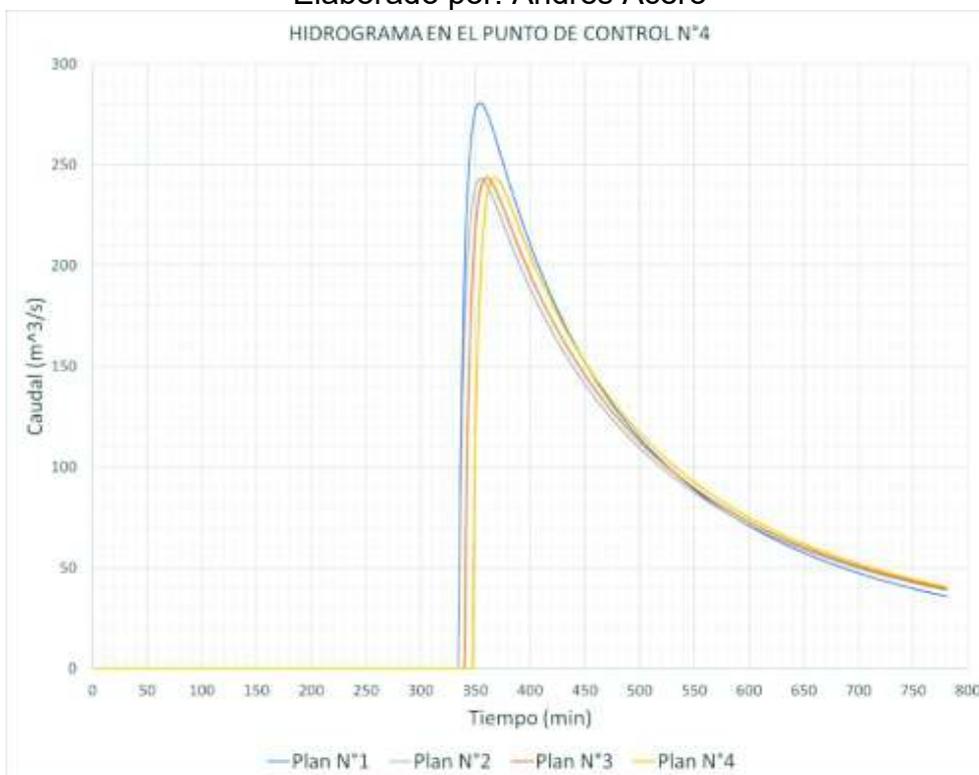
**Figura 4. 30** Hidrograma en el punto de control N°2 intersección del río Calamaca y el río de la quebrada Mulacorral

Elaborado por: Andrés Acero



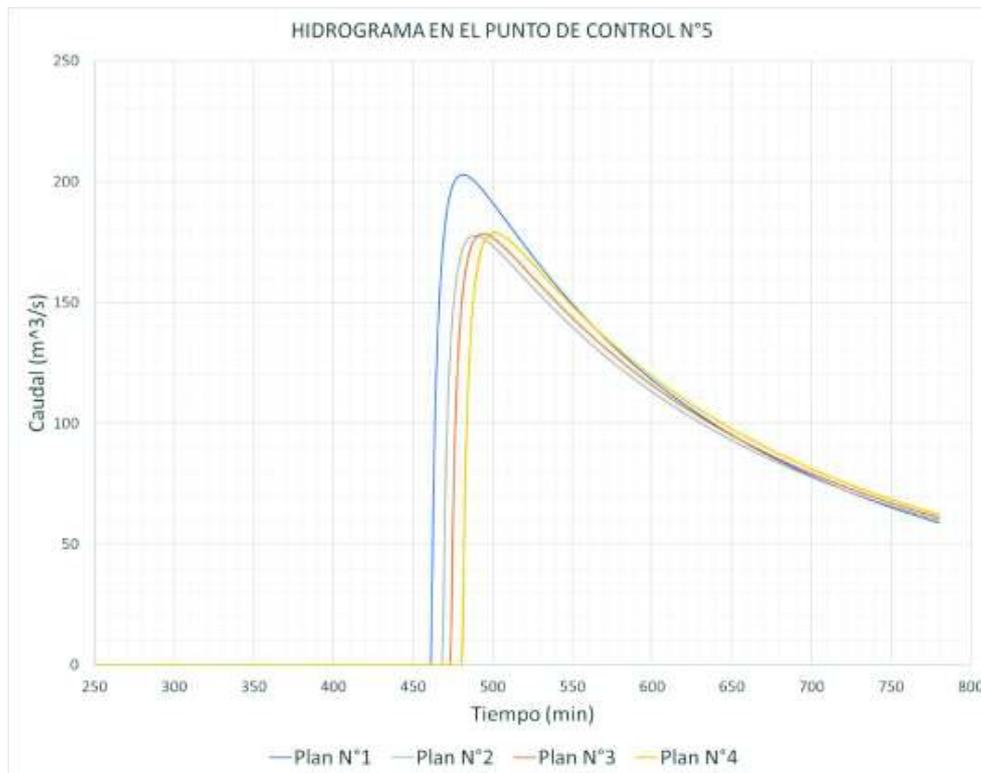
**Figura 4. 31** Hidrograma en el punto de control N°3 puente Jaramillo

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 32** Hidrograma en el punto de control N°4 puente El Socavón

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 33** Hidrograma en el punto de control N°5 puente “en curva” de la ciudad de Ambato

Elaborado por: Andrés Acero

En la Tabla 4.6 a continuación se presentan los valores de caudal pico y el tiempo de formación correspondiente:

Tabla 4. 6 Caudales pico y tiempos de llegada de la onda

PLAN	PUNTO DE CONTROL N°1		PUNTO DE CONTROL N°2		PUNTO DE CONTROL N°3		PUNTO DE CONTROL N°4		PUNTO DE CONTROL N°5	
	Q pico (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo (horas)	Q pico (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo (horas)	Q pico (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo (horas)	Q pico (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo (horas)	Q pico (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo (horas)
PLAN 1	2946.9	00:16	2665.6	00:32	378.2	04:15	280.7	05:54	202.9	08:01
PLAN 2	3010.1	00:16	22635.0	00:37	332.5	04:10	242.8	05:55	177.6	08:09
PLAN 3	2418.7	00:22	17224.7	00:39	332.8	04:15	243.4	06:00	178.3	08:14
PLAN 4	1742.6	00:29	17702.7	00:40	330.4	04:22	243.4	06:07	178.7	08:21

Elaborado por: Andrés Acero

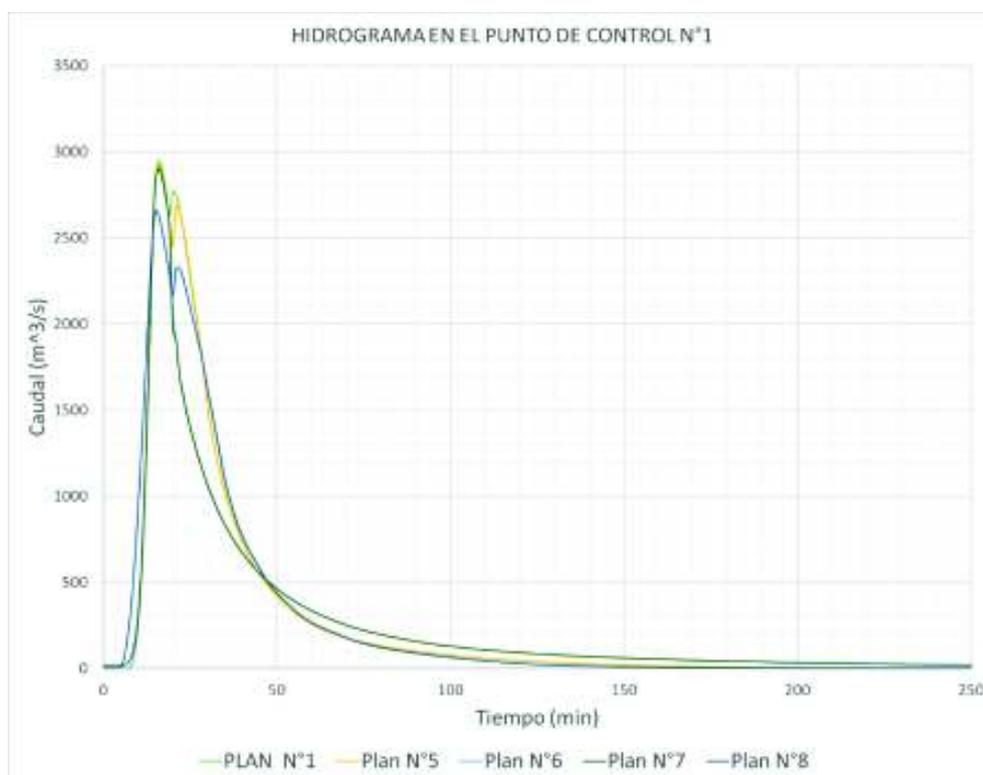
Como se mencionó en el Capítulo 3, Tabla 3.14 existen cuatro planes que muestran las variaciones del Plan N° 1, en lo que respecta a la colocación del vertedero de excesos, correr el plan sin efectos de parámetros de tolerancia, con el intervalo de computación ajustado e implantación de los puentes existentes mediante un modelo combinado 1D y 2D. La Tabla 4.7 muestra un resumen de lo antes expuesto.

Tabla 4. 7 Variaciones del Plan N°1

Plan N°	Observaciones
5	En este caso se opta por utilizar la opción que presenta HEC RAS para ajustar automáticamente el valor del intervalo de computo.
6	La diferencia que radica en este caso es que NO se utiliza los parámetros de tolerancia que se muestra en la Figura 3.6
7	Se mantiene las características del Plan N°1, sin embargo, se coloca el vertedero de excesos simulando el existente en la presa Mulacorral.
8	Este caso se ha desarrollado a través de un modelo en el que se modificó el MDT con el fin de simular los puentes a lo largo de tramo de estudio.

Elaborado por: Andrés Acero

A continuación, se muestra en las Figuras 4.34 a 4.38 los hidrogramas resultantes de las variaciones mostradas en la Tabla 4.7.



**Figura 4. 34** Hidrogramas para las variaciones del plan N° 1 en el Punto de Control N°1

Elaborado por: Andrés Acero

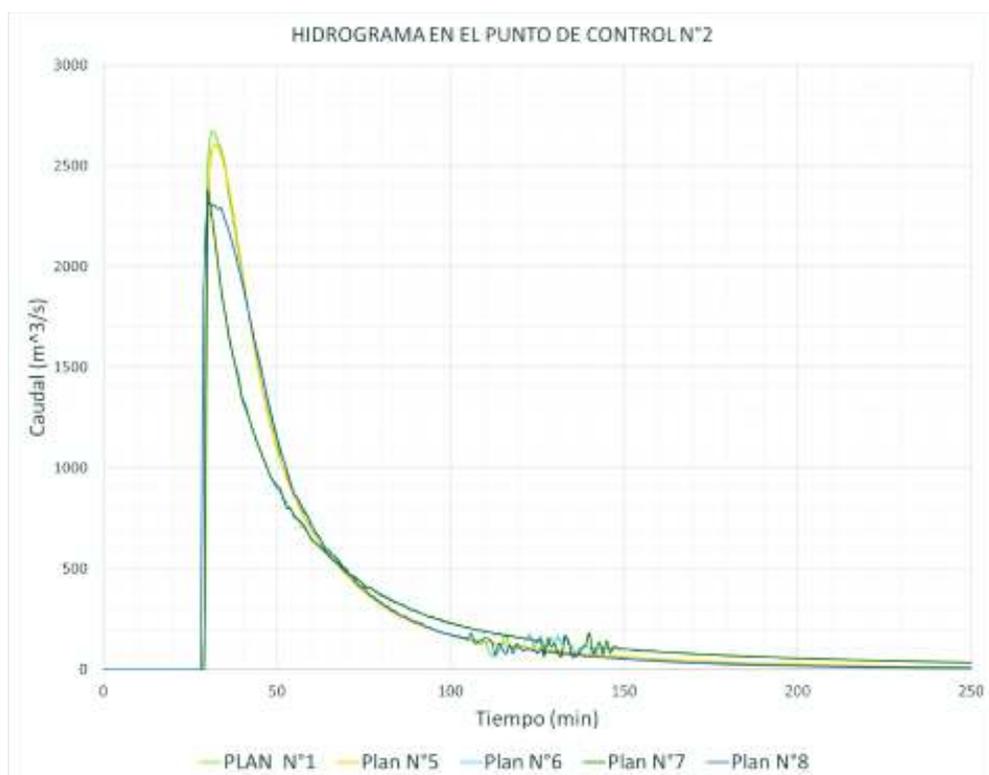


Figura 4. 35 Hidrogramas para las variaciones del plan N° 1 en el Punto de Control N°2

Elaborado por: Andrés Acero

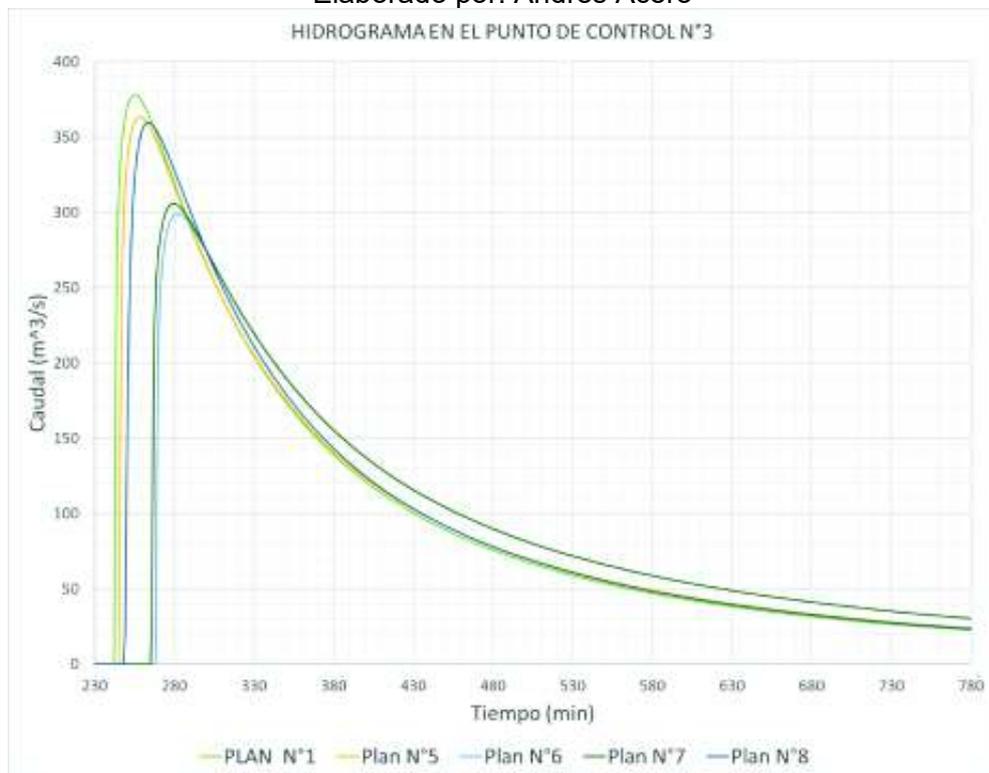


Figura 4. 36 Hidrogramas para las variaciones del plan N° 1 en el Punto de Control N°3

Elaborado por: Andrés Acero

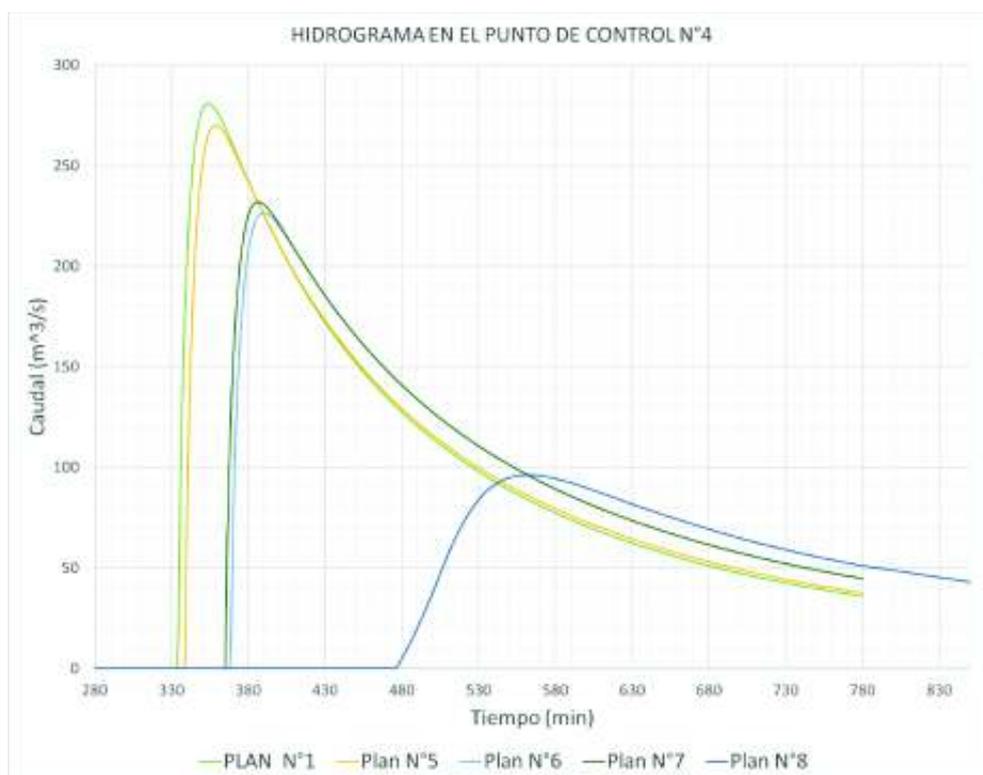


Figura 4. 37 Hidrogramas para las variaciones del plan N° 1 en el Punto de Control N°4

Elaborado por: Andrés Acero

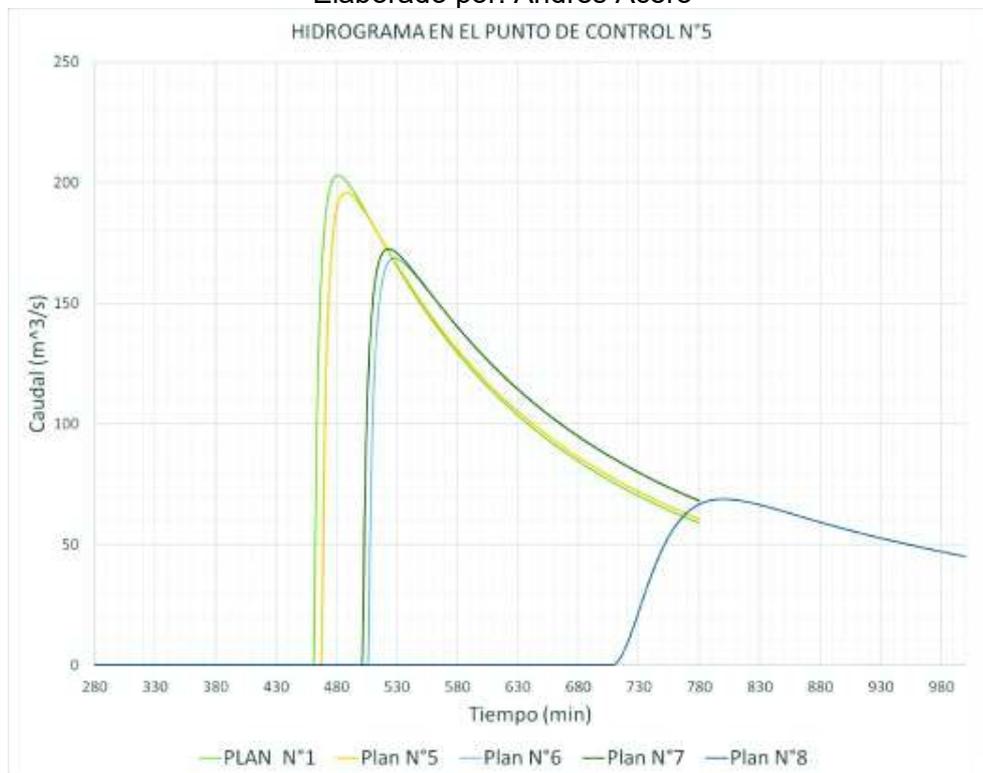


Figura 4. 38 Hidrogramas para las variaciones del plan N° 1 en el Punto de Control N°5

Elaborado por: Andrés Acero

## 4.2 CLASIFICACIÓN DE LA PRESA MULACORRAL SEGÚN LOS PARÁMETROS ESTABLECIDOS EN LA GUÍA TÉCNICA

### Presa a Clasificar

Haciendo referencia a lo expuesto en el capítulo 2, respecto los parámetros a considerar para la categorización en función del riesgo potencial. Se puede resumir las características de la presa Mulacorral en la Tabla 4.8:

Tabla 4. 8 Condiciones de la presa Mulacorral

	Altura mínima (m)	Volumen Almacenado (m <sup>3</sup> /s)	Longitud de Coronación (m)
Guía Técnica	10	100000	500
Mulacorral (simulación)	19	4296220	330

Elaborado por: Andrés Acero.

Fuente: (Ministerio de Medio Ambiente, 1996)

Se puede objetar que la presa Mulacorral entra en el rango de “Grandes Presas”, razón por la cual es viable tener una propuesta de clasificación.

#### – **Asignación de Categoría**

Mulacorral corresponde a una presa de Categoría A, ya que, a pesar de no afectar un porcentaje considerable de zonas rurales o urbanas pobladas, si puede existir afectación a servicios esenciales como es el caso de la Captación de Agua Ambato Huachi Pelileo, planta de tratamiento de aguas servidas, además de dejar incomunicado a los sectores rurales de la parte alta del río Ambato.

#### – **Escenario de Rotura**

El escenario de rotura está definido por el estado actual de la represa y las condiciones hidrológicas en el momento de la rotura (Ministerio de Medio Ambiente, 1996). Para este estudio se representó un embalse lleno hasta la coronación de la presa en la cota 3856 m.s.n.m. considerando además el

vertedero de excesos inhabilitado. Esto se realiza con el fin de tener como estudio el caso más extremo que pueda considerarse.

Además, no se consideró el ingreso de caudales aportantes al río Ambato, ya que se suponen despreciables ante un caudal pico que rodea el valor de  $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

– **Estimación de Riesgos Aguas Abajo**

Los posibles daños ocasionados por la avenida generada en el posible caso de falla de la presa Mulacorral se relacionan directamente con el producto de los valores de nivel del agua (m) y velocidad (m/s). Como se mencionó con anterioridad la Guía Técnica define a una zona de afectación a aquella que tenga al menos una de las tres características:

- Calado mayor a 1 metro de altura.
- Velocidad mayor a 1 m/s.
- Que la relación Calado x Velocidad sea mayor a 0.5

A continuación, se muestran en las Figuras 4.39 a 4.48 los mapas de las posibles zonas afectadas representadas por la relación de calado-velocidad:



**Figura 4. 39** Relación Calado x Velocidad 30 minutos post rotura de la presa Mulacorral

Elaborado por: Andrés Acero



Figura 4. 40 Relación Calado x Velocidad 60 minutos post rotura de la presa Mulacorral

Elaborado por: Andrés Acero



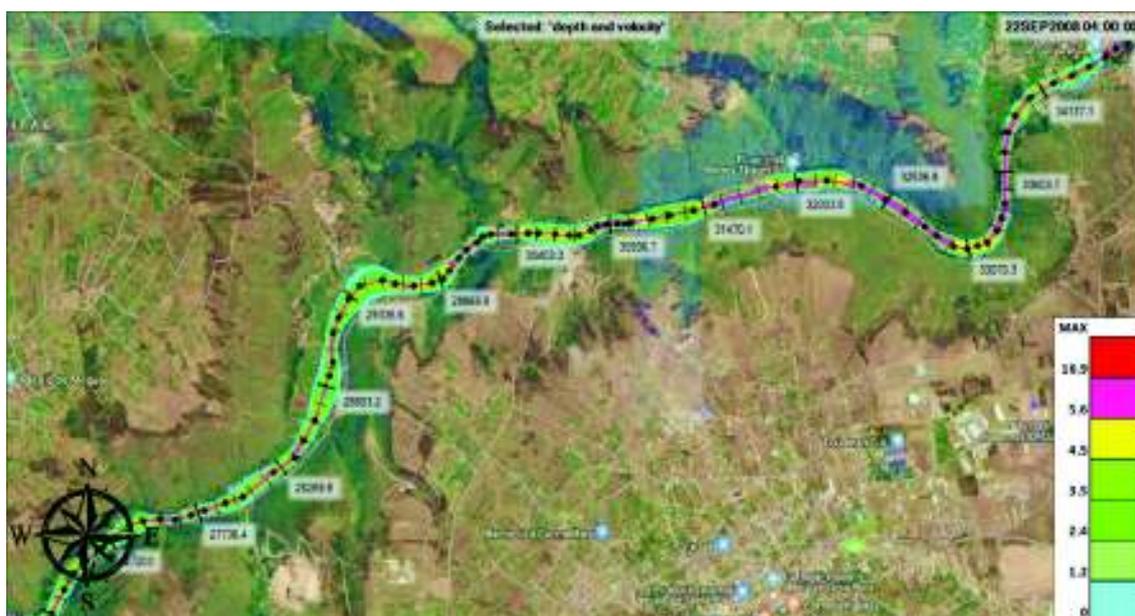
Figura 4. 41 Relación Calado x Velocidad 120 minutos post rotura de la presa Mulacorral

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 42** Relación Calado x Velocidad 180 minutos post rotura de la presa Mulacorral

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 43** Relación Calado x Velocidad 240 minutos post rotura de la presa Mulacorral

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 44** Relación Calado x Velocidad 300 minutos post rotura de la presa Mulacorral

Elaborado por: Andrés Acero



**Figura 4. 45** Relación Calado x Velocidad 360 minutos post rotura de la presa Mulacorral

Elaborado por: Andrés Acero



Figura 4. 46 Relación Calado x Velocidad 480 minutos post rotura de la presa Mulacorral

Elaborado por: Andrés Acero

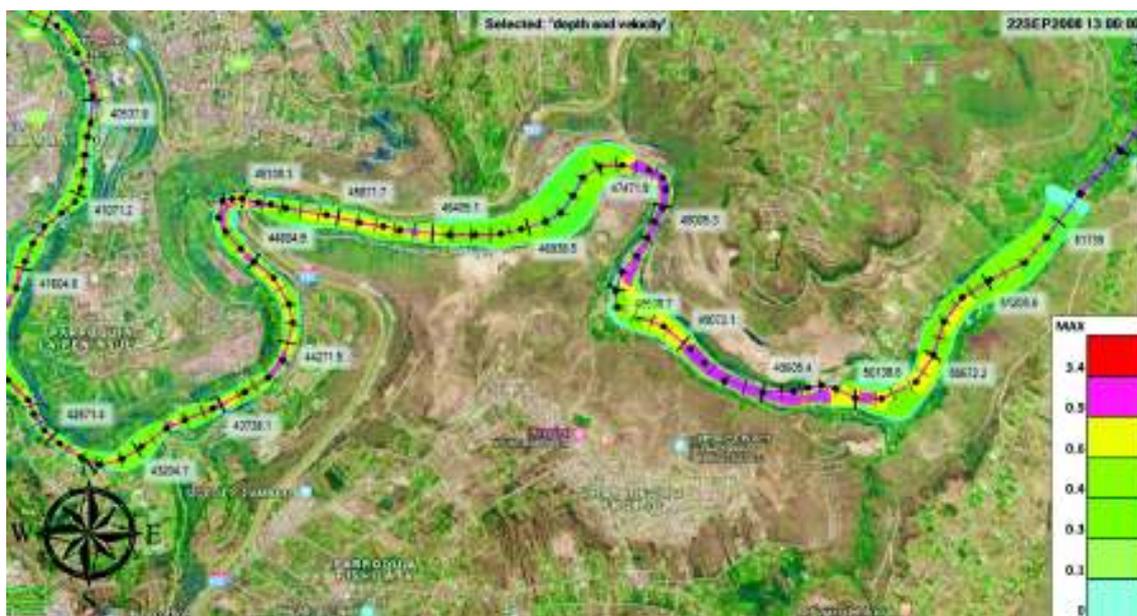


Figura 4. 47 Relación Calado x Velocidad 780 minutos post rotura de la presa Mulacorral

Elaborado por: Andrés Acero

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1 CONCLUSIONES

- El tiempo estimado para la simulación de un modelo de Onda Difusa es de 4 horas 30 minutos, mientras que un modelo de Onda Dinámica es de 6 horas 20 minutos; considerando un mismo intervalo de tiempo 2 segundos. La diferencia de tiempos de computo puede incrementar en el caso de que se opte por un modelo de onda difusa el cual tolera intervalos de tiempo mayores.
- Se puede apreciar que los modelos de onda dinámica (full momentum) presentan un flujo controlado el cual no excede de forma abrupta las riberas del río. Por otra parte, se puede evidenciar que todos los modelos de onda difusa presentan inconsistencias en el primer tramo de la zona estudiada. Demostrando los problemas que exhibe el modelo ante la simulación de una avenida dentro de una zona topográficamente irregular.
- En la parte media-baja del río Ambato específicamente en el punto de control 3 el valor promedio de velocidad entre Onda Difusa y Full Momentum es de 1.23 m/s y 1.30 m/s respectivamente. Respecto a los calados en la misma región se tiene una altura de 3.4 m para el modelo de Full Momentum y 3.2 m para Onda Difusa. El modelo de onda difusa logra estabilizarse para casos donde se presentan riveras definidas. Sin embargo, siguiendo las recomendaciones de los manuales de HEC RAS, en caso de discrepancias significativas entre ambos, siempre se deberá considerar que el modelo correcto es Full Momentum.
- Respecto al tiempo de llegada a cada punto de control ubicado en la entrada a la ciudad de Ambato, no se presentan mayores discrepancias, por lo cual el tiempo que tarde en la onda en recorrer la longitud aproximada de 34.6 km desde presa Mulacorral hasta alcanzar el puente Jaramillo. Es de 3 horas 55 minutos.

- Se contempla una afectación directa el 65 % de la Vía Flores, debido al calado y velocidad alcanzada en las riberas del río. Esto aumentará el tiempo de respuesta de acciones de ayuda en los poblados afectados en la zona media y alta del río Ambato en el hipotético caso de la rotura de la presa Mulacorral.
- Respecto a las ecuaciones de Froehlich y Guía Técnica, la principal diferencia es el tiempo de formación total de la brecha, esto repercute principalmente en la velocidad máxima y área de inundación que se alcanza en los 6.5 km aguas bajo la presa, sin embargo, en forma global los resultados generan una diferencia promedio del 0.17% para la velocidad.
- El modelo de desborde presenta cotas 1.27 % mayores que el modelo por tubificación y un área de inundación mayor. Existe además una diferencia promedio del 0.27%. Entre velocidades a lo largo del eje del tramo estudiado
- Una forma parcial de establecer un modelo numérico fiable, el cual no disponga de información para su calibración, es la obtención de la curva de relación no biunívoca entra la profundidad y caudal para modelos de onda dinámica y difusa como se describe en el libro de Hidrología Aplicada de Ven Te Chow. HEC RAS permite en una de sus opciones la generación de la curva de calibración o “rating curve”.
- Como anexo al proyecto se ha realizado un manual donde se explica de forma detallada el manejo del programa HEC RAS, el cual se relaciona con la rotura de presas. Sin embargo, es importante mencionar que cada elemento estudiado o presa, se caracteriza por ser un cuerpo único por lo cual, el usuario debe tener criterio para asignar datos de ingreso al software de manera que se acople de la mejor manera al fenómeno que se desee modelar.
- La posibilidad de una combinación de eventos como la obstrucción del vertedero de excesos y una avenida extraordinaria, es prácticamente nula. Sin embargo, se ha considerado que un modelo con las peores condiciones posibles garantiza un margen de seguridad para este tipo de eventos.
- Un mallado bidimensional en una zona con pendientes encañonadas como el caso presentado, en donde se pueda establecer que el flujo del agua se

encuentra direccionado demandará de gastos computacionales los cuales pueden ser optimizados realizando una sección de 1 dimensión, siempre y cuando se tenga indicios de que los modelos bidimensionales y unidimensionales representarán resultados similares.

- En relación con el proyecto realizado, se evidenció problemas con la información topográfica descargada de páginas de instituciones públicas y mapas online. Sin embargo, se realizó las respectivas correcciones del Modelo Digital del Terreno lo que demandó un porcentaje de tiempo considerable hasta alcanzar el mejor resultado posible. A pesar de lo antes mencionado se obtuvo un modelo del terreno muy “sintético”, el cual a pesar de no tener una correlación al cien por ciento con las riberas del río Ambato, sí refleja su pendiente.
- El MDT se encuentra directamente relacionado con el éxito de la modelación ya que al tener una topografía de alta calidad el programa será capaz de obtener condiciones de entrada como pendiente del terreno, volumen del embalse apegadas a la realidad.
- El tiempo computacional está ligado directamente al número de celdas que se crean en el área de estudio, más no al área como tal. Esto quiero decir que un área muy extensa con un número relativamente bajo de celdas (mallado grueso), puede demorar menos que un área pequeña con un número relativamente alto de celdas (mallado fino). Para los casos estudiados se generó un mallado con un total de 324546 celdas de 10x10 con un área promedio de 100.98 m<sup>2</sup>. Se alcanzó un tiempo de cómputo entre 4 a 6 horas dependiendo del modelo de resolución, exceptuando al Plan N°8 en el cual fue necesario prolongar el tiempo de simulación hasta 9 horas para obtener su hidrograma en el Punto de Control N°5.
- El modelo en que se ingresa un valor numérico de parámetros de turbulencia, efecto de Coriolis y chequeo de las condiciones de borde presentan resultados que difieren en un 0.11 % al nivel del agua alcanzado y en un 9.8 % a los valores de velocidad, respecto a un modelo que no ocupa dichos coeficientes. Sin embargo, este último presentó tiempos de cómputo menores en un 30%.

- El caudal pico obtenido por HEC RAS en el punto de control N°1, ubicado 127 metros río abajo la presa Mulacorral es de 2946.91 m<sup>3</sup>/s, de las ecuaciones para caudal pico establecidas en el Capítulo 2, se tiene que existe una diferencia mínima de 23.2% (ecuación de Singh and Snorrason) y una máxima de 117.54% (ecuación de MacDonal & Langride). Respecto a la ecuación de Froehlich difieren en un 30.42 %.
- El el Plan N° 8 presenta una atenuación marcada del caudal pico y un desfase de 2 horas entre el punto de control N°3 y N°4, esto ocurre debido a que la modificación del MDT, generó obstrucciones al paso del flujo lo cual hace que se produzcan represamientos momentáneos del agua.

## **5.2 RECOMENDACIONES**

- En caso de profundizar con la investigación planteada es necesario un proyecto de levantamiento topográfico con el fin de confirmar los resultados mostrados en este proyecto, además de actualizar información sobre el uso de suelo. Además de incluir el caso de una ficticia rotura simultánea de las presas que se encuentran dentro del proyecto de Vasos de Regulación de la Cuenca Alta del Río Ambato.
- Los parámetros aplicados en este estudio fueron resultado de una serie de ensayos y errores hasta obtener una modelo estable que no presente errores significativos. Además, se siguió la línea que se propone en los manuales de HEC RAS para este tipo de eventos. Por esta razón no pueden ser de uso general para otros casos, sino que servirán como valores básicos para futuras aplicaciones. Por lo tanto, los resultados obtenidos en este proyecto deberán ser manejados de forma reservada y por ningún motivo deberán ser contemplados como absolutos.
- La investigación abordada busca fomentar el desarrollo de una política pública que impulse este tipo de estudios en instituciones de educación superior con el fin de obtener un mapa generalizado de las presas existentes

en el país, y sus respectivas categorizaciones en función del riesgo potencial que presentan.

- Se debe profundizar en el estudio de macro rugosidad presente aguas abajo de la presa ya que este valor puede presentar grandes cambios en los resultados obtenidos.
- Cuando se trabaje con varios planes de un mismo proyecto, es más viable realizar el cómputo de información en un solo ordenador, se recomienda realizar esto con el objeto de permitir realizar las gráficas traslapadas de los resultados para distintos planes. Caso contrario se recomienda tener especial cuidado con la ubicación de los archivos que contienen la geometría, el plan, y el MDT.
- HEC RAS permite realizar cambios del modelo del terreno tanto en el Editor de Geometría o en RAS Mapper, no obstante, RAS Mapper presenta más versatilidad para el usuario y no presenta errores en el sentido de creación de polígonos o direcciones de flujo. En el Editor de Geometría se debe considerar el sentido en el que se direcciona el flujo para poder realizar trazados, y cerrar los polígonos en sentido de las manecillas del reloj. Esto es un error que se corrige en HEC RAS 5.0.7.
- Se debe redefinir toda sección que presente “cuellos de botella” y zonas planas en el modelo digital del terreno, ya que estos generan altos y bajos en los valores de velocidad, acumulación del flujo además de presentar calados los cuales no se acoplan a la realidad del terreno.
- De ser necesario establecer resultados más detallados en el cauce del río se puede realizar un “breakline” o línea de quiebre. Esta herramienta permitirá disminuir el tamaño de celda en los márgenes que se indiquen por el modelador, concediendo la opción de trabajar con dos tamaños de celda distintos.
- El parámetro “Initial Conditions Time” en la ventana de Tolerancias y opciones de flujo inestable, debe ser al menos de 1 hora en modelos de onda difusa o dinámica, para garantizar que el modelo no tenga errores al representar el flujo de avenidas extraordinarias en zonas sin flujo previo (zonas secas).

- En el caso de utilizar mapas online para la generación de un Modelo Digital del Terreno, realizar la debida validación de la capa raster, ya que dichos mapas presentan irregularidades que pueden afectar los resultados.

## BIBLIOGRAFÍA

- Aguirre, L. (2014). *Adaptación del planeamiento de una presa de enrocado con cara de concreto según condiciones reales de obra*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Hamad, K. (2008). *Aplicaciones del modelo Hec-Ras para el análisis del flujo no permanente con superficie libre*. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.
- Alaniz, L. (2015). *Simulación de zonas de riesgo aguas abajo de la cortina debido a la rotura de una presa flexible en el Estado de Aguascalientes*. Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F.
- Briongos, G. (2016). *Modelización bidimensional del flujo en lámina libre mediante la nueva herramienta Hec-Ras 5.0*. Escola Técnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports, Barcelona, España.
- Bureau of Reclamation. (2019, abril). RECLAMATION Managing Water in the West. Recuperado de Project & Place website: <https://www.usbr.gov/>
- Castañeda, A. (2015, agosto). *Determinación de la brecha*. Recuperado de [https://www.academia.edu/6719713/Determinaci%C3%B3n\\_de\\_la\\_Brecha](https://www.academia.edu/6719713/Determinaci%C3%B3n_de_la_Brecha)
- Chow, V. (1994a). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Bogotá Colombia: McGRAW HILL.
- Chow, V. (1994b). *Hidrología Aplicada*. Bogotá Colombia: McGRAW HILL.

- Delgado, A. (2016). *Modelización 1D, 1D/2D y 2D de la Inundabilidad en el meandro de Sant Boi de Llobregat mediante la nueva aplicación Hec-Ras 5.0*. Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports, Barcelona, España.
- Fernández, C. (2011). *Modelización de la Ruptura de una balsa de Laminación y Análisis según el esquema de Cálculo. 711-TES-CA-5448*. UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA, Barcelona, España.
- Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua. (2006). *MANUAL DE OPERACIÓN, MANTENIMIENTO Y AUSCULTACIÓN* (p. 36) [Manual de Operación]. Tungurahua Ecuador: Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua.
- Hydrologic Engineering Center. (2014). *Using HEC-RAS for Dam Break Studies*. 74.
- Hydrologic Engineering Center. (2018). *HEC-RAS River Analysis System*. 74.
- Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones. (2017). Presas [Privada]. Recuperado de <https://www.ieca.es/presas/> website: <https://www.ieca.es/presas/>
- Lluén, W. (2015). *Aplicación de la nueva Herramienta Hec-Ras 5.0 para cálculos bidimensionales del flujo de agua en ríos*. Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports, Barcelona, España.
- Ministerio de Medio Ambiente. (1996, Noviembre). *Clasificación de Presas en Función del Riesgo Potencial*.
- Monsalve, G. (1995). *Hidrología en la Ingeniería*. Bogotá Colombia: TercerMundoEditores.

Novack, P., Moffat, C., & Nalluri, R. (2007). *Hydraulic Structures Fourth Edition*.

Abingdon: Taylor & Francis Group. Recuperado de [http://www.khuisf.ac.ir/Dorsapax/Data/Sub\\_118/File/Hydraulic%20Structures\\_4th%20edition\\_.pdf](http://www.khuisf.ac.ir/Dorsapax/Data/Sub_118/File/Hydraulic%20Structures_4th%20edition_.pdf)

ORSEP [Gubernamental]. (2019, abril). Recuperado de <https://www.argentina.gob.ar/orsep/la-seguridad-de-presas>

Palavecino, A. (2015). *Modelación Bidimensional del flujo Generado por la Rotura de una Presa de Tierra, utilizando el programa Iber*. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

Suarez, L. (1982). *Ingeniería de Presas obras de toma, descarga y desviación*. Caracas, Venezuela: Vega.

UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, & BUREAU OF RECLAMATION. (1970). *Proyecto de Pequeñas Presas*. Madrid España: Dossat.

Villa, S. (2018, noviembre). Conceptos HEC RAS Cuáles son las limitaciones de HEC-RAS. Recuperado de academia edu website: [https://www.academia.edu/23967193/Conceptos\\_HEC\\_RAS\\_Cu%C3%A1les\\_son\\_las\\_limitaciones\\_de\\_HEC-RAS](https://www.academia.edu/23967193/Conceptos_HEC_RAS_Cu%C3%A1les_son_las_limitaciones_de_HEC-RAS)

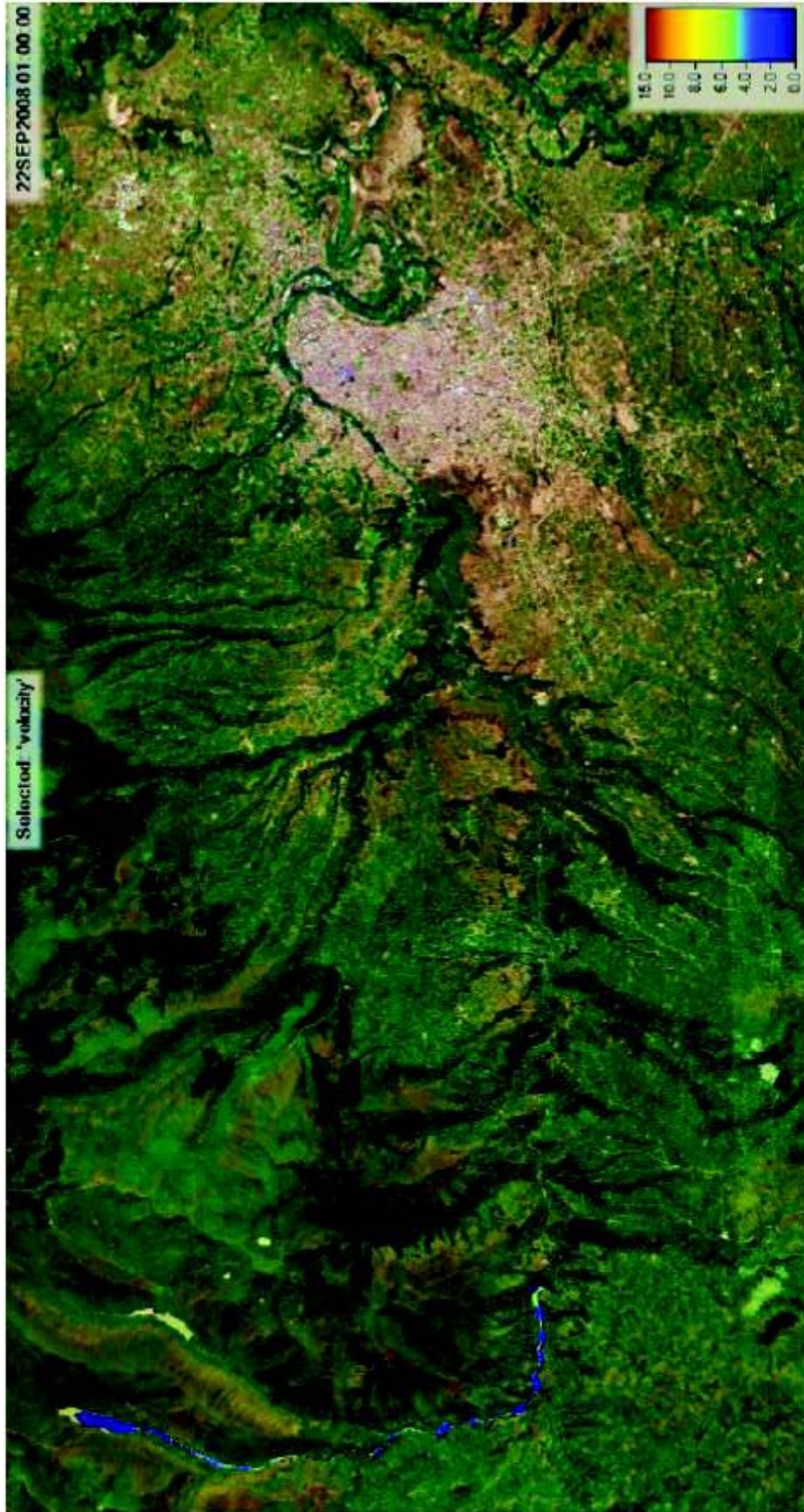
Villamizar, A. (1989). *Diseño de presas de tierra para pequeños almacenamientos*. Colombia: República de Colombia, Ministerio de Agricultura, Instituto Colombiano de Hidrología, Meteorología y Adecuación de Tierras, Subdirección de Adecuación de Tierras.

## **ANEXOS**

**ANEXO N°1**

**MAPAS CALADOS Y VELOCIDADES EN FUNCION DEL TIEMPO**

PLAN N°2



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 60 minutos



MAPAS DE CALADO PARA 60 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 120 minutos



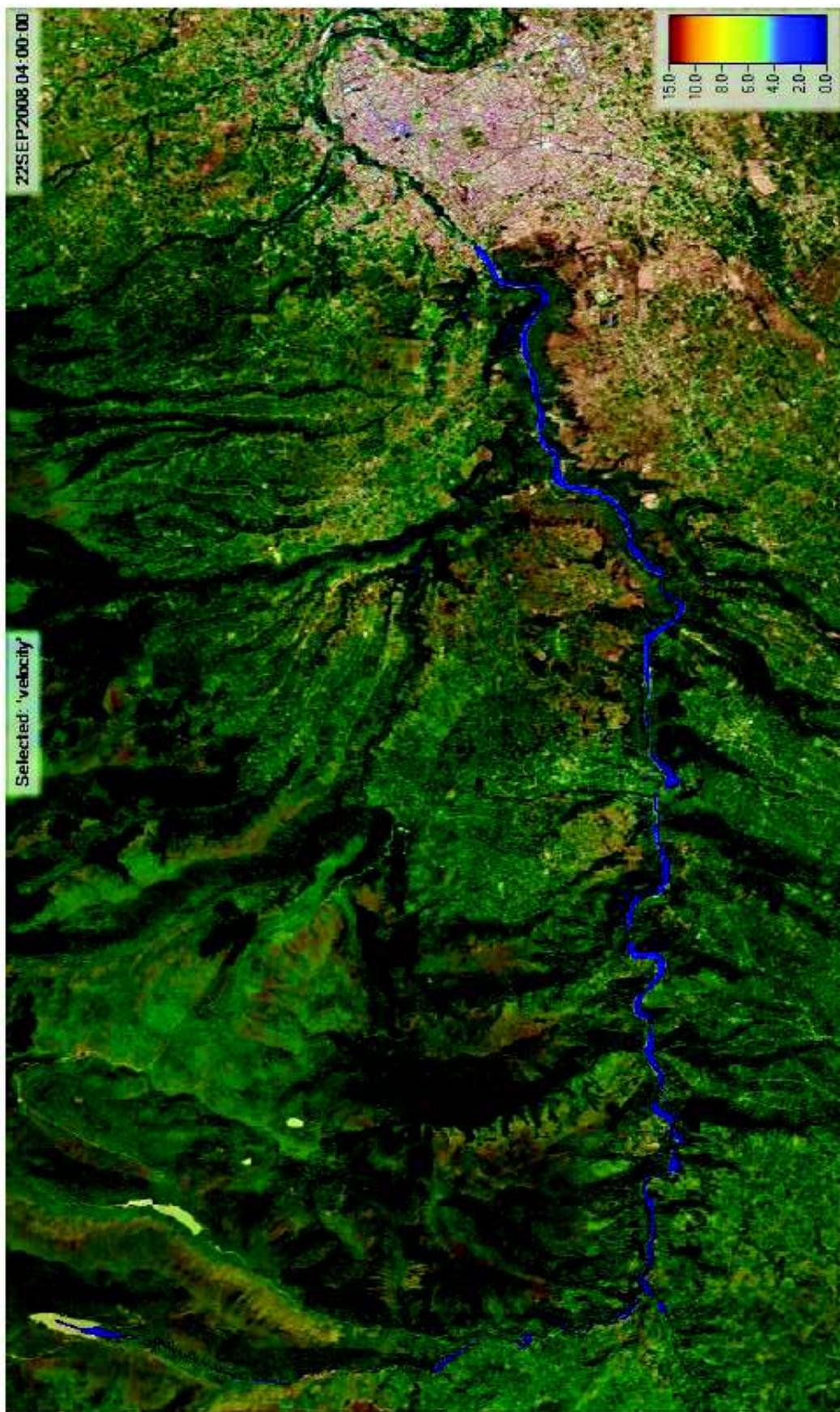
MAPAS DE CALADO PARA 120 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 180 minutos



MAPAS DE CALADO PARA 180 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 240 minutos



MAPAS DE CALADO PARA 240 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 8 horas



MAPAS DE CALADO PARA 8 horas

**PLAN N°3**



**MAPAS DE VELOCIDAD PARA 60 minutos**



MAPAS DE CALADO PARA 60 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 120 minutos



**MAPAS DE CALADO PARA 120 minutos**



**MAPAS DE VELOCIDAD PARA 180 minutos**



MAPAS DE CALADO PARA 180 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 240 minutos



MAPAS DE CALADO PARA 240 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 8 horas



MAPAS DE CALADO PARA 8 horas

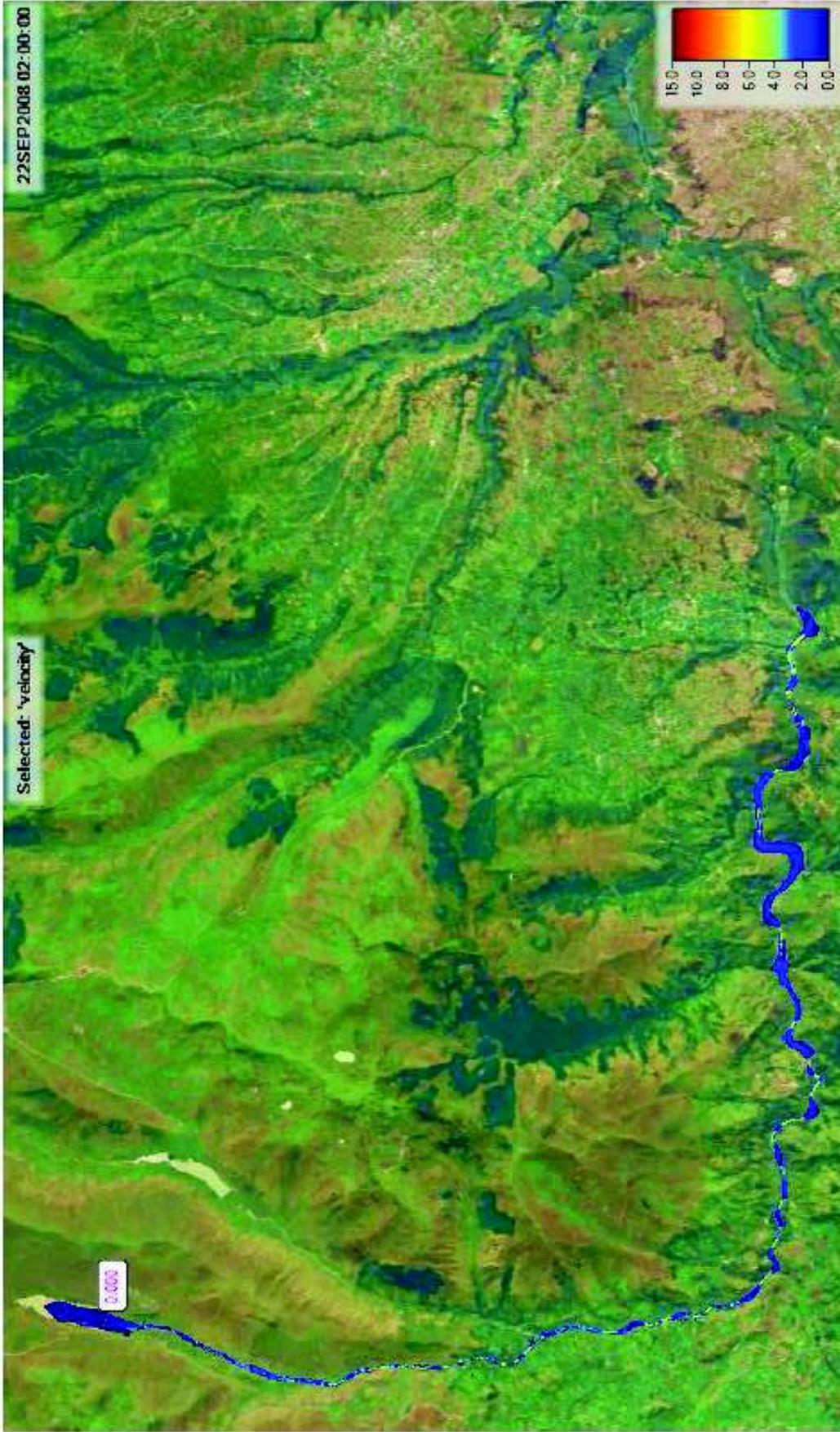
**PLAN N°4**



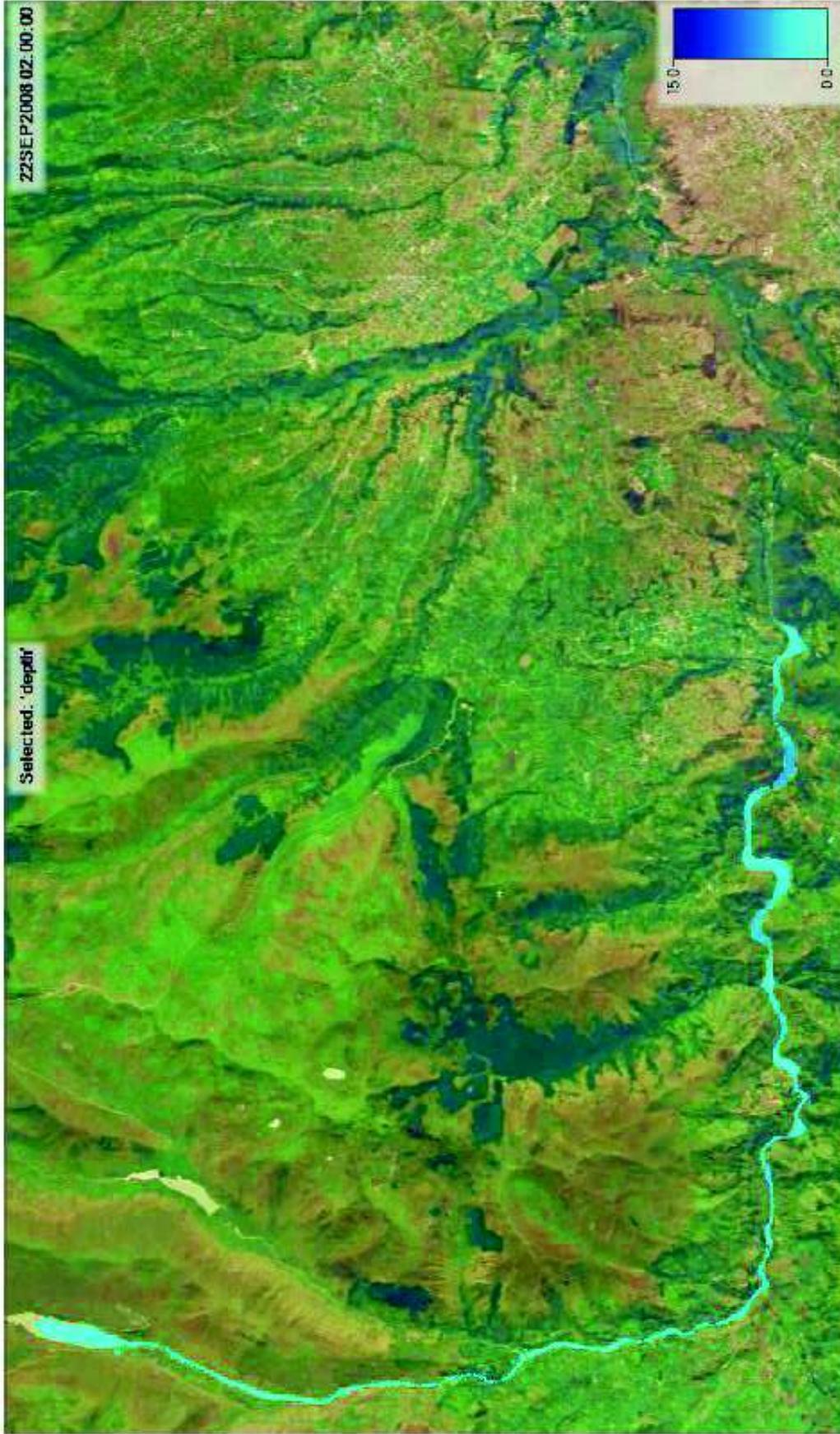
**MAPAS DE VELOCIDAD PARA 60 minutos**



MAPAS DE CALADO PARA 60 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 120 minutos



MAPAS DE CALADO PARA 120 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 180 minutos



MAPAS DE CALADO PARA 180 minutos



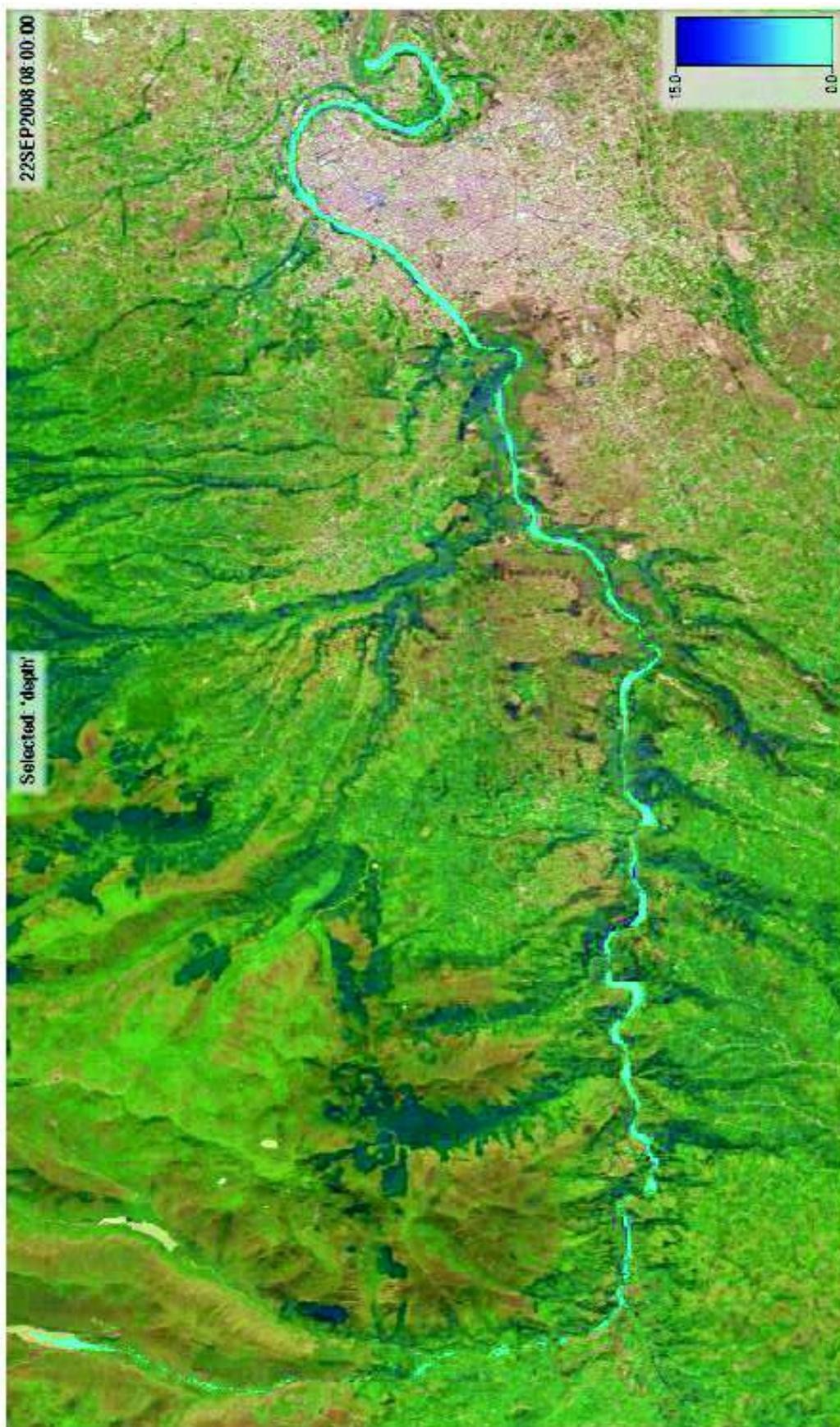
**MAPAS DE VELOCIDAD PARA 240 minutos**



MAPAS DE CALADO PARA 240 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 8 horas



MAPAS DE CALADO PARA 8 horas

**PLAN N° 5**



**MAPAS DE VELOCIDAD PARA 60 minutos**



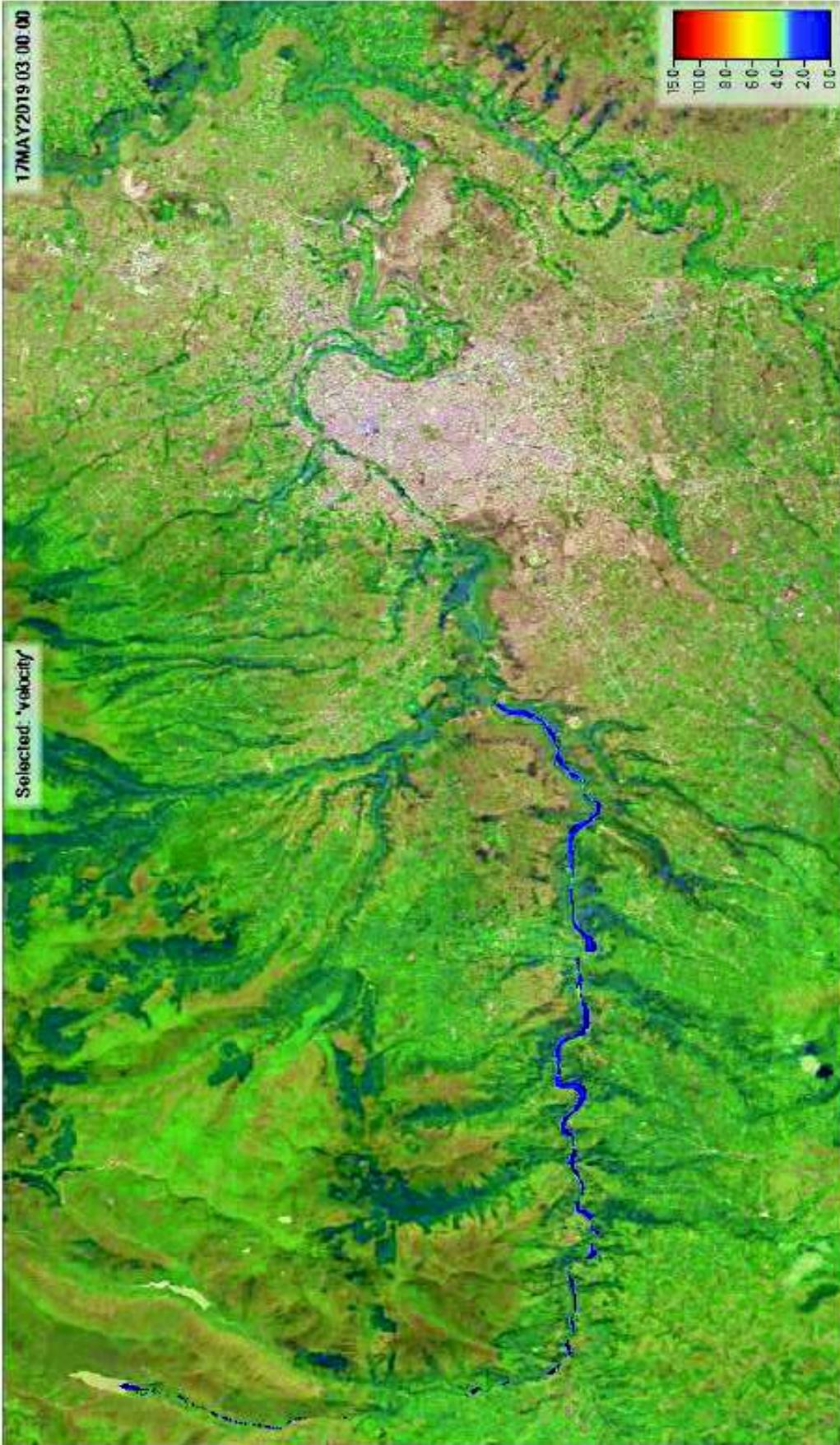
MAPAS DE CALADO PARA 60 minutos



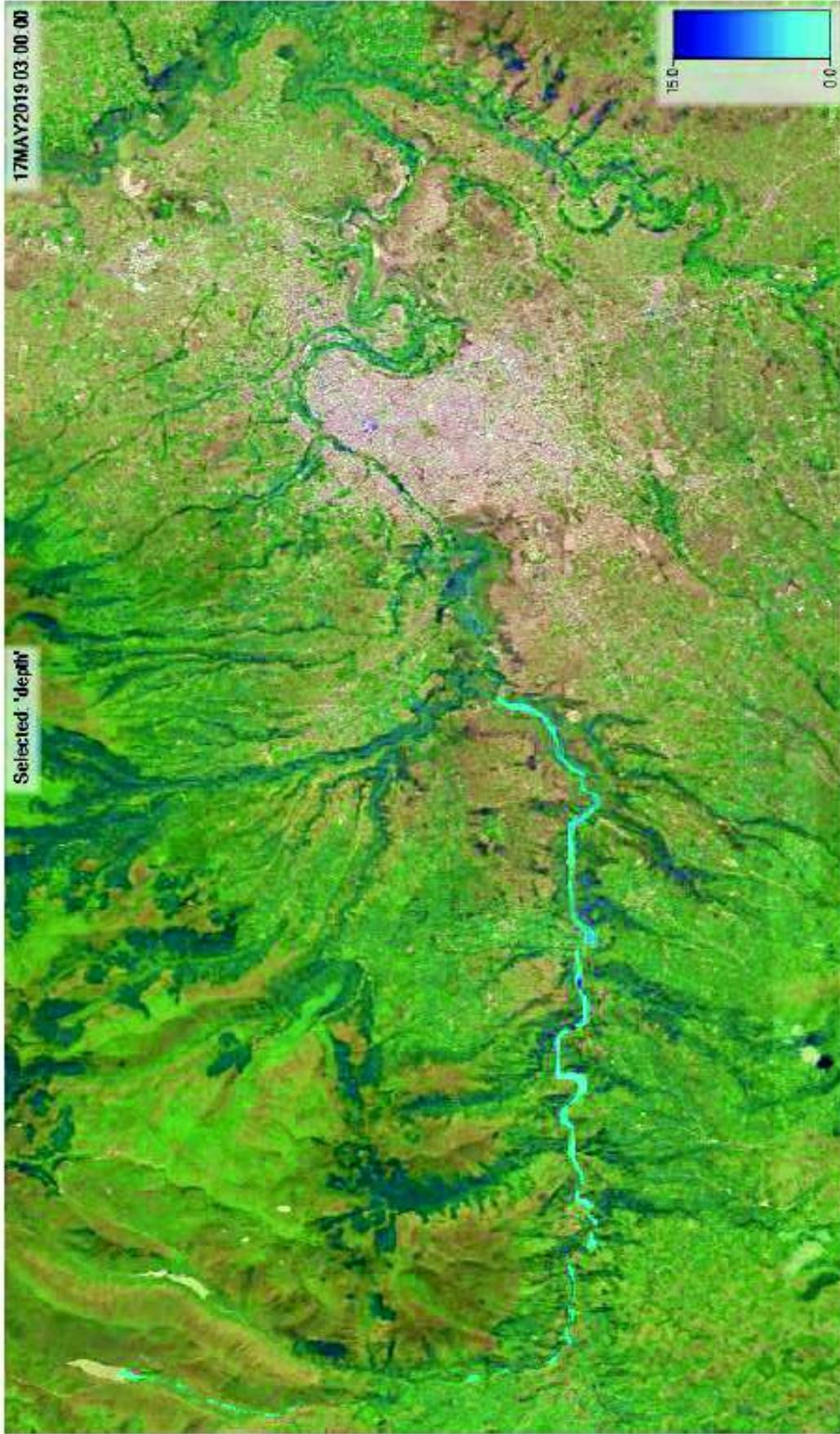
MAPAS DE VELOCIDAD PARA 120 minutos



MAPAS DE CALADO PARA 120 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 180 minutos



MAPAS DE CALADO PARA 180 minutos



**MAPAS DE VELOCIDAD PARA 240 minutos**



MAPAS DE CALADO PARA 240 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 8 horas



MAPAS DE CALADO PARA 8 horas

**PLAN N°6**



**MAPAS DE VELOCIDAD PARA 60 minutos**



MAPAS DE CALADO PARA 60 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 120 minutos



MAPAS DE CALADO PARA 120 minutos



**MAPAS DE VELOCIDAD PARA 180 minutos**



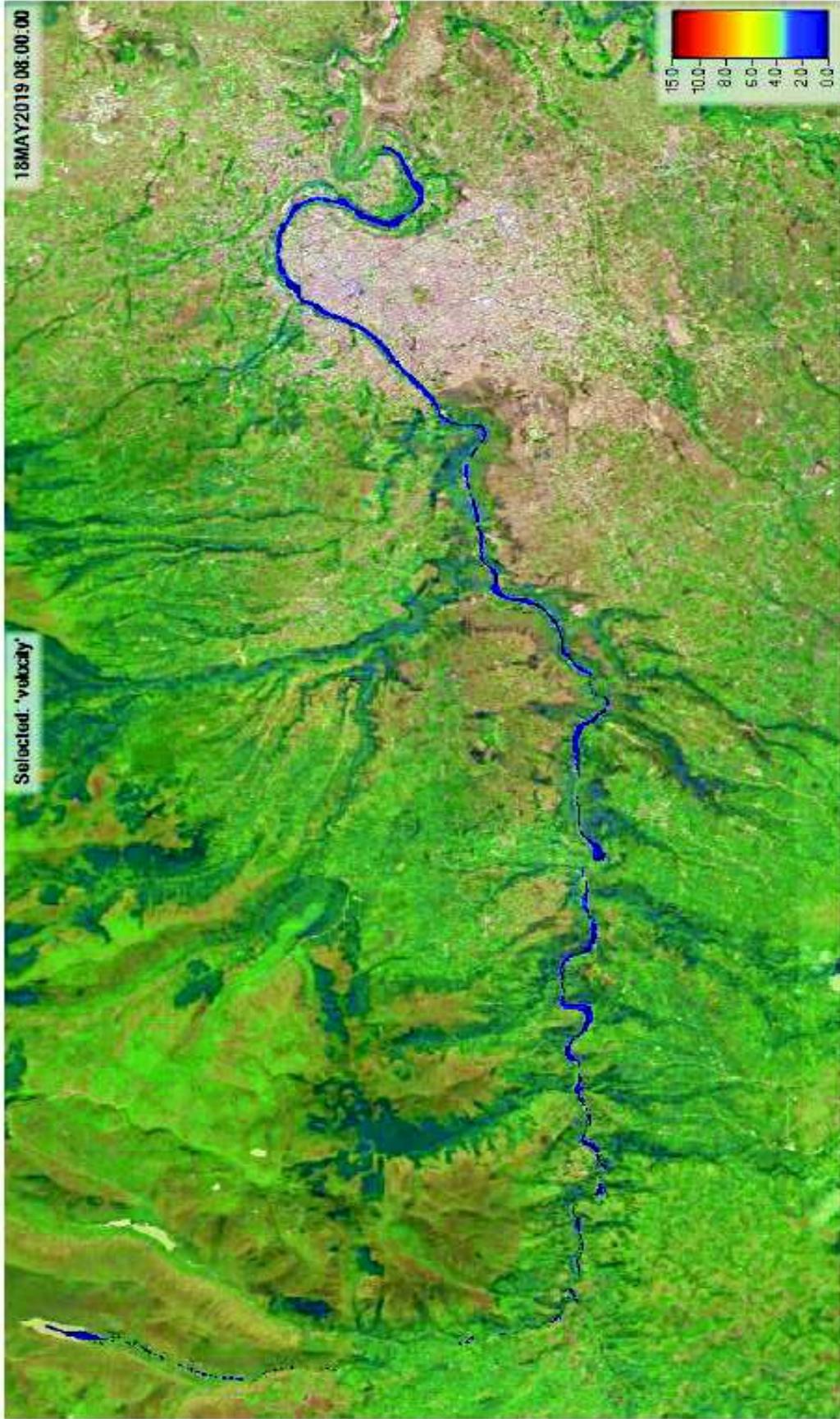
MAPAS DE CALADO PARA 180 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 240 minutos



**MAPAS DE CALADO PARA 240 minutos**



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 8 horas

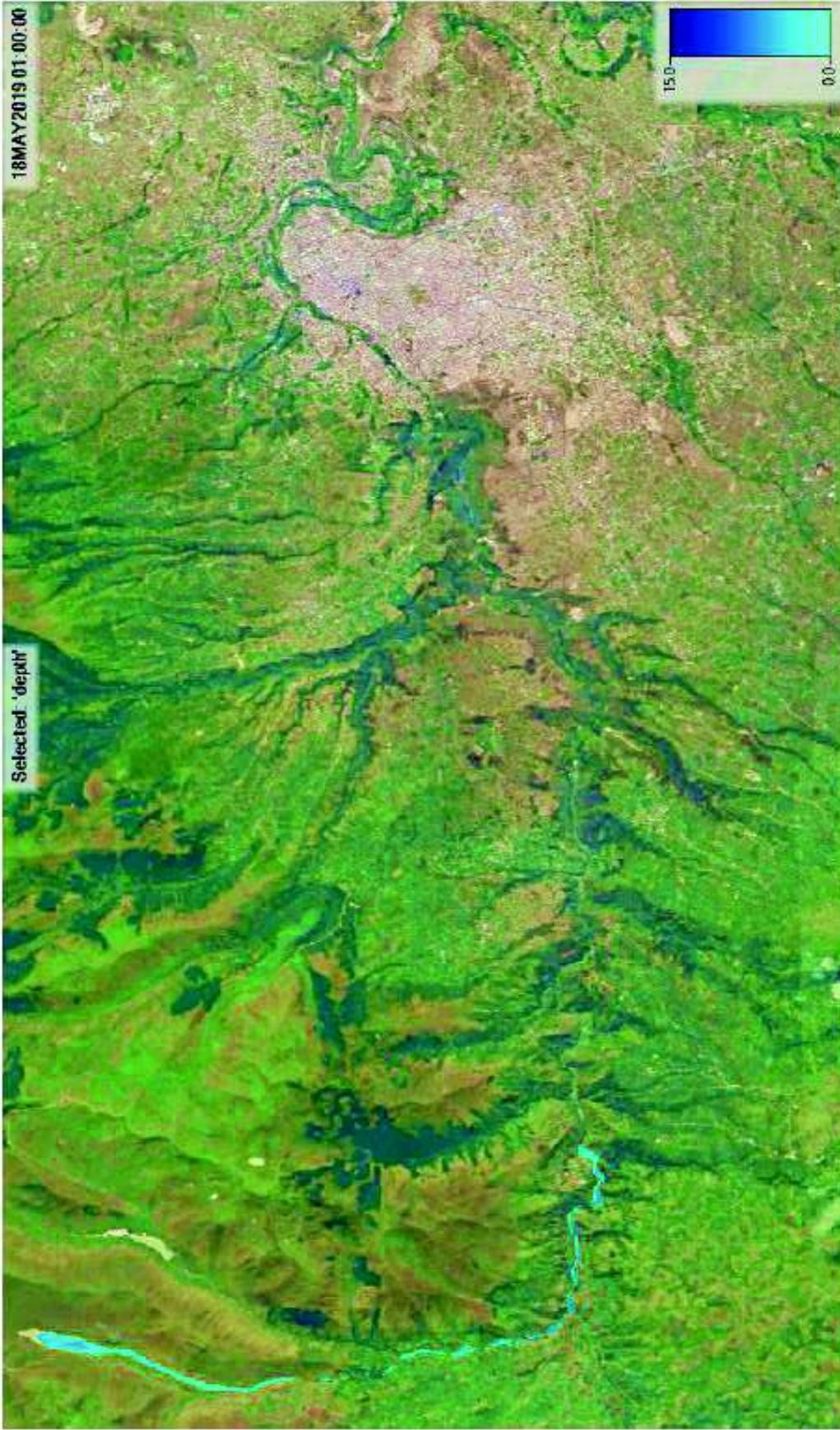


**MAPAS DE CALADO PARA 8 horas**

**PLAN N°7**



**MAPAS DE VELOCIDAD PARA 60 minutos**



MAPAS DE CALADO PARA 60 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 120 minutos



MAPAS DE CALADO PARA 120 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 180 minutos



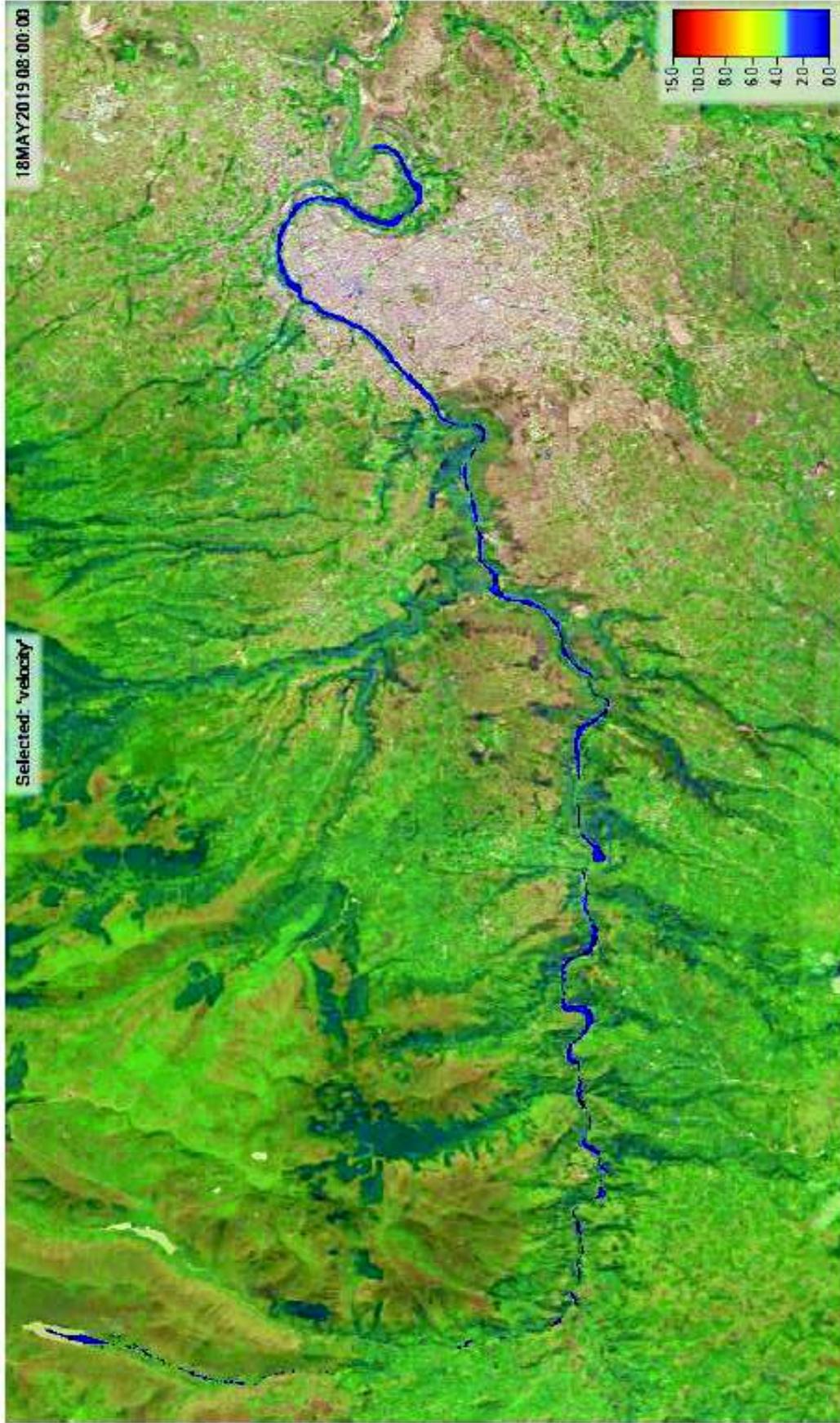
**MAPAS DE CALADO PARA 180 minutos**



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 240 minutos



MAPAS DE CALADO PARA 240 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 8 horas



MAPAS DE CALADO PARA 8 horas

**PLAN N° 8**



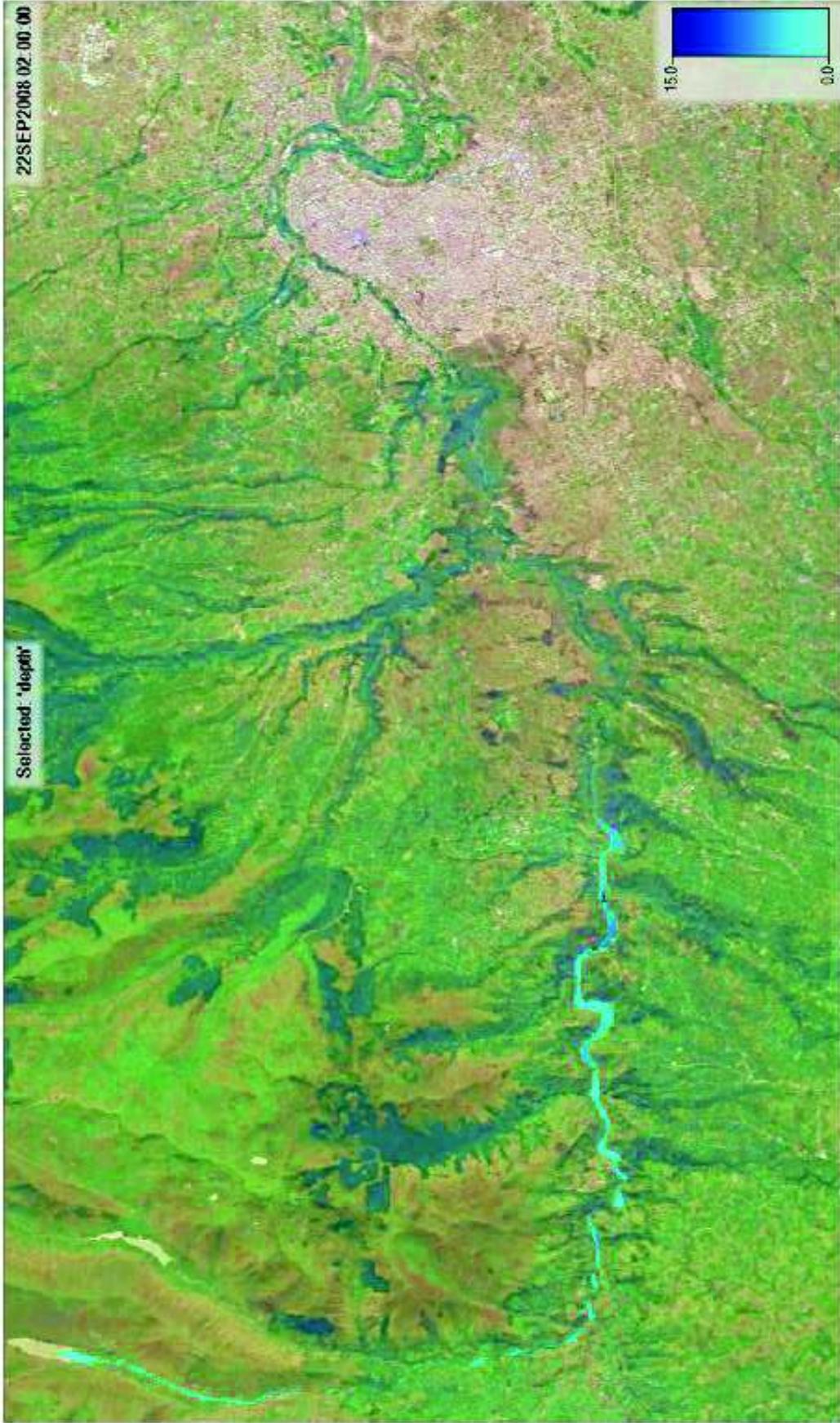
**MAPAS DE VELOCIDAD PARA 60 minutos**



MAPAS DE CALADO PARA 60 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 120 minutos



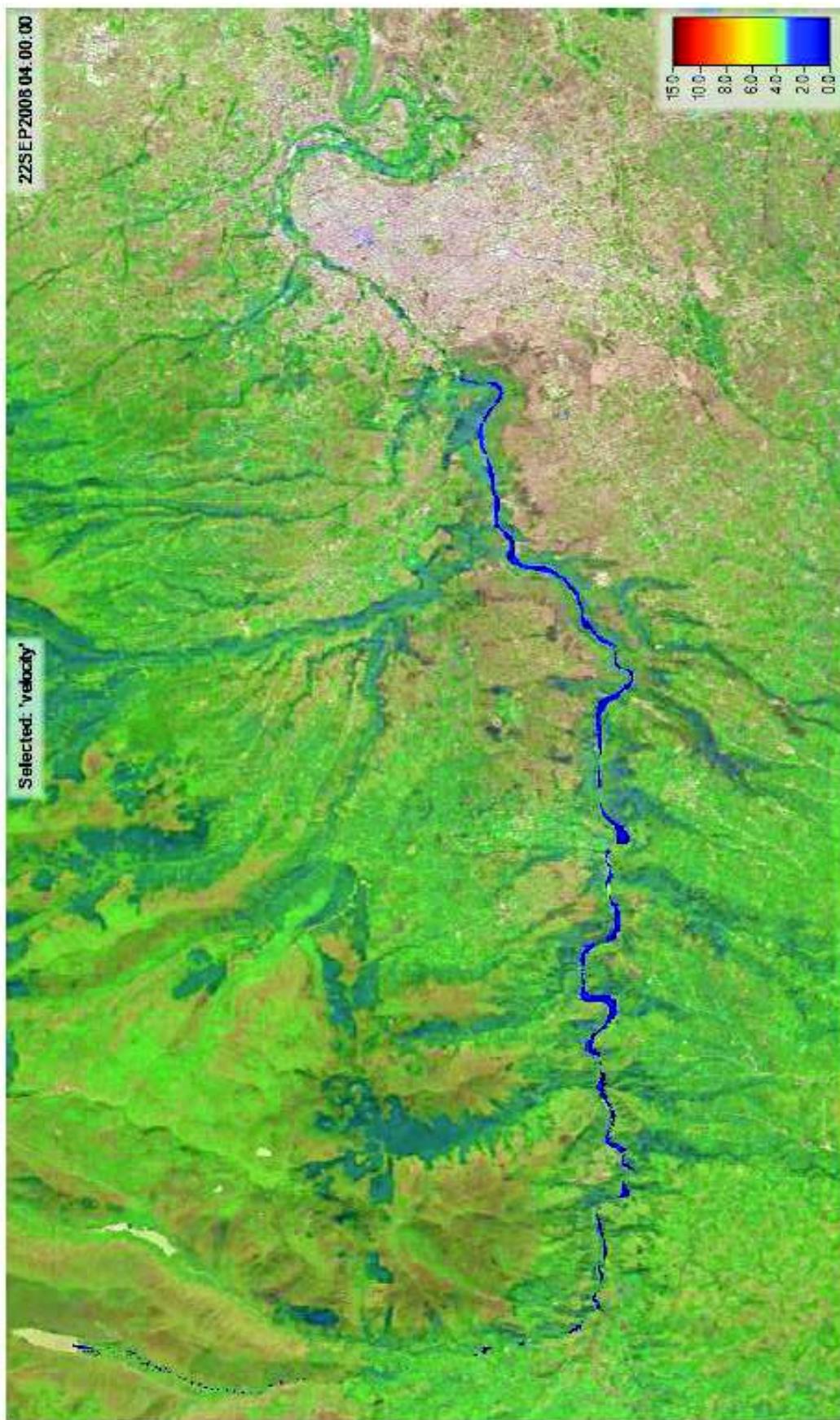
MAPAS DE CALADO PARA 120 minutos



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 180 minutos



MAPAS DE CALADO PARA 180 minutos



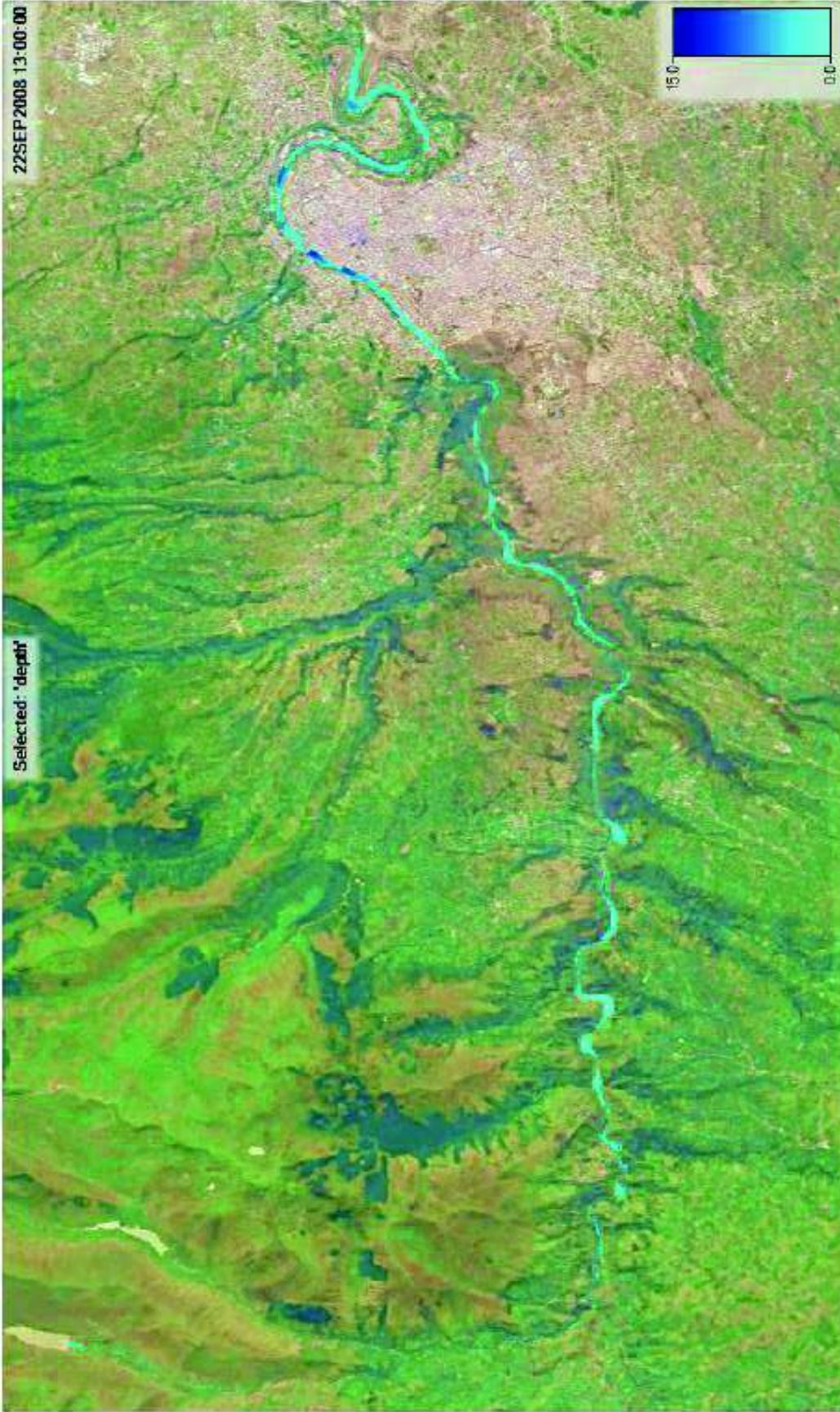
MAPAS DE VELOCIDAD PARA 240 minutos



**MAPAS DE CALADO PARA 240 minutos**



MAPAS DE VELOCIDAD PARA 13 horas



**MAPAS DE CALADO PARA 13 horas**

**ANEXO N°2**  
**CUADRO DE RESUMEN DE INFRAESTRUCTURA POTENCIALMENTE**  
**AFECTADA**

ID	Obra	Coordenadas		Afectación	Observaciones
		Este	Norte		
1	Presa Mulacorral - Unión con el río Calamaca Longitud 6.5km	741454	9568865	Directa	Este tramo presenta velocidades máximas de hasta 15 m/s y elevaciones máximas de 6 m.
2	Puente 23 en la Vía de acceso a la presa Mulacorral	741755	9859969	Directa	Galibo del Puente aproximado 3.5 m, altura del nivel del agua 7.9 m
3	Puente 22 en la Vía de acceso a la presa Mulacorral	743565	9858190	Directa	Galibo del Puente aproximado 3.5 m, altura del nivel del agua 6.2 m
4	Puente 21 en la Vía de acceso a la presa Mulacorral	745726	9857869	Directa	Galibo del Puente aproximado 3.5 m, altura del nivel del agua 4.10 m
5	Puente 20 en la Vía de acceso a la presa Mulacorral	748856	9858465	Directa	Galibo del Puente aproximado 3.5 m, altura del nivel del agua 4.01 m
6	Puente 19 en la Vía de acceso a la presa Mulacorral	749480	9858530	Directa	Galibo del Puente aproximado 3.5 m, altura del nivel agua 5.6 m
7	Captación de Ambato Huachi Pelileo	749982	9858068	Directa	Altura del nivel agua 7 m
8	Puente 18 en la Vía de acceso a la presa Mulacorral	750189	9857963	Directa	Galibo del Puente aproximado 3.5 m, altura del nivel del agua 6.68 m
9	Puente 17 - 16 en la Vía de acceso a la presa Mulacorral	750838	9858051	Directa	Galibo del Puente aproximado 3.5 m, altura del nivel del agua 4.8 m
10	Puente 15 en la Vía de acceso a la presa Mulacorral sector Quinta tres Marias	752542	9858195	Directa	Galibo del Puente aproximado 3.5 m, altura del nivel del agua 6.3 m

ID	Obra	Este	Norte	Afectación	Observaciones
11	Puente 14 en la Vía de acceso a la presa Mulacorral	752916	9858213	Directa	Galibo del Puente aproximado 3.5 m, altura del nivel del agua 4.1 m
12	Puente 13 en la Vía de acceso a la presa Mulacorral	754109	9858261	Directa	Galibo del Puente aproximado 3.5 m, altura del nivel del agua 4.6 m
13	Puente 12 - 11 en la Vía de acceso a la presa Mulacorral	755459	9857722	Directa	Galibo del Puente aproximado 3.5 m, altura del nivel del agua 5.6 m
14	Sector Molinos Tilulum	755459	9857722	Directa	Altura del nivel agua 5.5 m
15	Puente 10 (Puente Jaramillo)	762012	9861232	Indirecta	Galibo del Puente aproximado 10 m, altura del nivel del agua 3.7 m
16	Puente 9 (Puente Negro)	762147	9861388	Indirecta	Galibo del Puente aproximado 6.5 m, altura del nivel del agua 5.2 m
17	Puente 8 (Puente La Delicia)	763498	9862803	Indirecta	Galibo del Puente aproximado 6.5 m, altura del nivel del agua 6.2 m
18	Puente 7 (Puente A. Luis Martínez)	763549	9862944	Indirecta	Galibo del Puente aproximado 15 m, altura del nivel del agua 5.6 m
19	Puente 6	763888	9863550	Indirecta	Galibo del Puente aproximado 15 m, altura del nivel del agua 3.6 m
20	Puente 5 (Puente Atahualpa)	763996	9863698	Indirecta	Galibo del Puente aproximado 7 m, altura del nivel del agua 4.5 m
21	Puente 4 (Línea Férrea)	764844	9864098	Indirecta	Galibo del Puente aproximado 10 m, altura del nivel del agua 2.9 m

ID	Obra	Este	Norte	Afectación	Observaciones
22	Puente 3	764913	9864120	Indirecta	Galibo del Puente aproximado 4 m, altura del nivel del agua 2.6 m
23	Puente 2 (El Socavón)	765632	9863653	Indirecta	Galibo del Puente aproximado 15 m, altura del nivel del agua 3.7 m
24	Puente 1 (Puente en Curva de la ciudad de Ambato)	766979	9862796	Indirecta	Galibo del Puente aproximado 13.4 m, altura del nivel del agua 2.7 m

**ANEXO N°3**  
**MANUAL PARA MODELACIÓN DE ROTURA DE PRESAS EN HEC RAS**

## **MANUAL PARA MODELACIÓN DE ROTURA DE PRESAS EN HEC RAS 5.0**

### **INTRODUCCIÓN A HEC – RAS 5.0.**

HEC – RAS es considerado un programa de modelación de inundaciones en ríos o cauces naturales y otros canales. El programa, ha sido diseñado por el Hydrologic Engineering de los Estados Unidos de Norte América siendo un modelo hidráulico ampliamente utilizado durante los últimos 10 años.

La presente guía técnica tiene como principal objetivo establecer el proceso para la simulación bidimensional de la rotura de una presa. Para esto se desarrollará un caso práctico, con el fin de establecer cuál será el área de inundación, tiempos de llegada de la onda, y cortes transversales para identificar el calado del agua y velocidad.

Es importante indicar que a pesar de ser una guía que considera los puntos fundamentales para alcanzar un modelo post/rotura de una presa, el procedimiento puede variar para otros casos ya que se debe tener en consideración el hecho de que cada presa es un caso particular y cada modelador toma consideraciones diferentes en el momento de ingresar datos al programa.

### **1. PREPROCESO**

Para realizar un modelo hidráulico de la avenida producida por la rotura de una presa es de vital importancia disponer de un Modelo Digital del Terreno (MDT), con el fin de generar un mallado que se acople al mismo.

HEC RAS trabaja con capas raster en forma de mapas de superficie los cuales puedan almacenar datos como elevaciones, temperatura, precipitación, etc.

### **RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN**

La base para realizar una simulación hidráulica de la rotura de una presa está en el Modelo Digital del Terreno (MDT), este se logra obtener mediante un proceso el cual se puede llevar a cabo siempre y cuando se tenga información de altitud, longitud y elevación. La disponibilidad de información cartográfica de calidad del

territorio nacional se encuentra muy limitada, sin embargo, para el proceso que conlleva la elaboración de un raster, no variará significativamente.

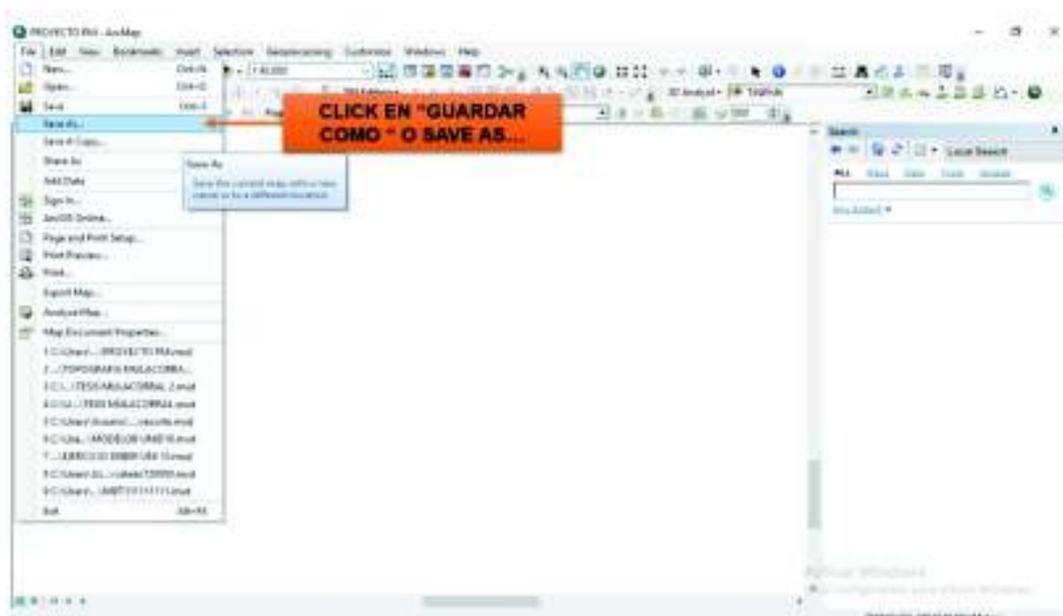
En el Ecuador entidades públicas como el Instituto Geográfico Militar (IGM), Ministerio de Agricultura Ganadería, Acuacultura y Pesca tienen a disposición bancos de información cartográfica. Existe también la posibilidad de obtener dicha información de mapas online, no obstante, cualquiera que sea la fuente, debe ser evaluada previo su uso en estudios hidrológicos.

## PROCESO EN ARC MAP

### CREAR UN PROYECTO EN ARC MAP

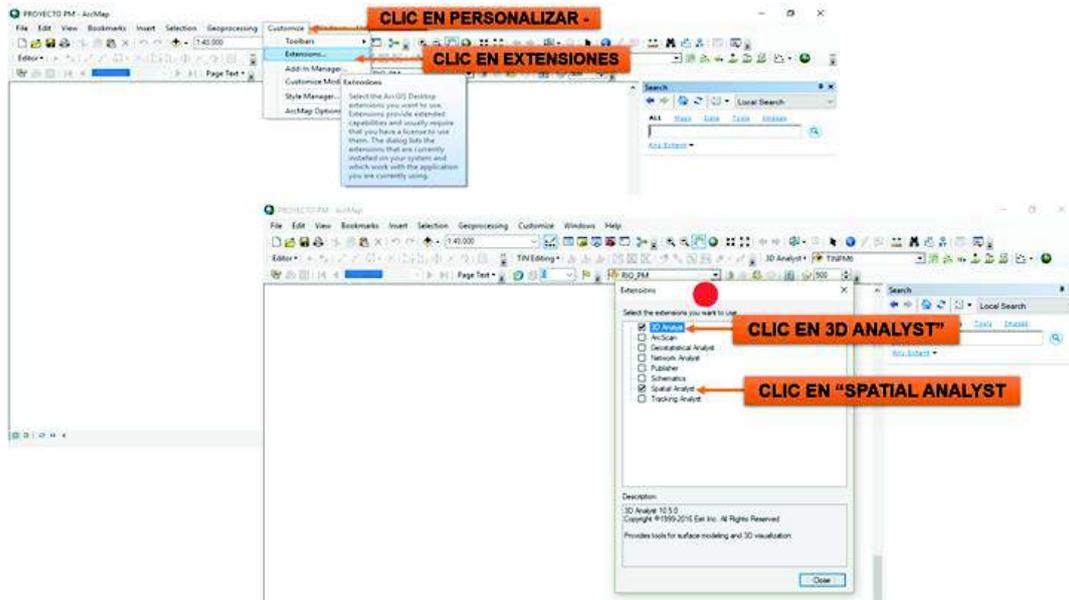
Arc Map es un programa de entorno SIG, el cual proporciona al usuario la posibilidad de analizar, procesar los datos en entornos 2D y 3D. Para comenzar el procesamiento de información, es necesario datos como: curvas de nivel, puntos GPS, TIN, etc. A continuación, se muestra el proceso de elaboración teniendo como base las curvas de nivel del área de estudio.

a. Inicie Arc Map, clic en Inicio/ Programas/ArcGIS /Arc Map. Guarda el documento (haciendo clic en Archivo / Guardar Como...).

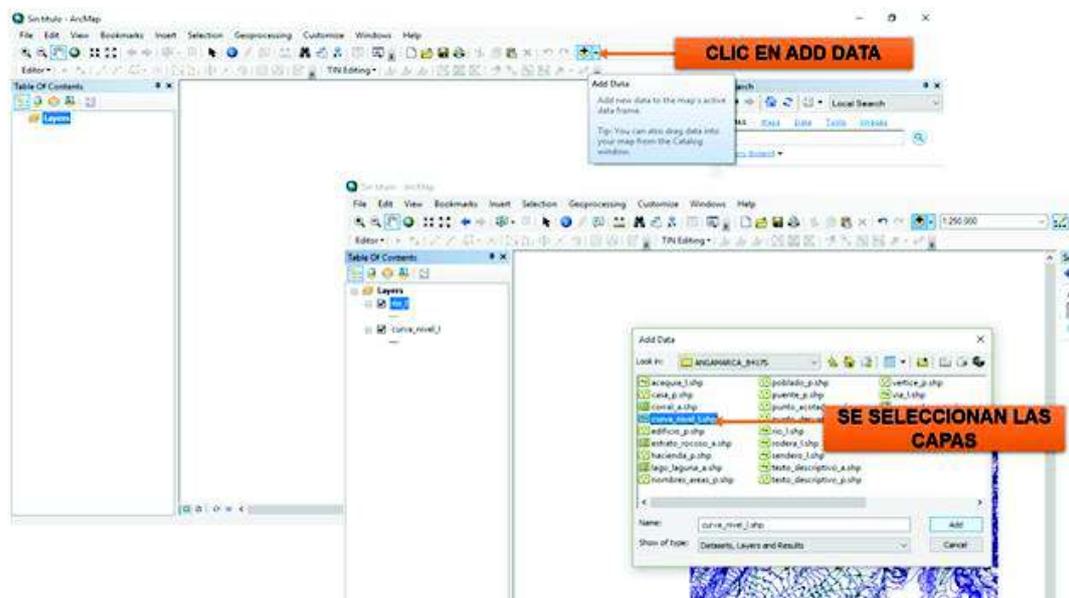


Para el procedimiento en ArcGis se utilizará las siguientes extensiones: “ARCGIS SPACIAL ANALYST” y “3D ANALYST EXTENSIONS”, asegúrese de que estas

extensiones estén disponibles y estén habilitadas. Usted puede verificar esto haciendo clic en Personalizar / Extensiones y marcando las casillas (si están sin marcar) junto a “3D ANALYST” y “SPATIAL ANALYST” como se muestra a continuación:

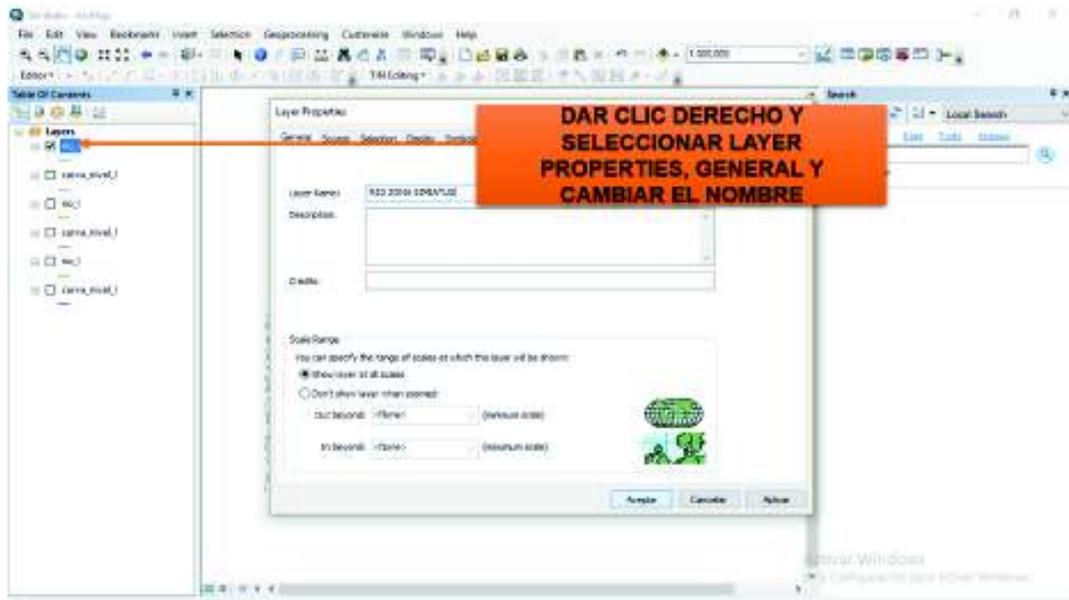


b. Se selecciona las capas que desean abrirse, siendo estas las curvas de nivel descargadas anteriormente de la página del IGM. Dar clic en el botón Add Data.

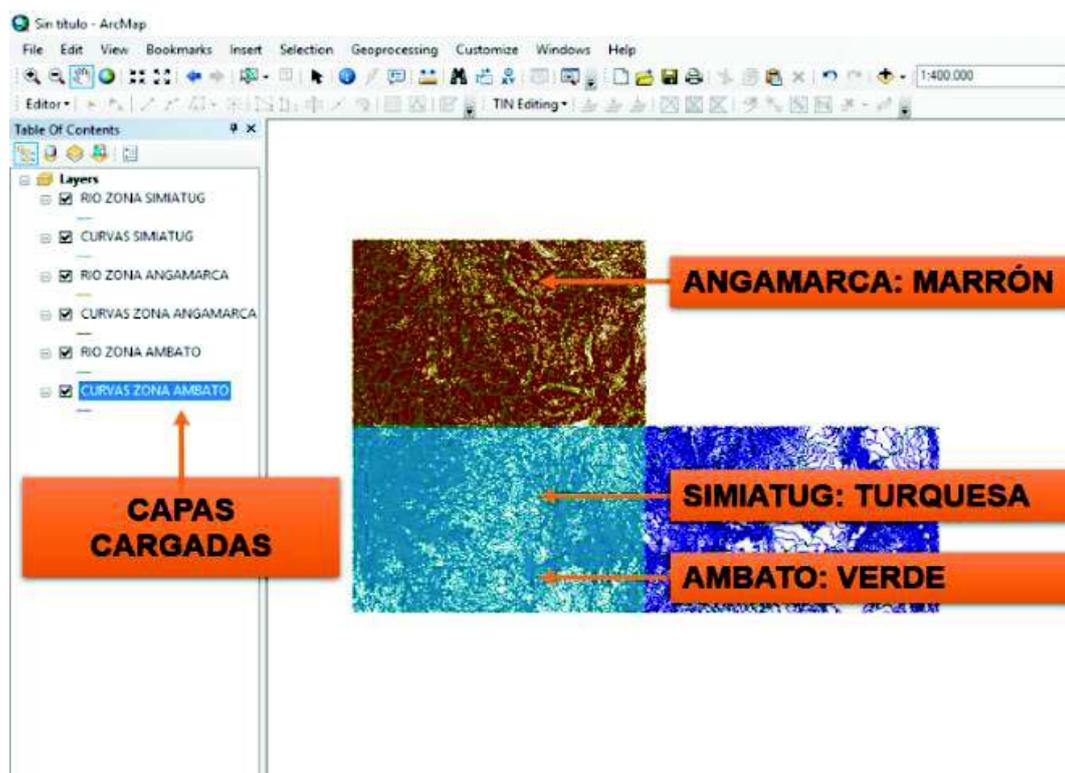


**Nota:**

Para evitar problemas en pasos futuros se recomienda cambiar el nombre de las capas de las curvas de nivel. DOBLE CLIC IZQUIERDO /> GENERAL /> LAYER NAME

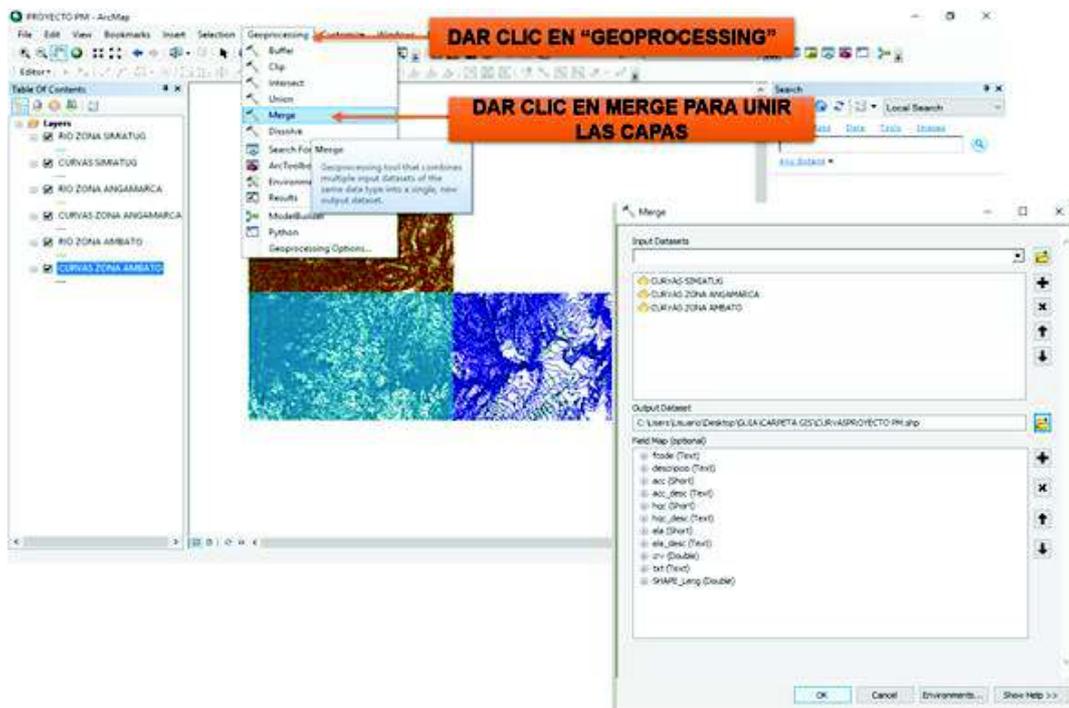


Una vez cargada las capas correspondientes a cada una de las zonas donde se asume una inundación ficticia, se tendrá representada cada una por diferentes colores, los cuales se muestran a continuación:

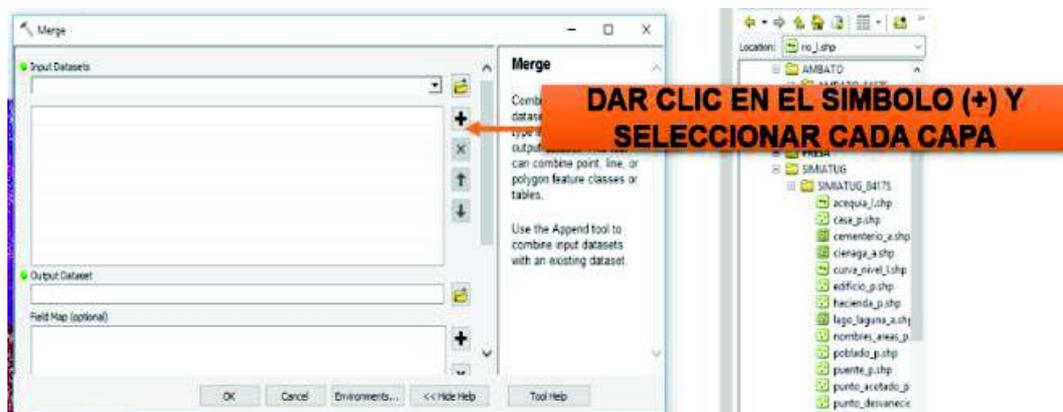


Es importante aclarar que el color de las capas puede variar cada vez que se vuelven a cargar estas en el programa, sin tener repercusión en los resultados.

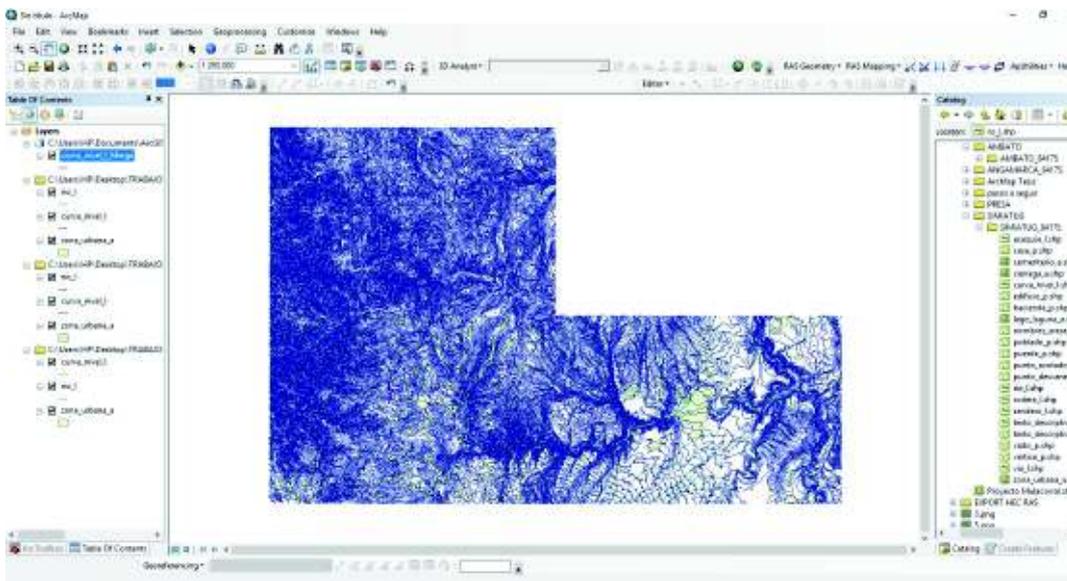
c. En ciertos casos la zona de estudio puede abarcar más de una carta topográfica siendo necesario unirlas, para llevar a cabo este objetivo se realiza el siguiente procedimiento: clic en el comando “GEOPROCESSING”, seguido de esto, se da clic en la opción “MERGE” dentro del cual me indica la selección de cada una de las capas.



Dicho comando tiene como función principal combinar conjuntos de datos de entrada con una misma tipología, pudiendo unir a su vez puntos, líneas o polígonos.

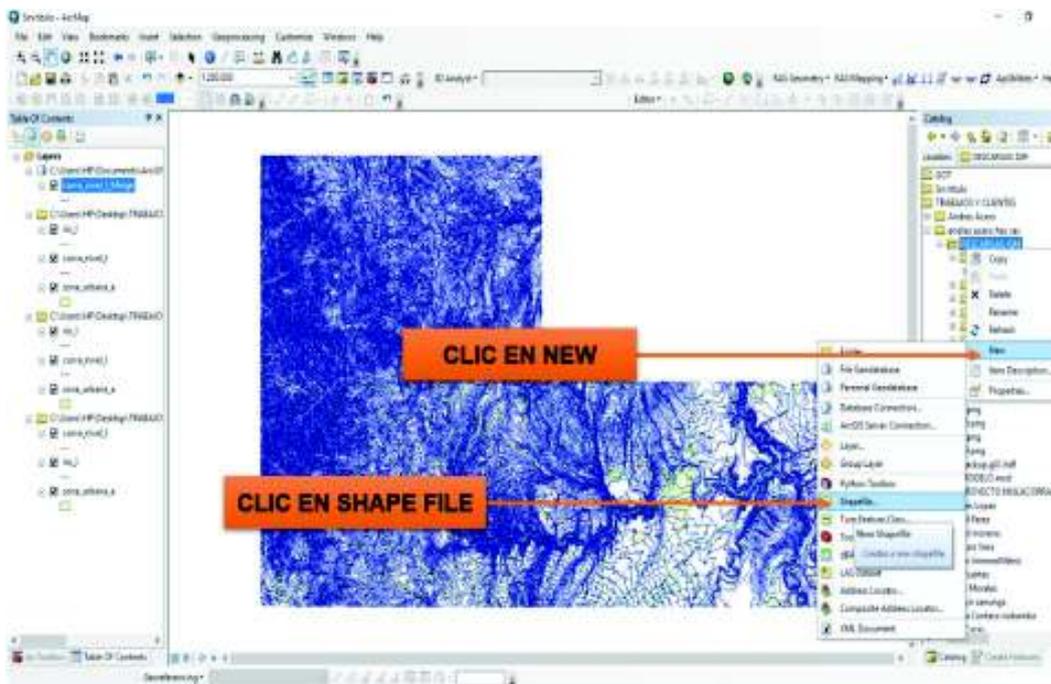


Una vez seleccionadas y unidas las capas "CURVAS DE NIVEL" por medio del comando MERGE, se formará un conjunto único de curvas de nivel, para este caso serán representadas por el color AZUL.

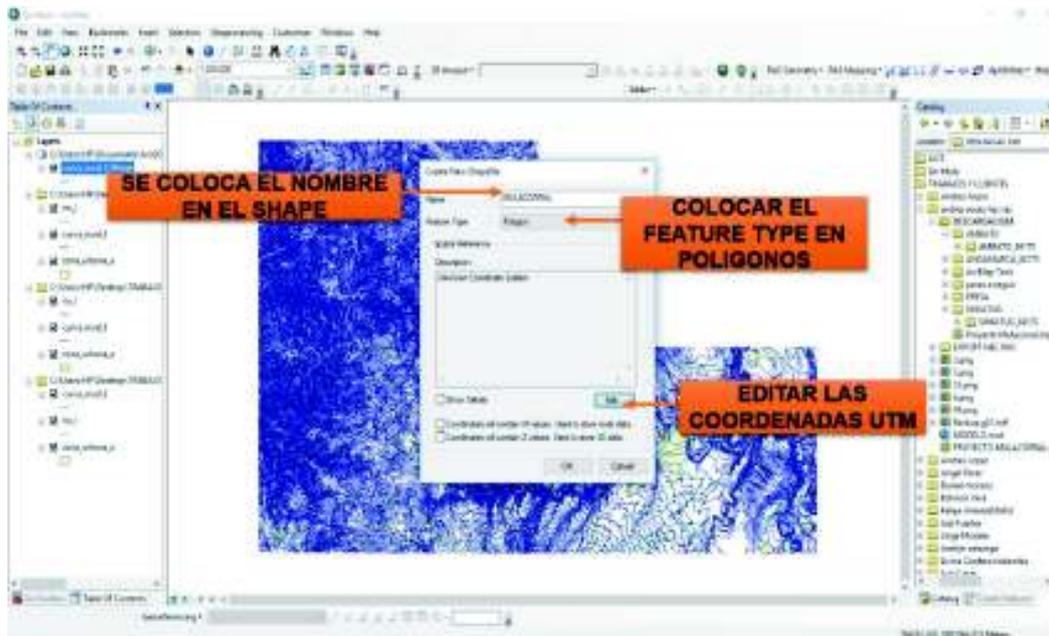


d. Con el fin de obtener el área se procesará el recorte de las zonas de estudio de la siguiente forma:

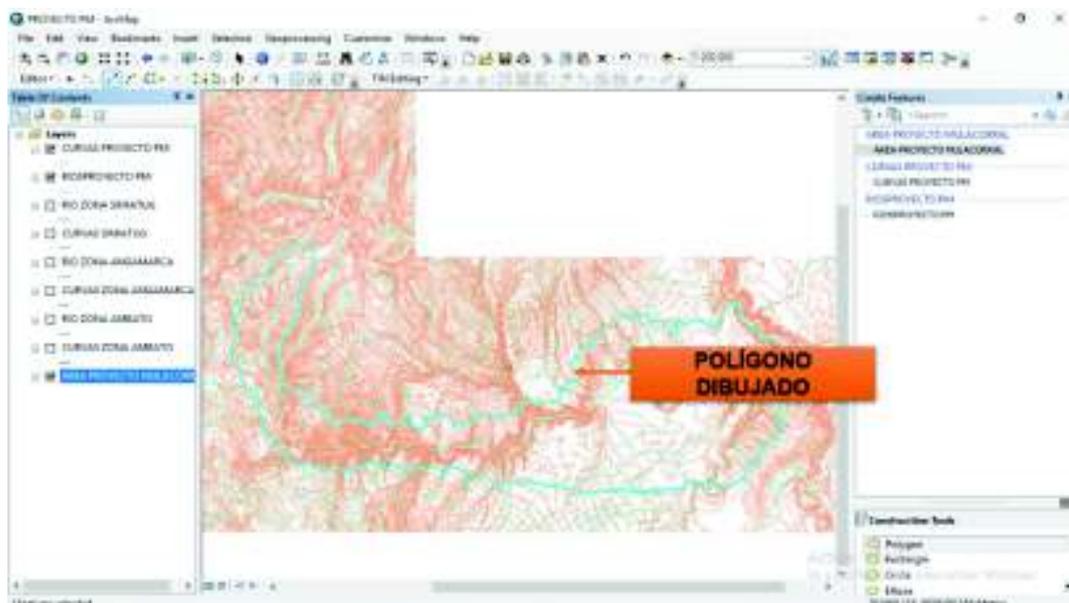
Se busca la carpeta donde se ubicará la nueva capa, se da clic derecho encima de ella, luego se ubica el cursor sobre la opción “NEW” y “SHAPE FILE”.



Se coloca un identificador y se cambia la opción “FEATURE TYPE” a polígonos y se da clic en “EDIT”.



Luego de dar Clic en Edit, se seleccionan las coordenadas UTM del hemisferio norte o sur correspondientes a la zona a estudiar, para este caso, seguido de esto se da aceptar y se procederá a la edición del polígono del área correspondiente.



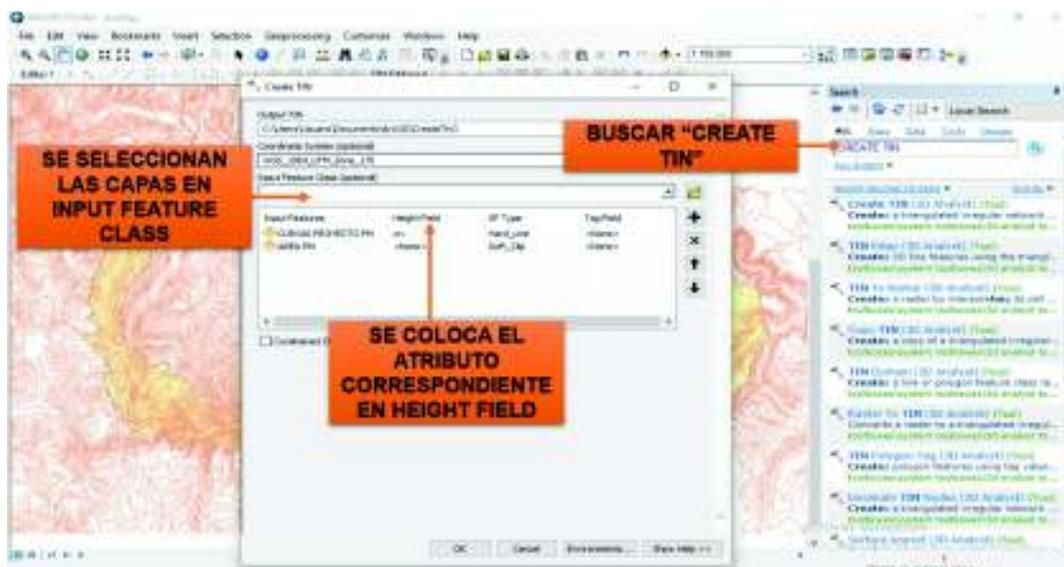
Durante la edición del polígono, debe tomarse en consideración las zonas urbanas, debido a que por estas se producirá la inundación o se verá el alcance que tiene las mismas al momento del desbordamiento de una presa.

Se puede observar que se crea un shape con el nombre asignado, se procede a arrastrar ese archivo hasta la tabla de contenidos y se activa la opción de “ARC TOOLBOX”.

## CONVERTIR CURVAS DE NIVEL EN UN MODELO DIGITAL DEL TERRENO (TIN)

e. Lo siguiente es crear una Red Irregular de Triángulos (TIN), para esto se utiliza el conjunto de curvas de nivel y las superficies creadas anteriormente. Dar clic en la opción “3D ANALYST TOOLS”, “DATA MANAGEMENT”, “CREATE TIN”, y se van seleccionando cada una de las capas.

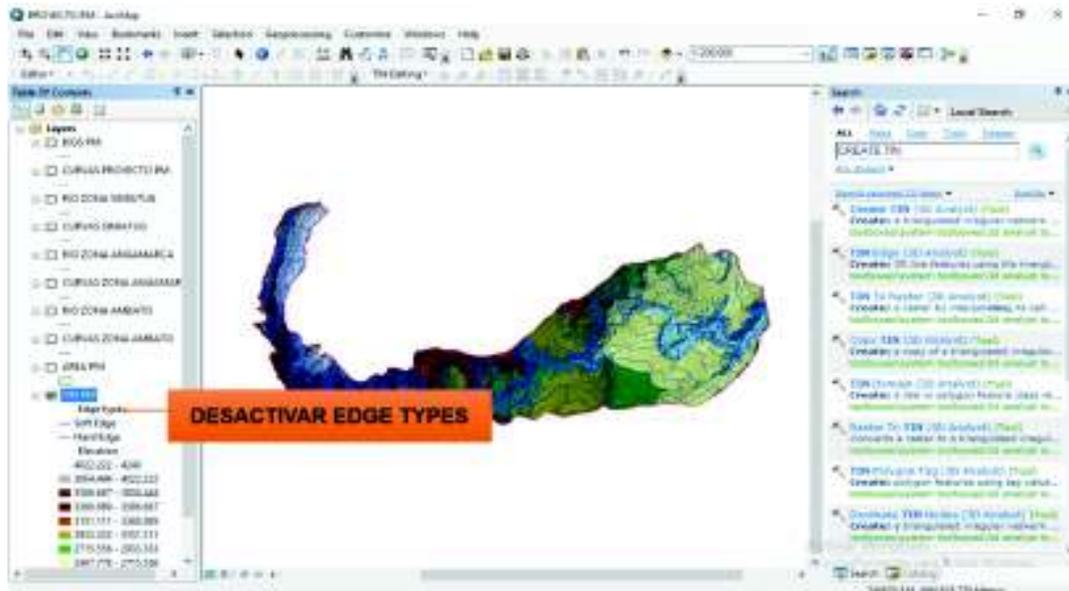
Para crear el TIN seleccionan cada una de las capas en la opción “INPUT FEATURE CLASS”, y se le atribuyen ciertas opciones necesarias para resolver los mismos.



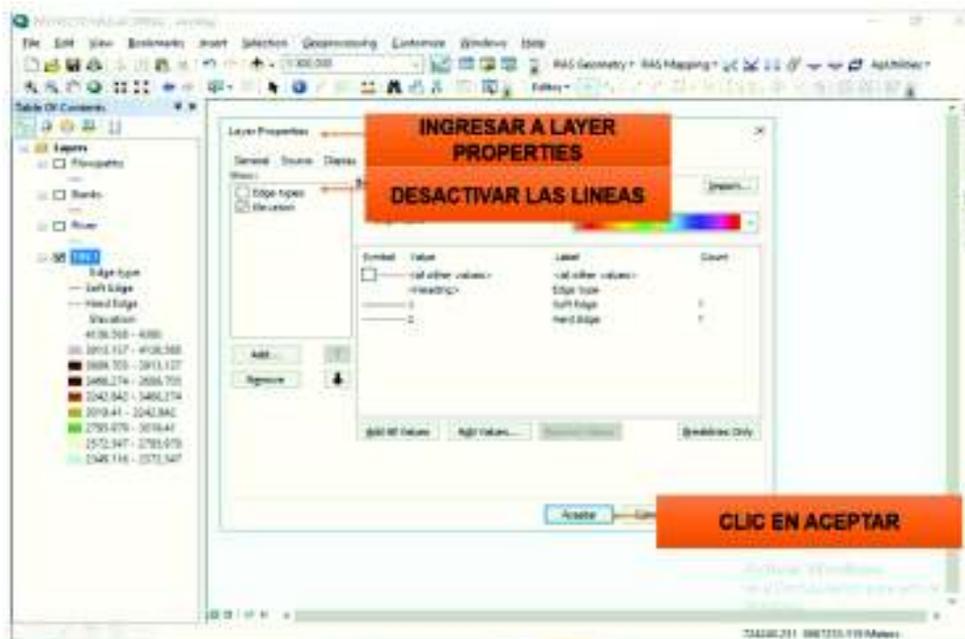
### Nota:

En la pestaña de “Height Field” se debe indicar el campo que se asigna a la altura que, en este caso es “cvr”, existe la posibilidad de que otras curvas de nivel tengan este mismo campo con otro identificador.

Una vez establecidas las capas, se da clic en la opción “OK” y automáticamente se creará el TIN correspondiente al área recortada, en donde se marcan las elevaciones y cada una de las curvas de este.

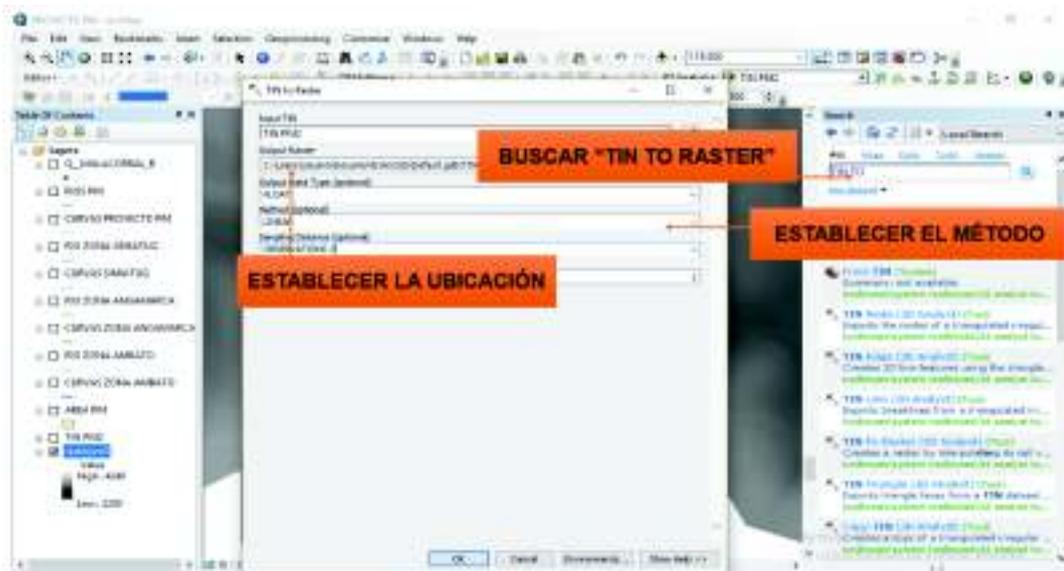


Cuando se ingresa en las propiedades, se acude a la opción “SYMBOLOLOGY”, en donde será desactivada la opción “EDGE TYPES”, de manera que se desactiven cada una de las curvas de nivel correspondientes a la zona seleccionada y recortada.



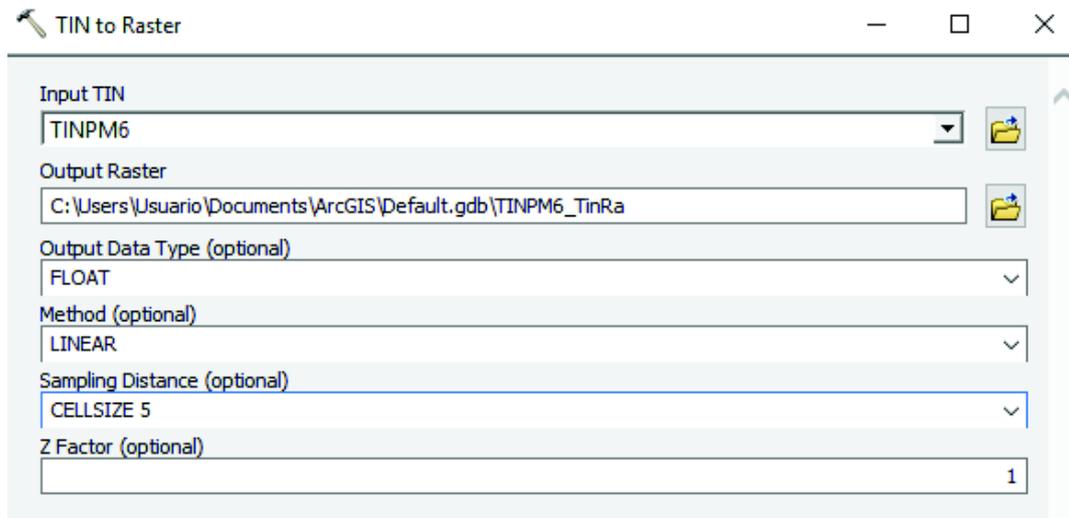
## CONVERTIR TIN A UNA CAPA RASTER

f. Para abrir el documento en HecRas proceder a convertir el TIN en un archivo Raster para ello vamos a “ARCTOOL BOX” / “CONVERSION” / “TIN TO RASTER”, en el caso de no encontrar esta opción, buscarla directamente en el boton de “search”



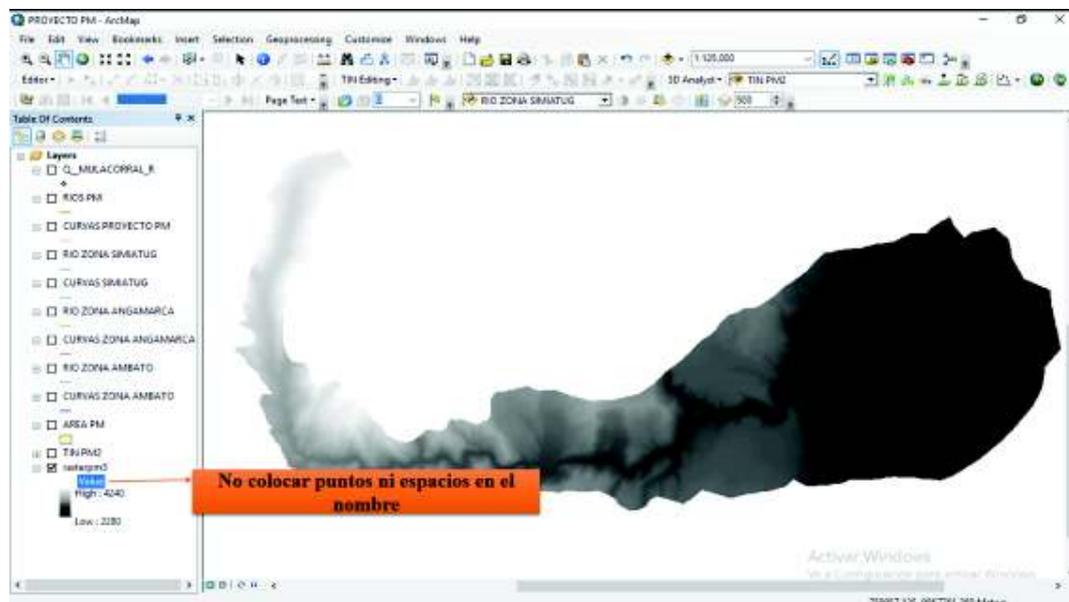
Indicar el tin a convertir el nombre y ubicación del archivo raster, el tamaño de celda se debe colocar de manera que quede como “cellsize” seguido del tamaño de celda

tal y como se muestra en la imagen seguido de esto dar clic en ok y esperar a que se cree el archivo raster.



### Nota:

Para crear el archivo raster es preferible no poner puntos ni espacios en el nombre del archivo.



### CORRECCIONES DE LA CAPA RASTER

El modelamiento hidráulico siempre demandará de la mayor calidad de información topográfica posible. Por ejemplo, puede darse el caso de que la información base

tenga datos erróneos de elevación. Para eliminar esto, se utiliza herramienta “FILL”, misma que remueve imperfecciones generadas en la capa raster (sifones, elevaciones), para esto seguir el siguiente procedimiento, SEARCH/FILL/INGRESAR LA CAPA A ANALIZAR / DAR UN DIRECTORIO/ OK.



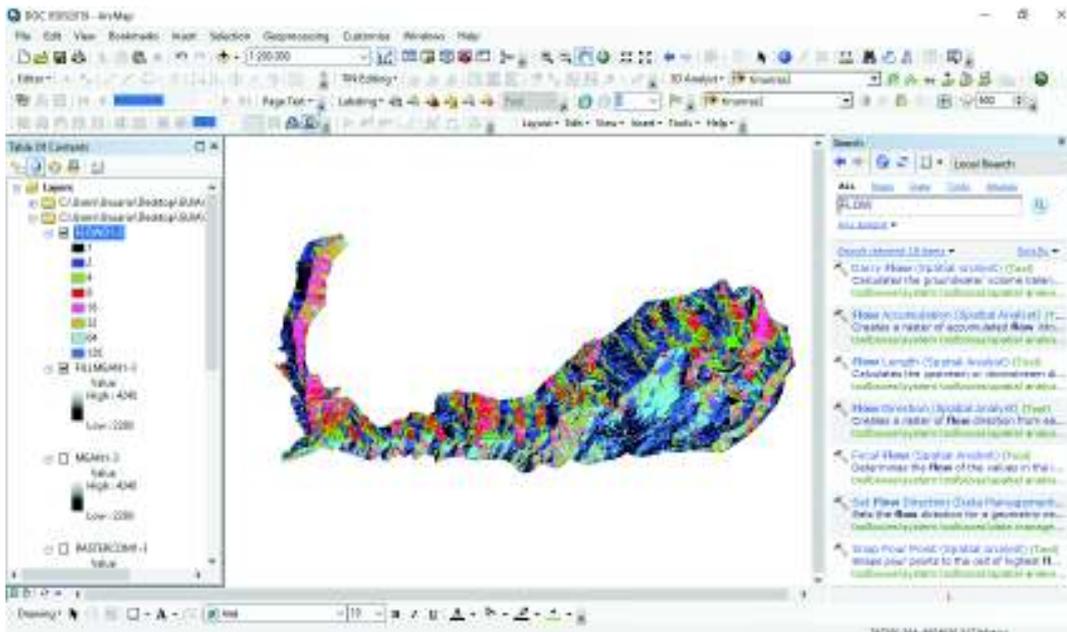
Seguido a esto se procederá a generar un nuevo raster. Puede ser que no se perciba mayor diferencia sin embargo es importante no obviar este procedimiento.

## VALIDACIÓN DEL RASTER

h. Para corroborar la correcta pendiente del cauce se utiliza la herramienta “FLOW DIRECTION”. Esta crea un raster de dirección de flujo desde cada celda hasta su celda continua inferior. El procedimiento es el siguiente: SEARCH/FLOW DIRECTION/INGRESAR LA CAPA A ANALIZAR / DAR UN DIRECTORIO/ OK



Seguido de esto se generará un raster con celdas con un número entero cuyo valor esta entre 1 y 255. Esta opción es muy útil cuando se trata de delimitar cuencas, subcuena y márgenes de río.

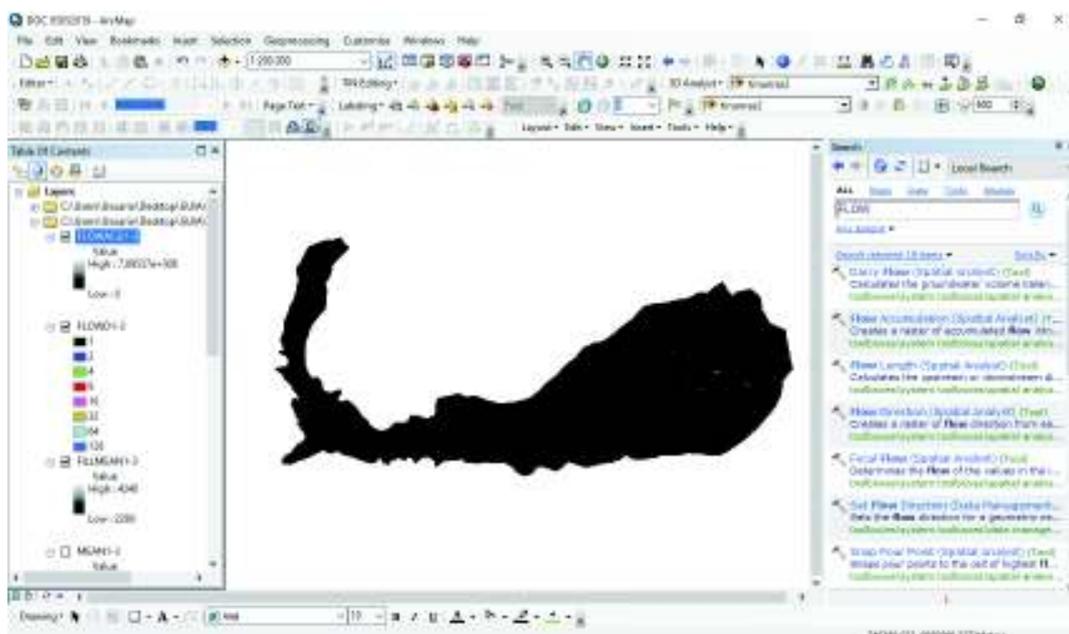


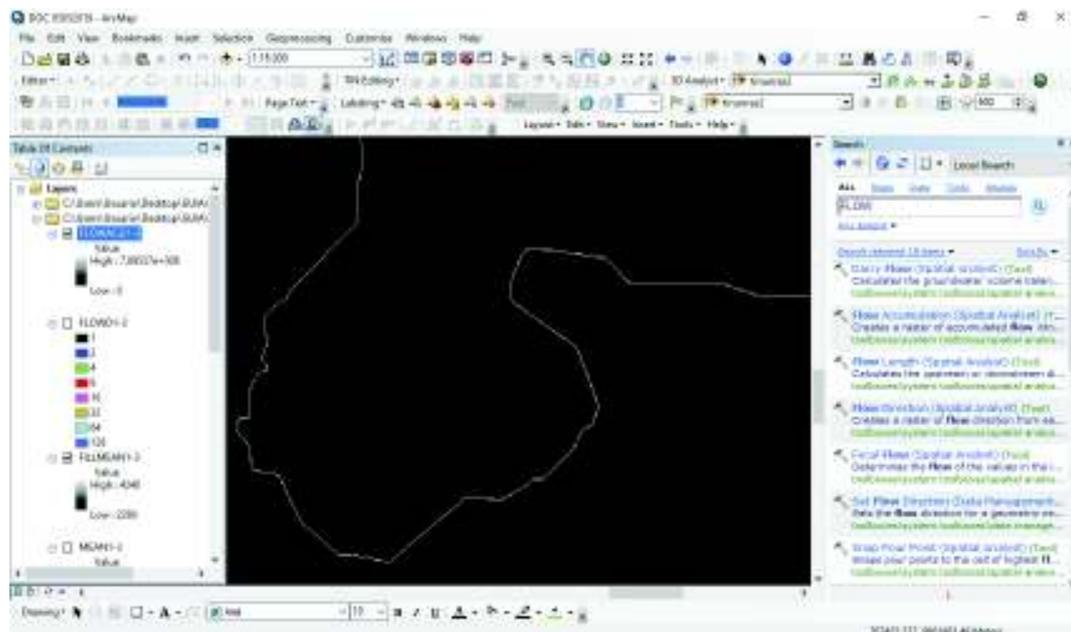
i. Utilizar la herramienta "FLOW ACCUMULATION". El comando crea un raster del flujo acumulado en cada celda. Se obtiene un mapa donde se puede identificar celdas donde el flujo se acumule. El procedimiento a realizar es el siguiente: SEARCH/FLOWACCUMULATION/ INGRESAR LA CAPA A ANALIZAR /DAR UN DIRECTORIO/ OK



Seguido de esto se generará un raster donde se puede identificar plenamente el cauce del río en color blanco. Esta opción es muy útil cuando se busca definir áreas de flujo concentrado y se pueden usar para identificar el orden de ríos.

Existe muchas vías para obtener una capa raster, a continuación, se muestra esquema de las etapas de pre proceso considerado en este ejemplo de aplicación:

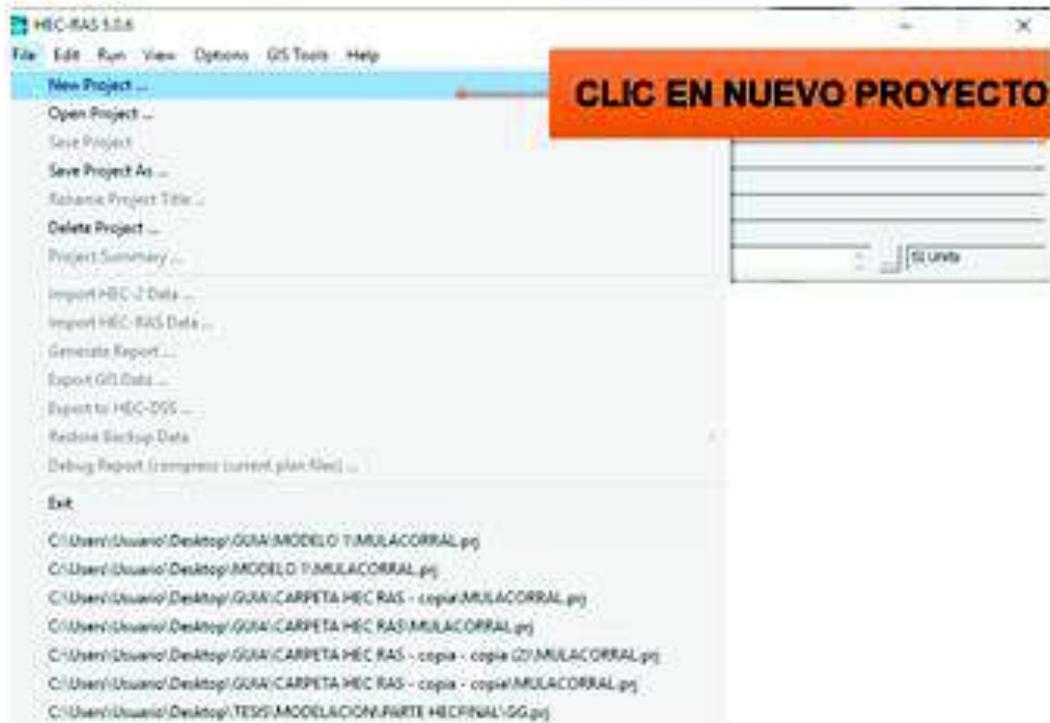




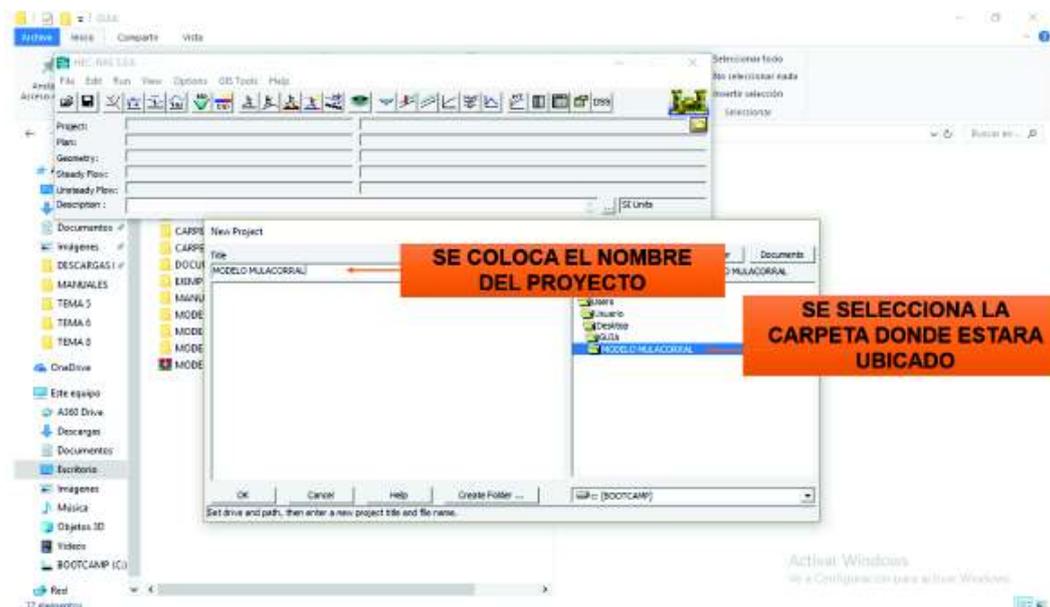
## 2. PROCESO EN HEC RAS

### CREAR UN NUEVO ARCHIVO EN HEC RAS

Abrir HecRas y crear un nuevo archivo.



Dar una ubicación y nombre al archivo dar clic en ok



**NOTA:**

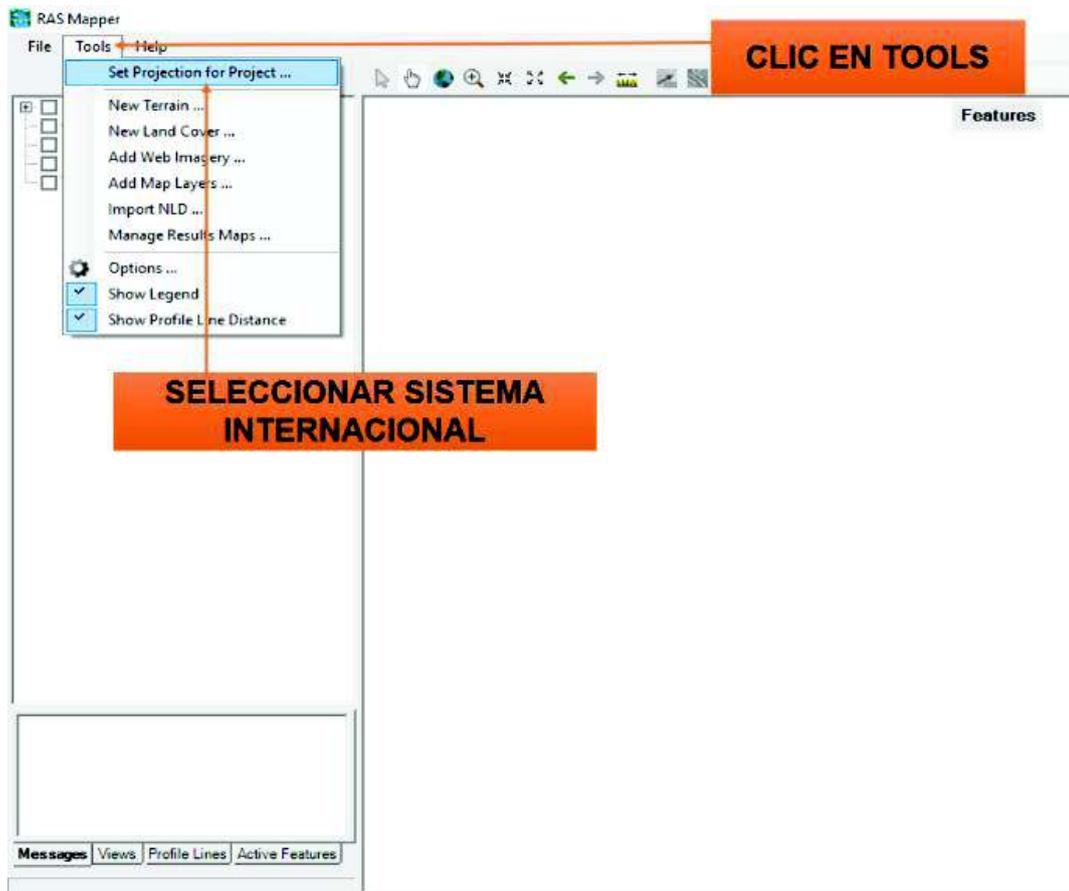
Es importante que el sistema de unidades sea el sistema internacional, para verificar esto dar clic en options /> units system.

**IMPORTAR LA CAPA RASTER CREADA EN ARC MAP**

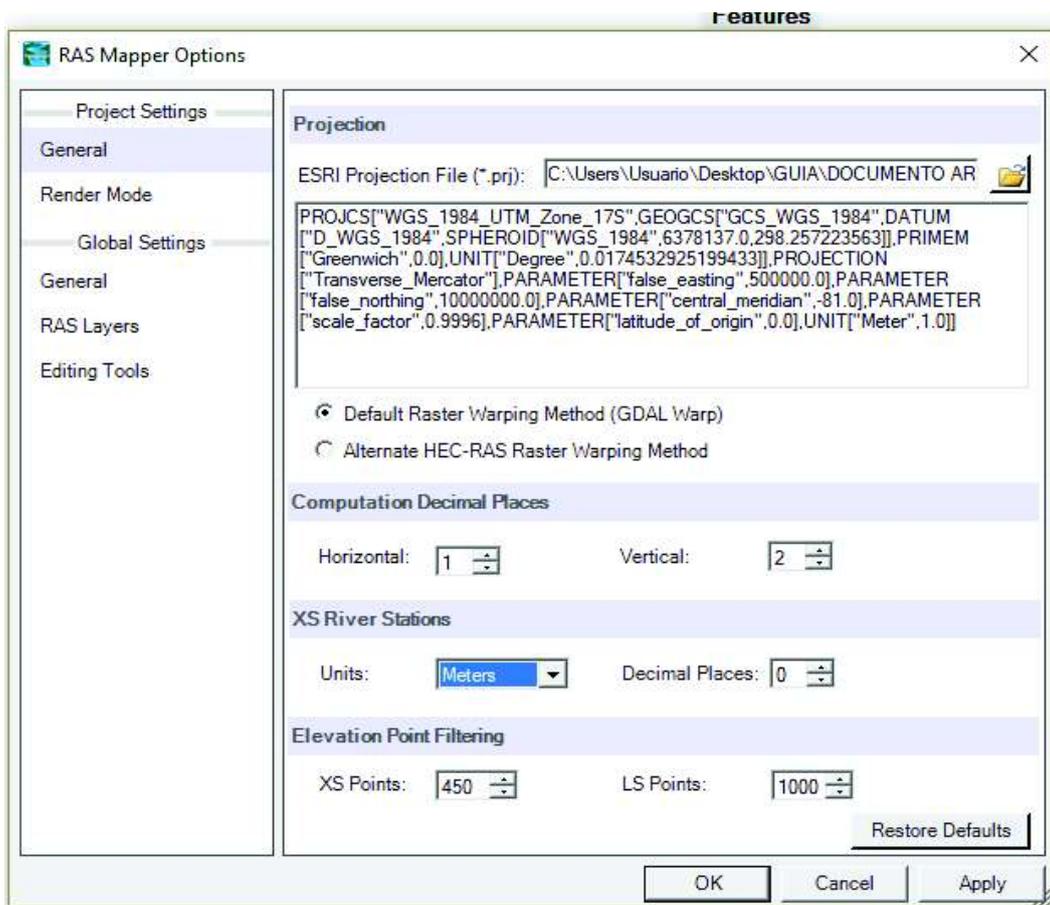
Seguido importar la capa creada en Arc Map. Dar clic en el boton de rasmapper.



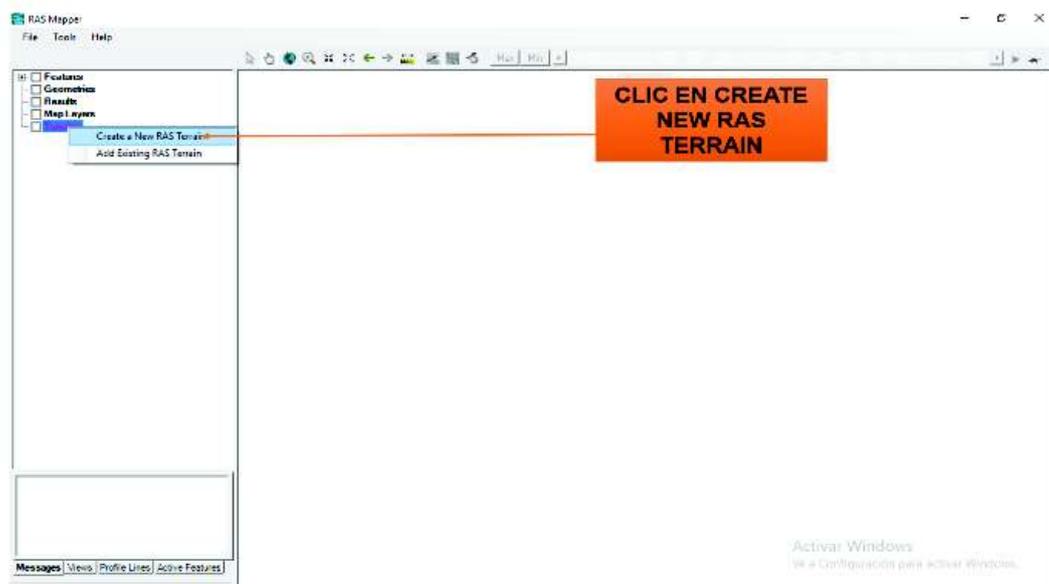
Se debe definir un sistema de proyeccion geográfica, para esto dar clic en tool/>set projection for project.



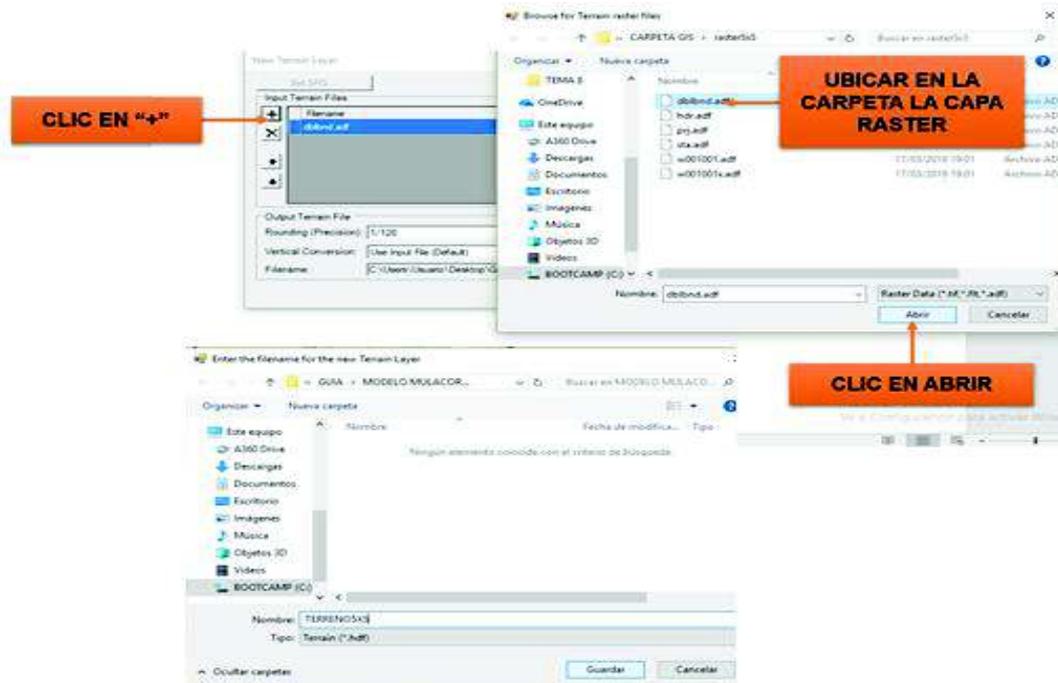
Aparecerá una ventana, dar clic en el icono de la carpeta y ubicar, en este caso una de las curvas de nivel con las que se creó el raster. Esto se hace con el fin de que se trabajen con las mismas coordenadas, dar clic en OK.



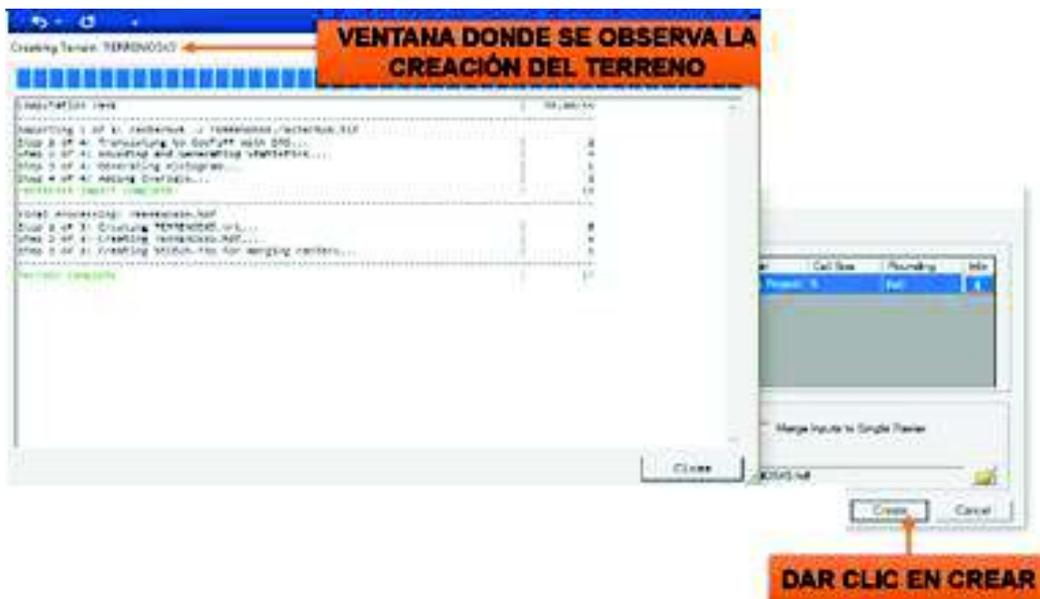
A continuacion importar la capa raster creada anteriormente para esto dar clic derecho en terrain/> create a new ras terrain.



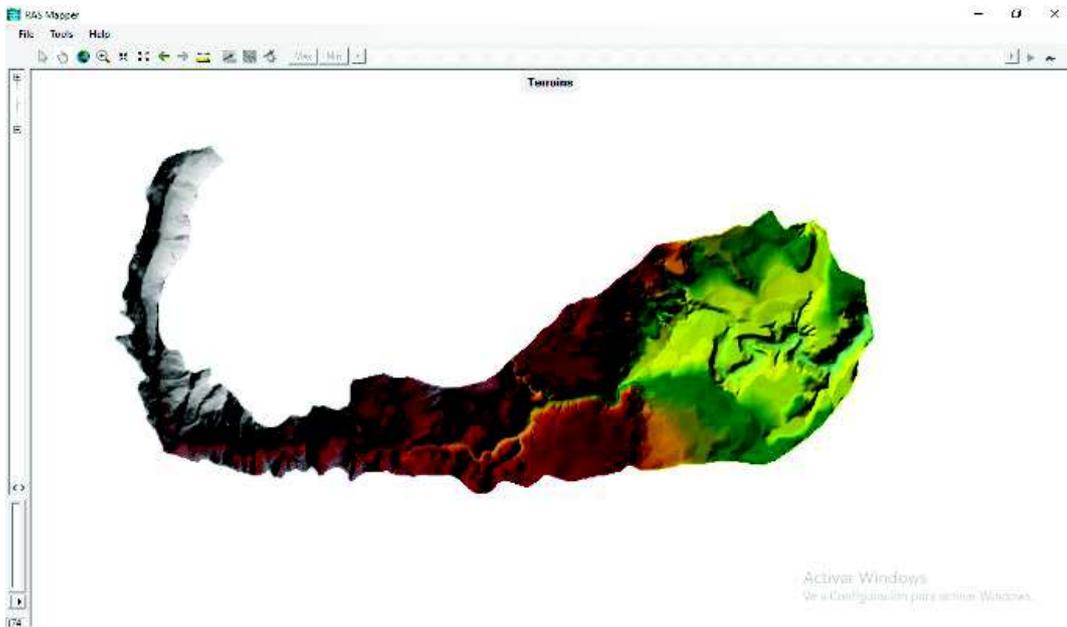
Aparecerá una nueva ventana donde se debe ubicar la capa raster creada (clic en el icono de +), y dar una ubicación para el nuevo archivo que se creará.



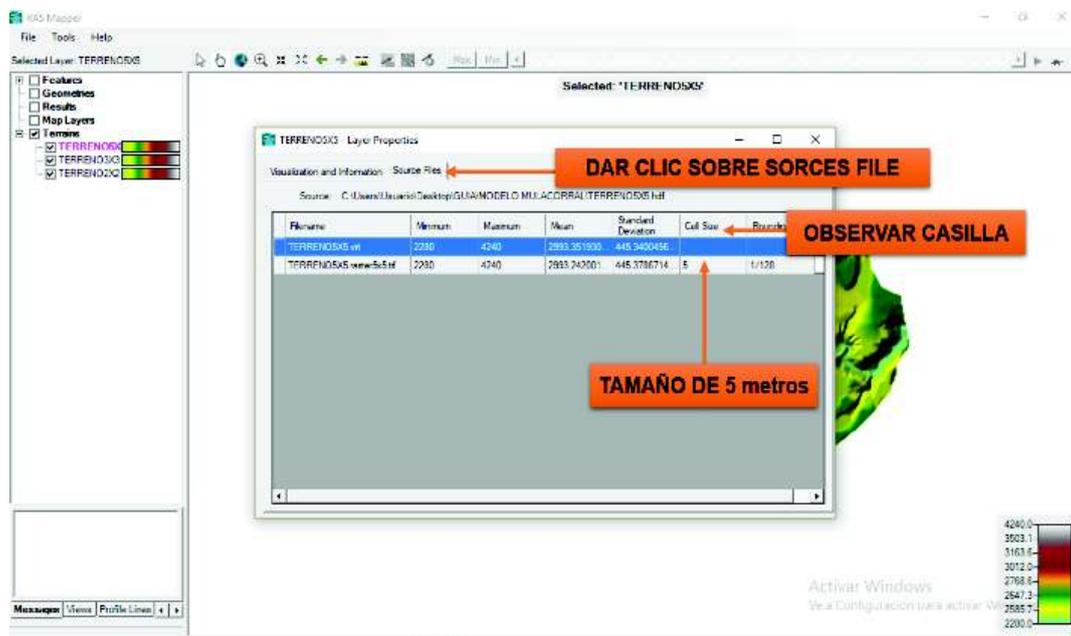
Dar clic en create y se abrirá una nueva ventana donde se verá el avance de la creación del terreno seguido dar clic en close.



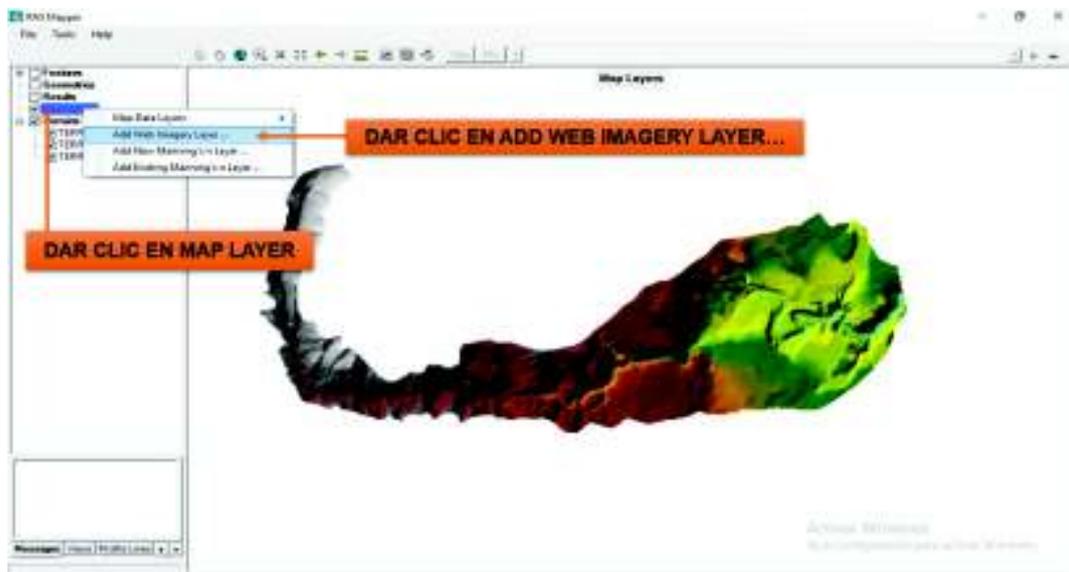
A continuación, se podrá ver la capa 2D creada en el visor de RAS Mapper.



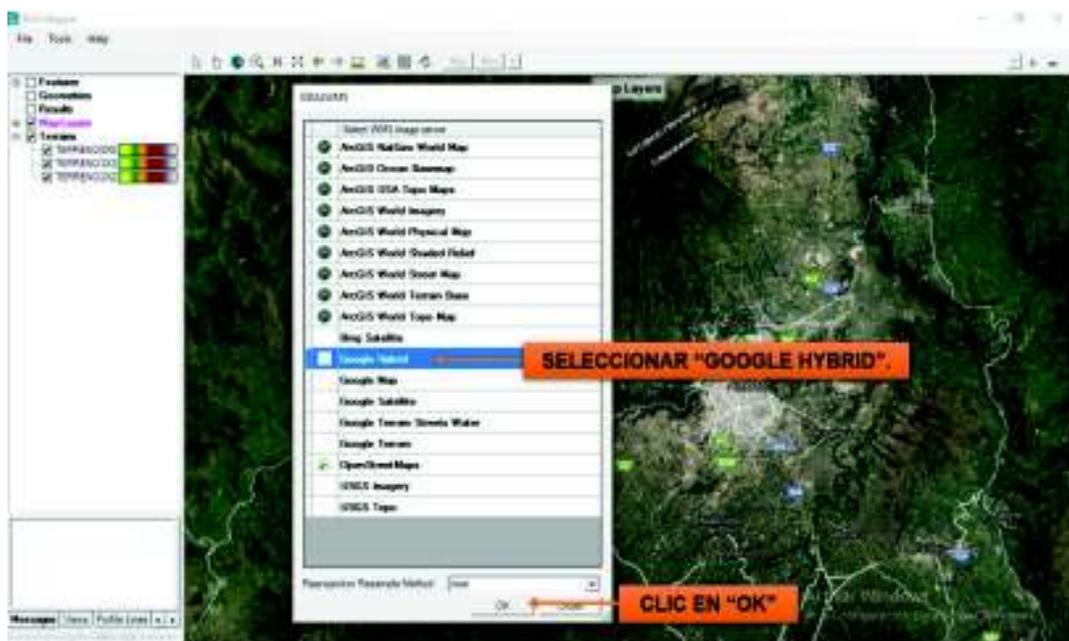
Para ver el tamaño de cada celda dar doble clic sobre la opción “SOURCE FILES” y se observa la casilla “CELLSIZE” el tamaño corresponde a 5 m en este caso específico todo dependerá del tamaño con el que se creó el RASTER en Arc Map. Adicionalmente se puede añadir más capas siguiendo el mismo procedimiento.



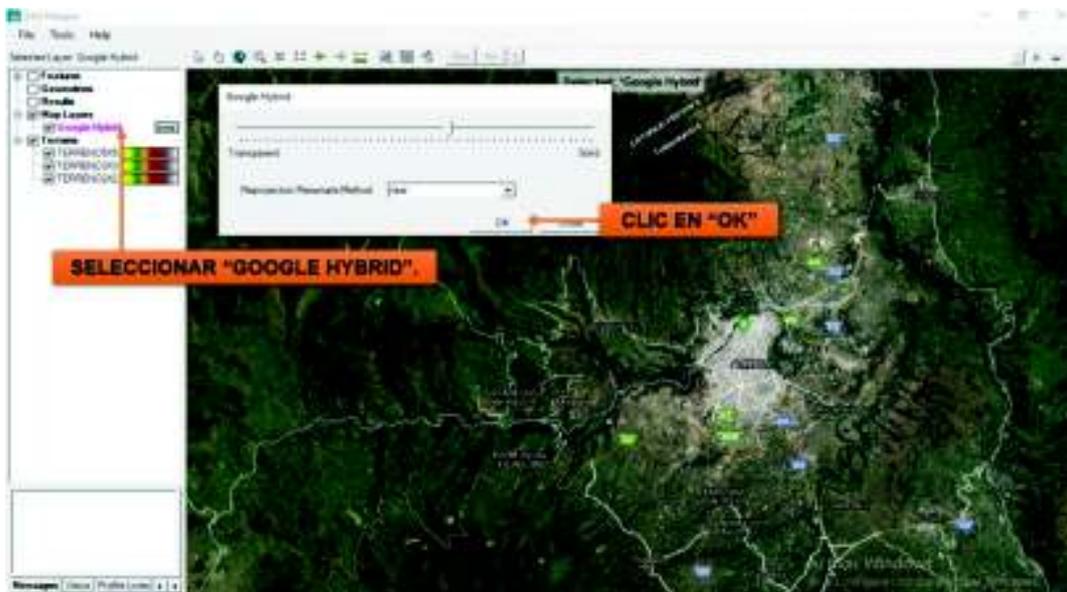
Antes de proceder a crear una malla o un área 2D, es recomendable cargar el visor de Google Maps con el fin de obtener más detalle en el momento de dibujar. Se da clic en MAP LAYERS /> ADD WEB IMAGERY LAYER.



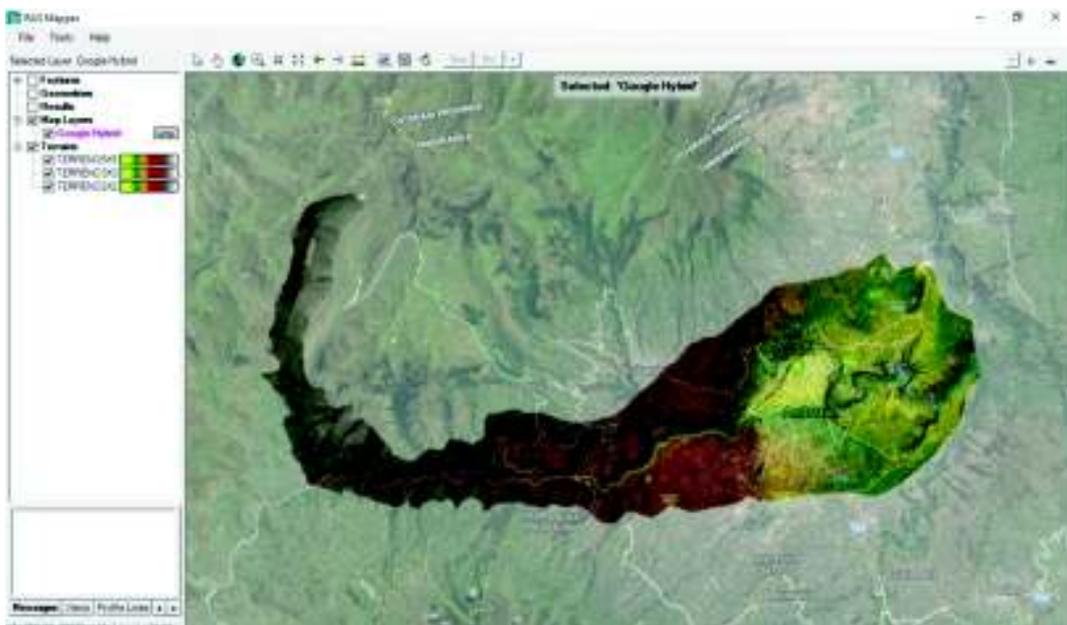
Aparecerá una serie de mapas a elegir en este caso escoger “GOOGLE HYBRID”.



Para aumentar la transparencia de la capa dar doble clic izquierdo. Y se disminuye la escala seguido de “OK”.



Una vez que se activa la transparencia, se obtienen los siguientes resultados:



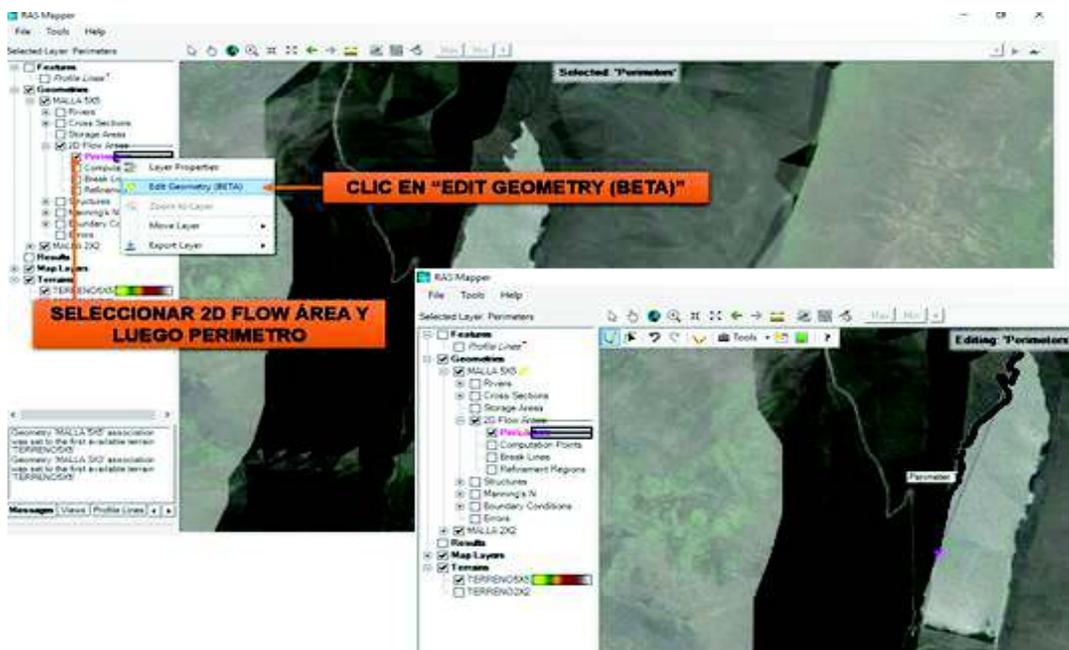
A continuación, crear una nueva geometría.

Para esto se da clic derecho en "GEOMETRY" / ADD NEW GEOMETRY / dar un nombre a la geometría creada.



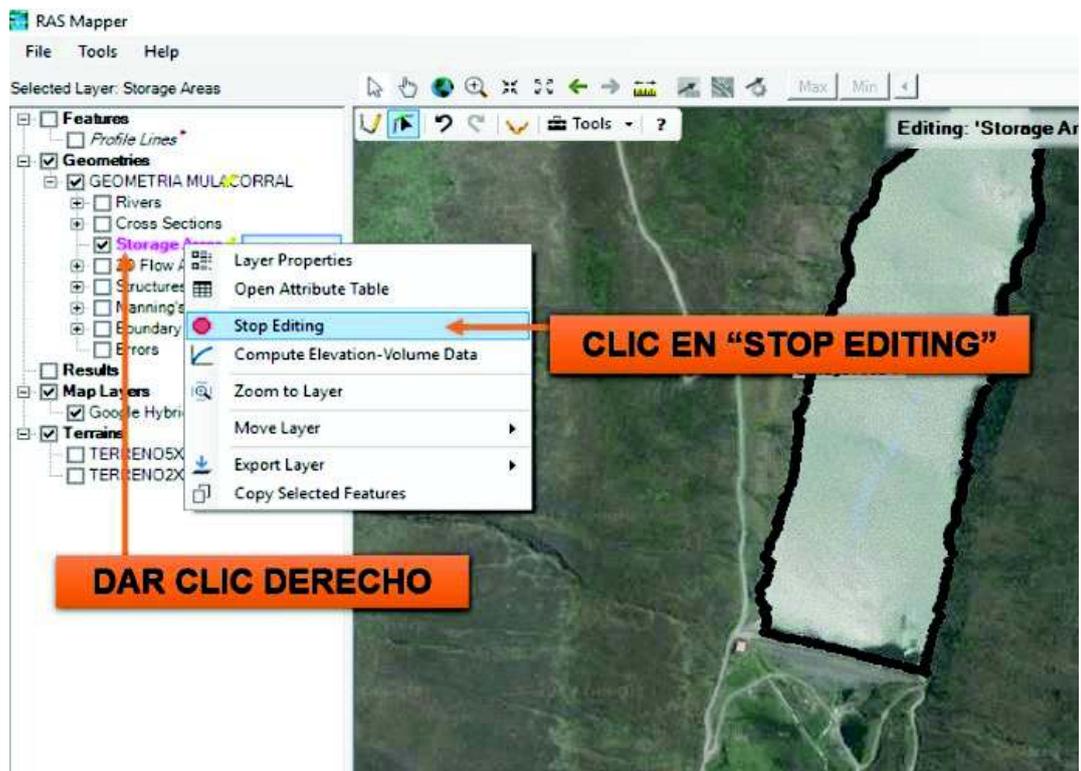
### DELIMITAR ZONA DE ALMACENAMIENTO 2D

Para representar el embalse seguir el siguiente procedimiento 2D FLOW AREA/>PERIMETER/>EDIT GEOMETRY.

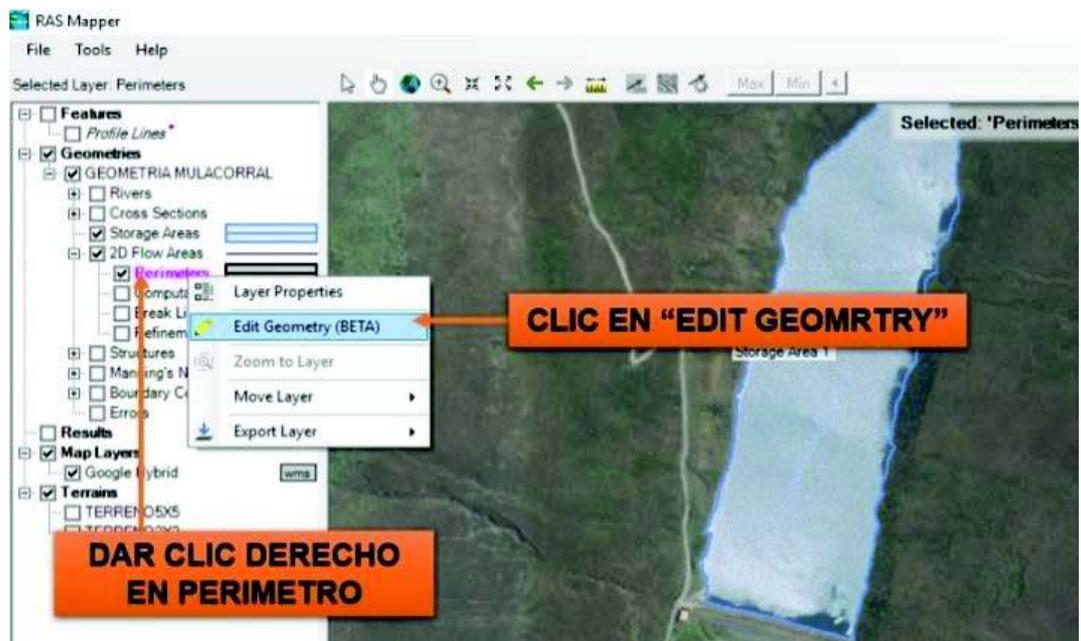


### DELIMITAR ZONA DE INUNDACIÓN CON UN MALLADO 2D

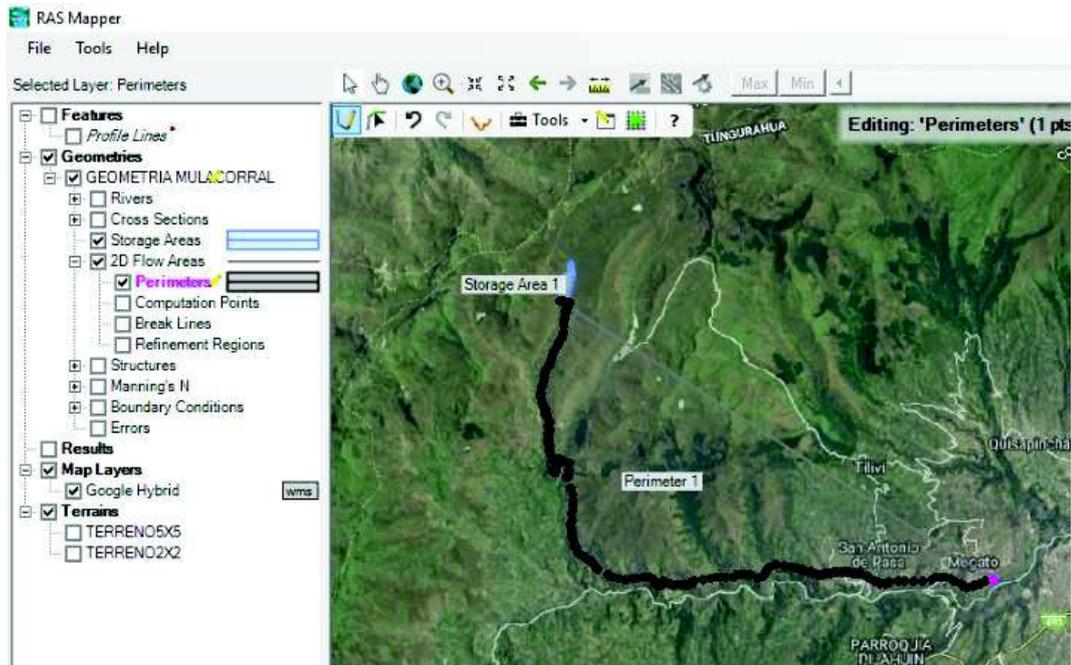
Una vez se termine de dibujar el STORAGE AREA se da clic derecho y "STOP EDITION" luego se da clic en "OK" y se tendrá lo siguiente:



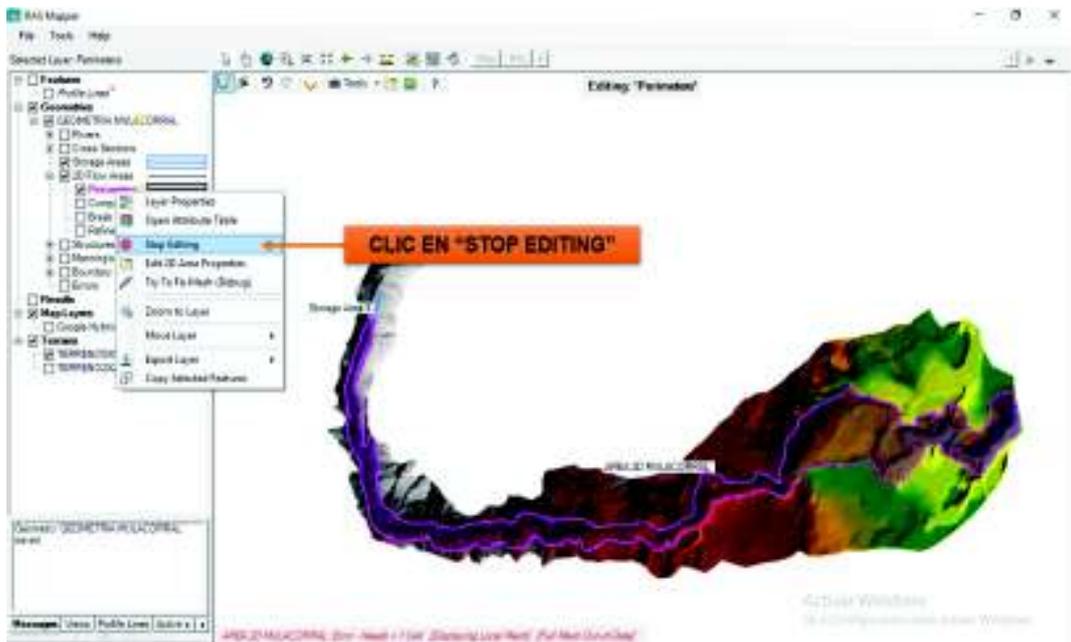
Se procede a delimitar la zona 2D para el mallado de igual manera "2D FLOW AREA", seguido de esto, se da clic en "PERIMETERS EDIT GEOMETRY" seguido dibujar el área.



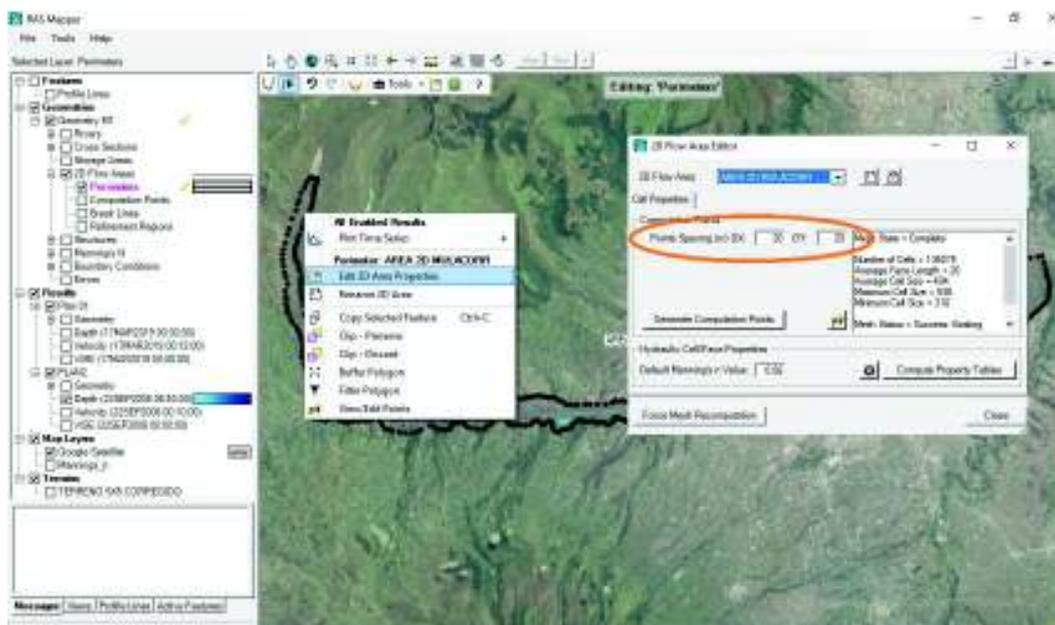
Esto se realizará de forma que se suponga una zona de inundación. La misma puede ser modificada en el caso de que se haya omitido alguna zona de importancia.



Una vez terminado de realizar los cambios se deberá dar clic en la capa modificada y dar clic en “STOP EDITION” teniendo como resultado lo que se muestra en la imagen siguiente.



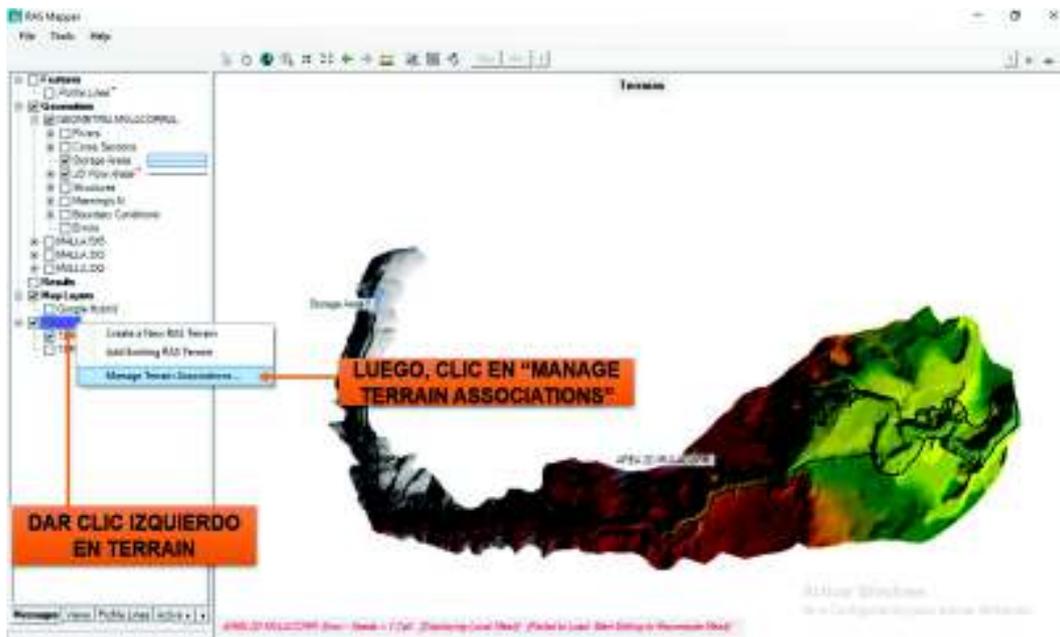
Cuando se haya terminado de dibujar el polígono se deberá indicar el nombre del mismo, posteriormente se indicará el tamaño de celda de la malla dando clic derecho /> EDIT 2D AREA PROPERTY. El tamaño de la celda se indicará en las casillas marcadas. Es importante recordar que mientras más pequeño sea el tamaño de celda más recursos demandará del computador.



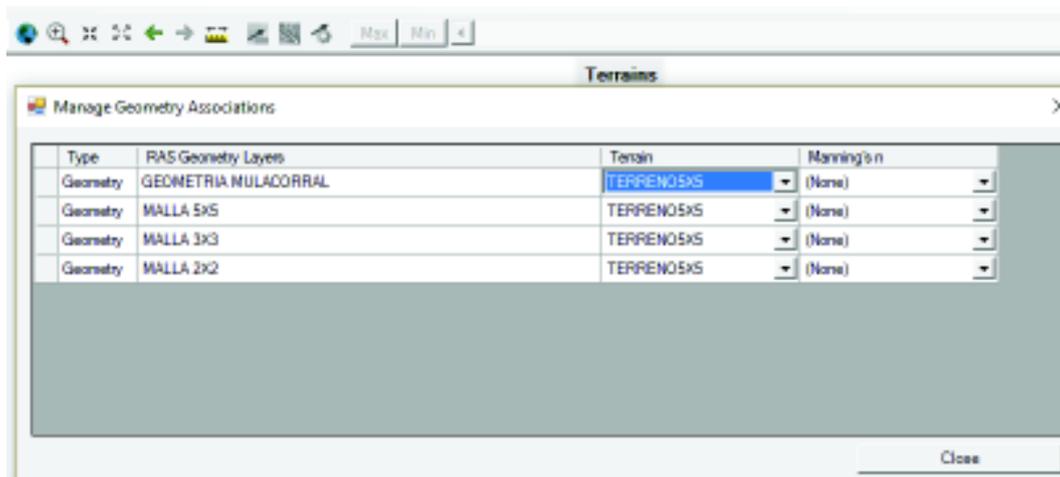
#### NOTA:

Existe la posibilidad de realizar estos procedimientos en la ventana de "GEOMETRY DATA" sin embargo, es más fácil y rápido trabajar en la ventana de RASMAPPER.

Posteriormente para visualizar estos cambios en el GEOMETRY DATA, se debe confirmar que la geometría creada se encuentre asociado con el terreno que se desea, para esto se da clic izquierdo en "TERRAIN" y luego en "MANAGE TERRAIN ASSOCIATIONS".



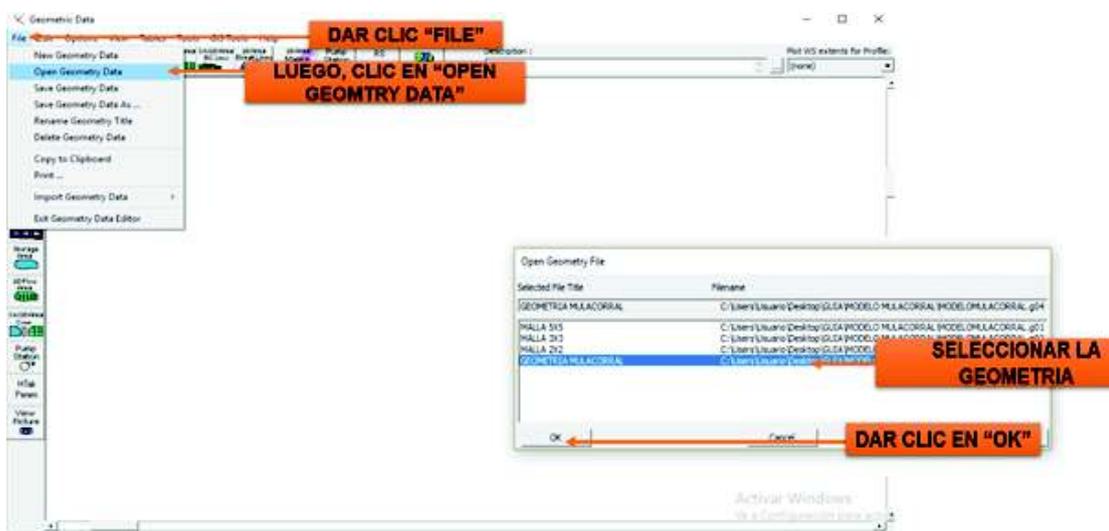
En la ventana que se abre, deberá ser confirmada el vinculo de la geometria asociada.



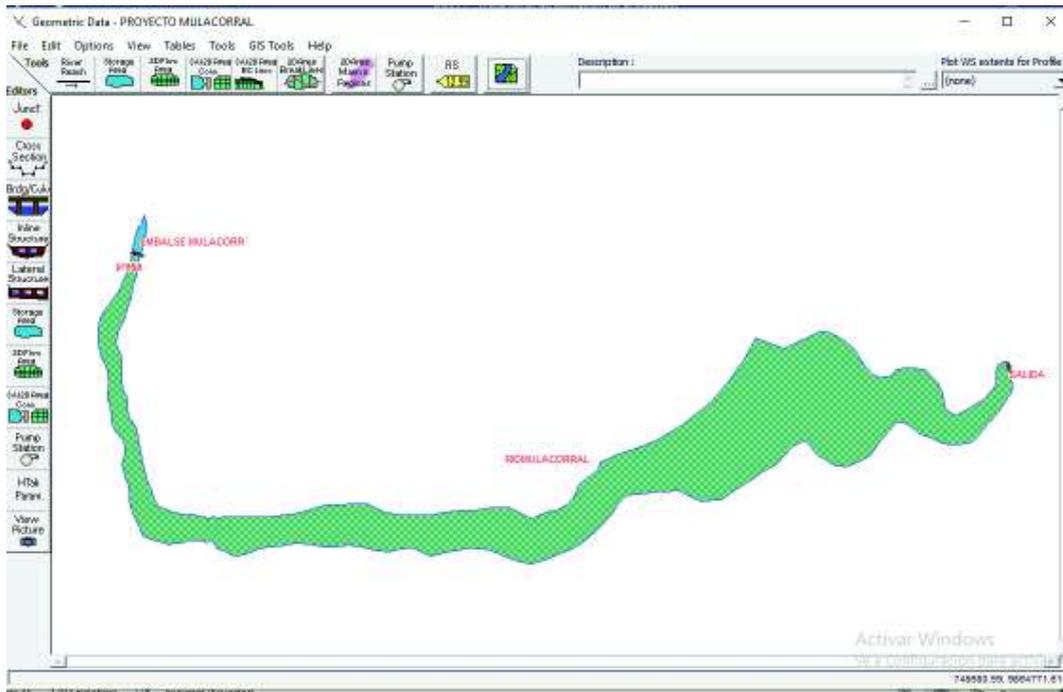
Se procede a abrir la ventana de VIEW/EDIT GEOMETRY DATA en la ventana principal de HEC RAS.



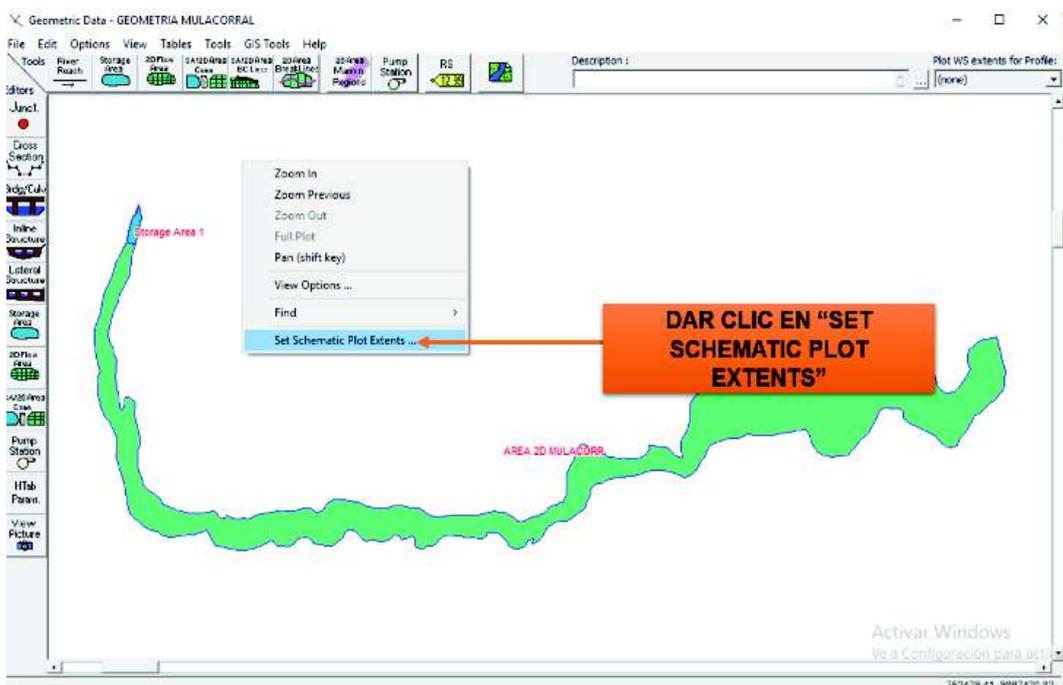
Luego se abre la ventana de "GEOMETRY DATA" y se procede a dar clic en "OPEN GEOMETRY DATA" y se agrega la geometría creada, para luego dar clic en "OK".



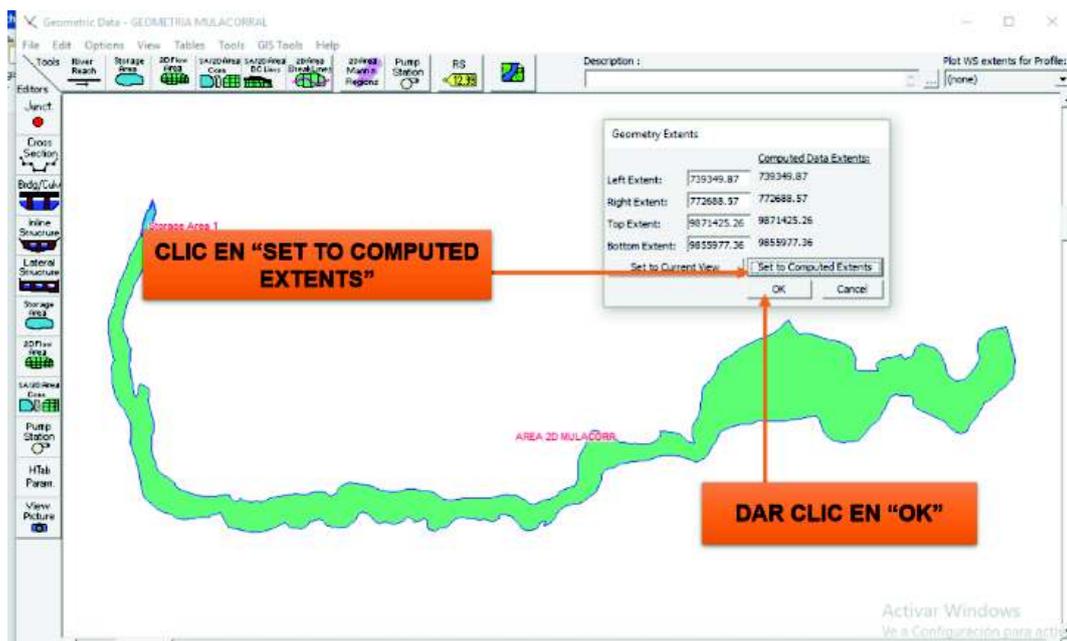
La ventana del editor se mostrará de la siguiente forma:



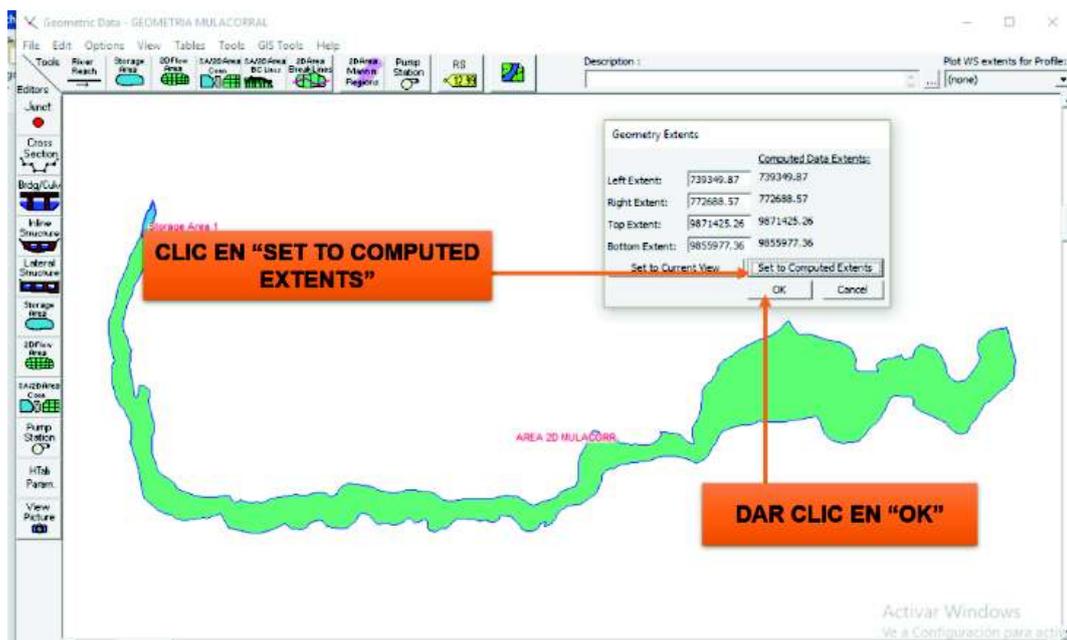
Para adjuntar las vistas del MDT y Google Maps se da clic derecho en el espacio en blanco y luego seleccionar la opción “SET SCHEMATIC PLOT EXTENTS”.



Seleccionar “SET TO COMPUTE EXTENDS”, luego “OK”.



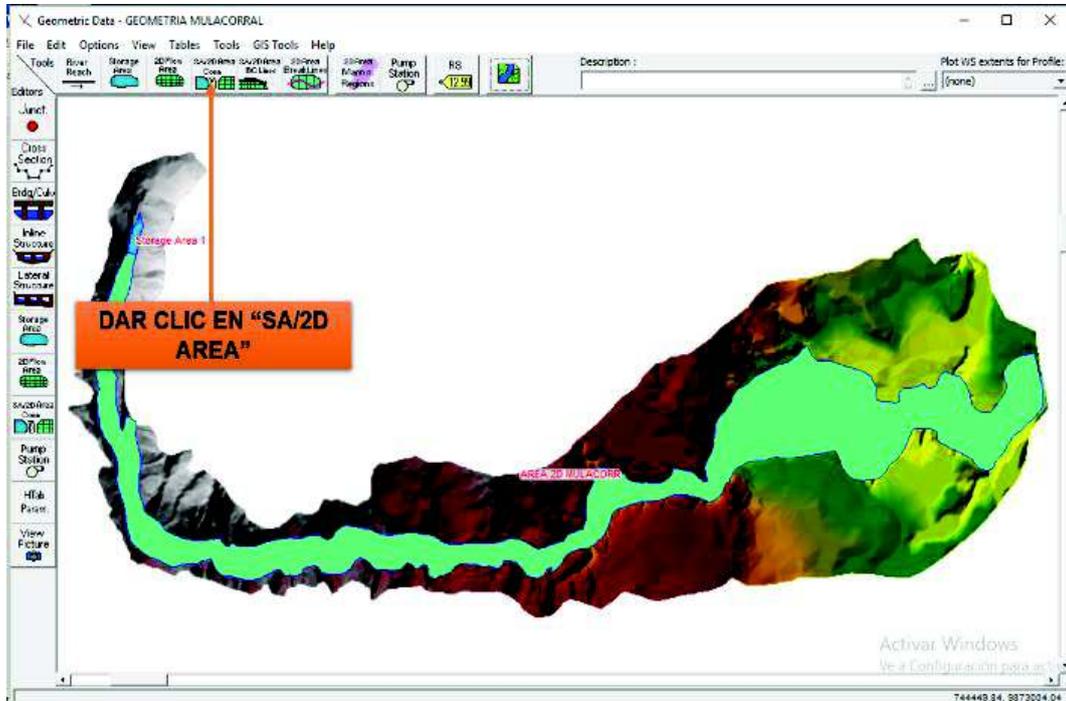
Seguido de esto, debe darse clic en el icono de “SELECT LAYERS”



#### NOTA:

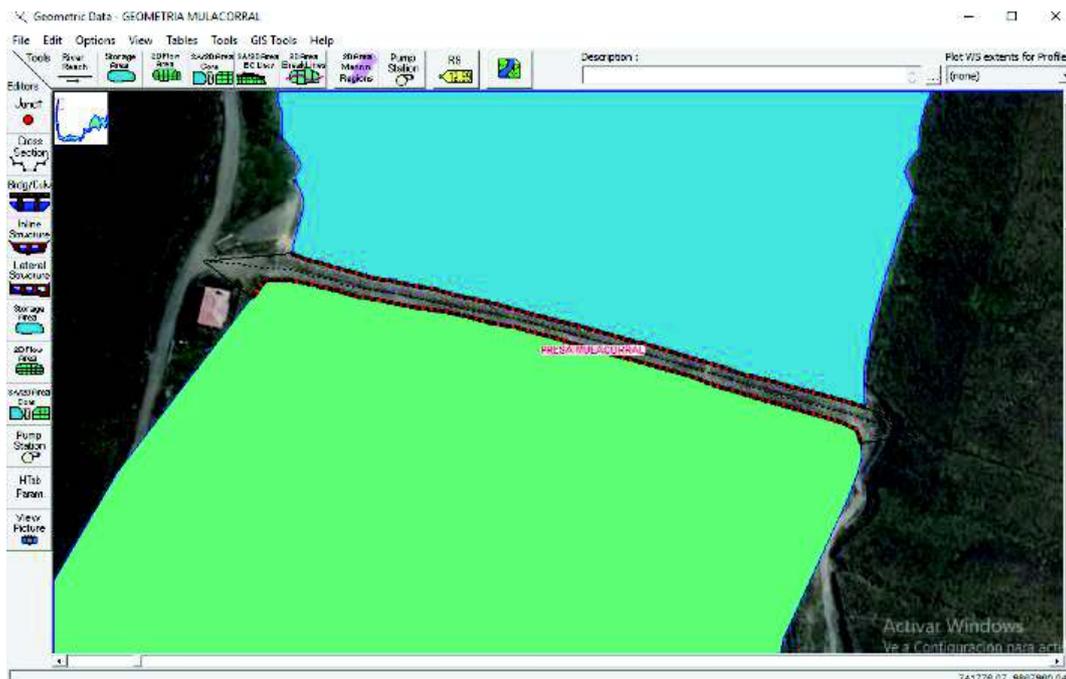
Al elegir la capa de “GOOGLE HYBRID” puede causar demoras debido a la carga computacional extra que genera. Seguido de esto, se debe elegir la opción “PLOT TERRAIN” y clic en “OK”.

Se procede a unir el “STORAGE AREA” y el “2D AREA”, para ello dar clic en el botón de “SA/2D AREA” y dibujar la unión.

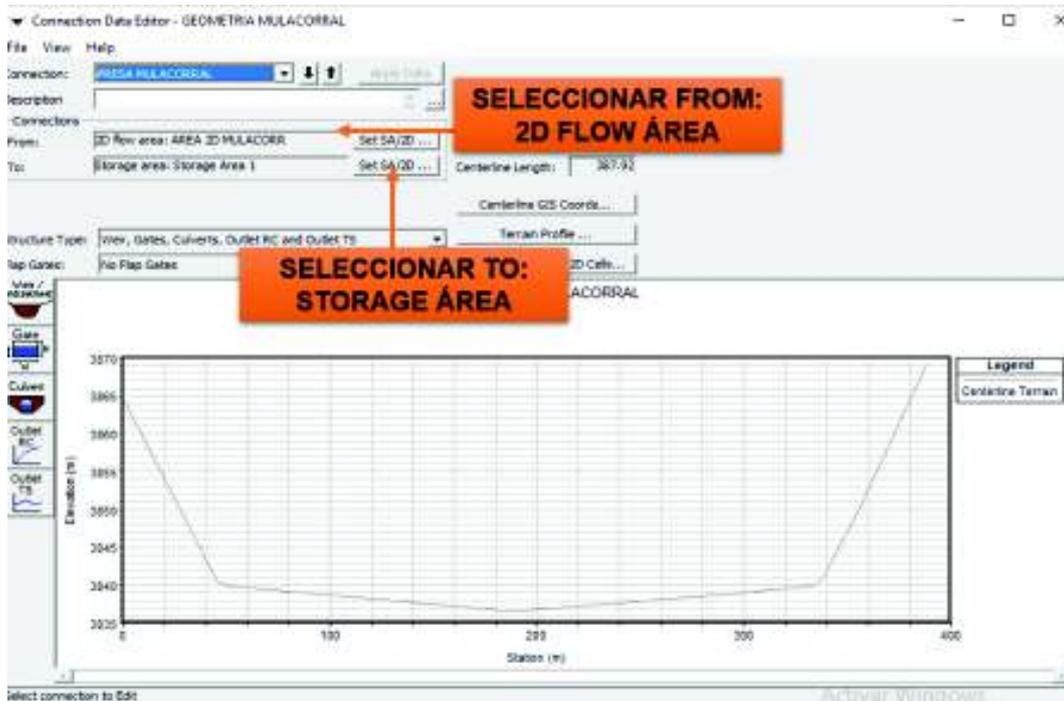


## CREACIÓN DE SECCIONES TRANSVERSALES EN SITIOS DE INTERÉS

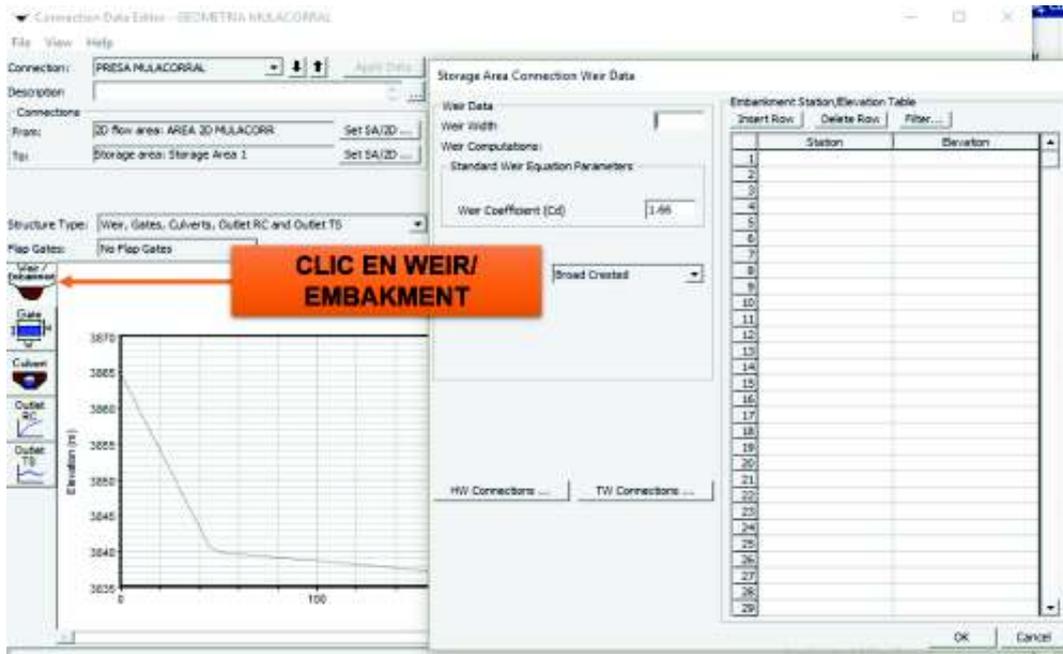
Una vez que se haya terminado se da doble clic izquierdo y se le asigna un nombre a la sección creada.



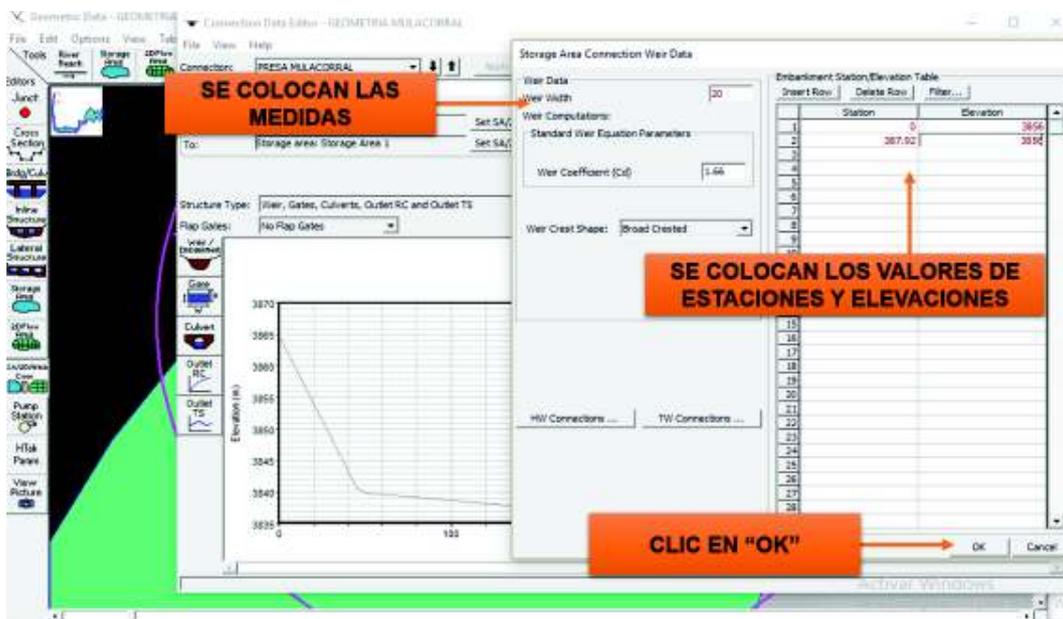
Para editar los valores de la seccion creada se da clic en la boton de “SA/2D AREA” ubicado en el panel izquierdo de la pantalla, se debe tener en cuenta la direccion del flujo en la coneccion para ello se coloca “FROM: 2D FLOW ÁREA”, “TO: STORAGE ÁREA”.

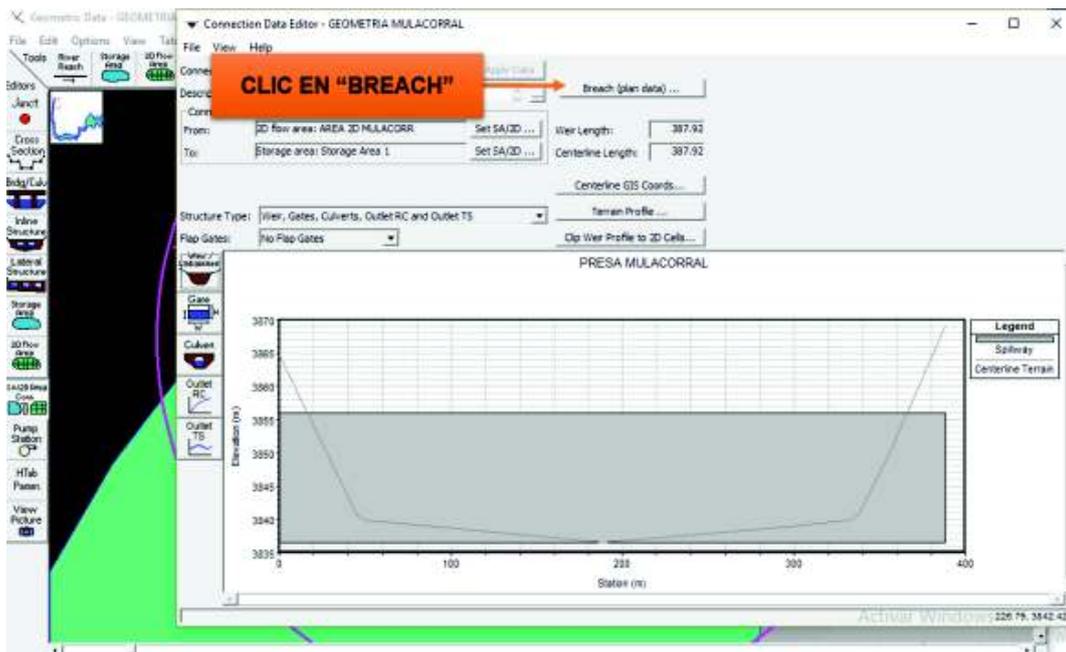


Una vez realizado los pasos mencionados, se procede a agregar la presa, para ello se da clic en “WEIR/EMBAKMENT”.

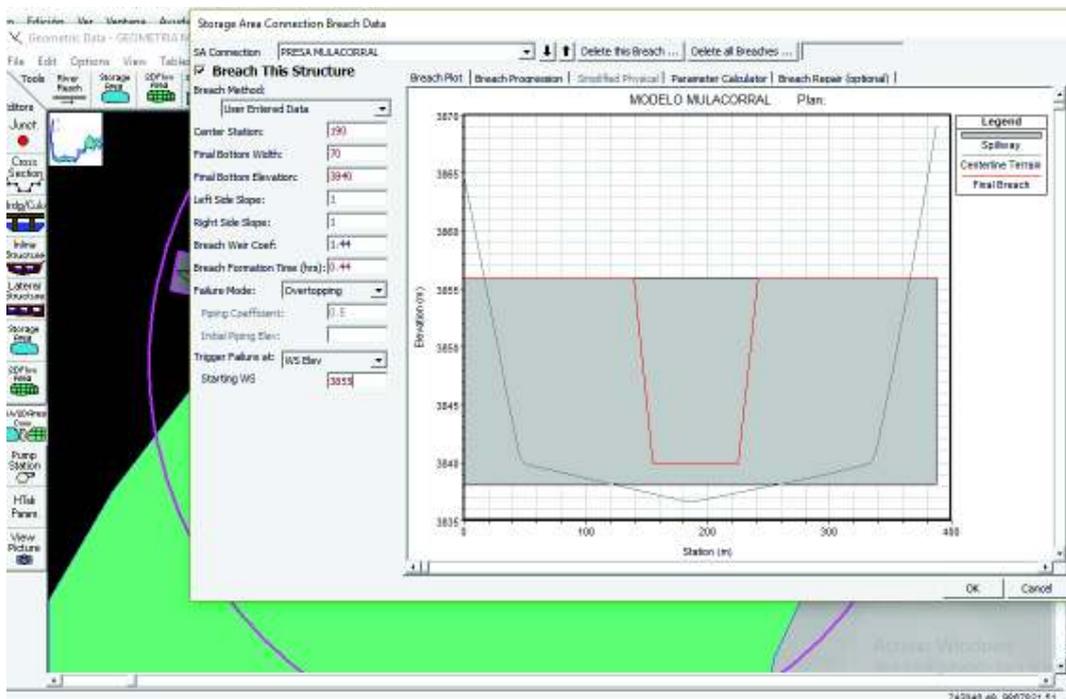


En el campo “WEIR DATA”, se debe escribir el ancho de la presa, y en la tabla se colocan los valores de elevacion y abscisa para la presa a estudiar. El proceso mencionado se realiza de la siguiente manera:





Ahora se procede a establecer la forma y tiempo de la brecha en la presa, para esto, se da clic en la opción "BREACH" (plan data). Los valores de ingreso se encuentran en función de las ecuaciones que describen forma y tiempos de rotura de la presa.



Existe la posibilidad de trabajar con la calculadora de parámetros de rotura, facilitando el ingreso de información de la brecha.

Storage Area Connection Breach Data

SA Connection: PRESA

Breach This Structure

Breach Method: User Entered Data

Carrier Station: 394

Final Bottom Width: 38.02

Final Bottom Elevation: 3837

Left Side Slope: 1

Right Side Slope: 1

Breach Weir Coef: 1.44

Breach Formation Time (hrs): 0.46

Failure Mode: Overtopping

Piping Coefficient: 0.3

Initial Piping Elev:

Trigger Failure at: WS Elev

Starting WS: 3850

Breach Plot | Breach Progression | Simplified Physical | Parameter Calculator | Breach Repair (optional)

Input Data

Top of Dam Elevation (m): 3856

Breach Bottom Elevation (m): 3837

Pool Elevation at Failure (m): 3856

Pool Volume at Failure (1000 m<sup>3</sup>): 1500

Failure mode: Overtopping

MacDonald

Dam Crest Width (m): 5

Slope of US Dam Face Z1 (H/V): 1

Earthfill Type: Non-homogeneous or Rockfill

Slope of DS Dam Face Z2 (H/V): 1

Xu Zhang (and Von Thun)

Dam Type: Dam with corsewall

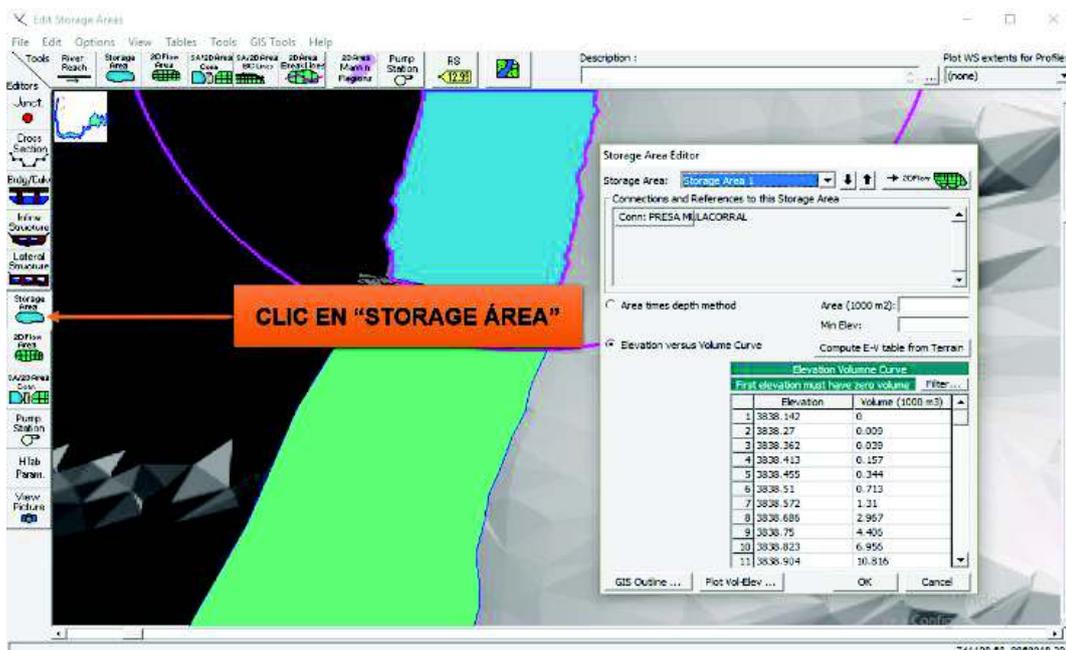
Dam Eroability: Medium

Method	Breach Bottom Width (m)	Side Slopes (H/V)	Breach Development Time (hrs)	
MacDonald et al	24	0.5	0.61	Select
Freehlich (1990)	28	1.4	0.53	Select
Freehlich (2008)	30	1	0.55	Select
Von Thun & Gillete	56	0.5	0.63	Select
Xu & Zhang	30	1.15	1.06 *	Select

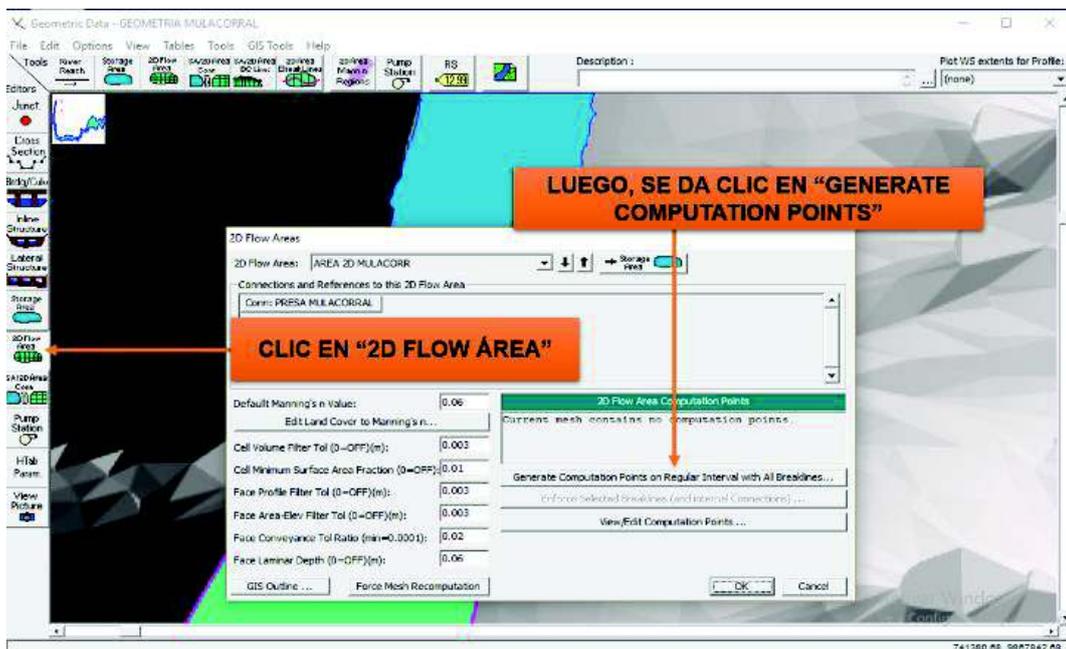
\* Note: the breach development time from the Xu Zhang equation includes more of the initial erosion period and post erosion than what is used in the HEC-RAS breach formation time.

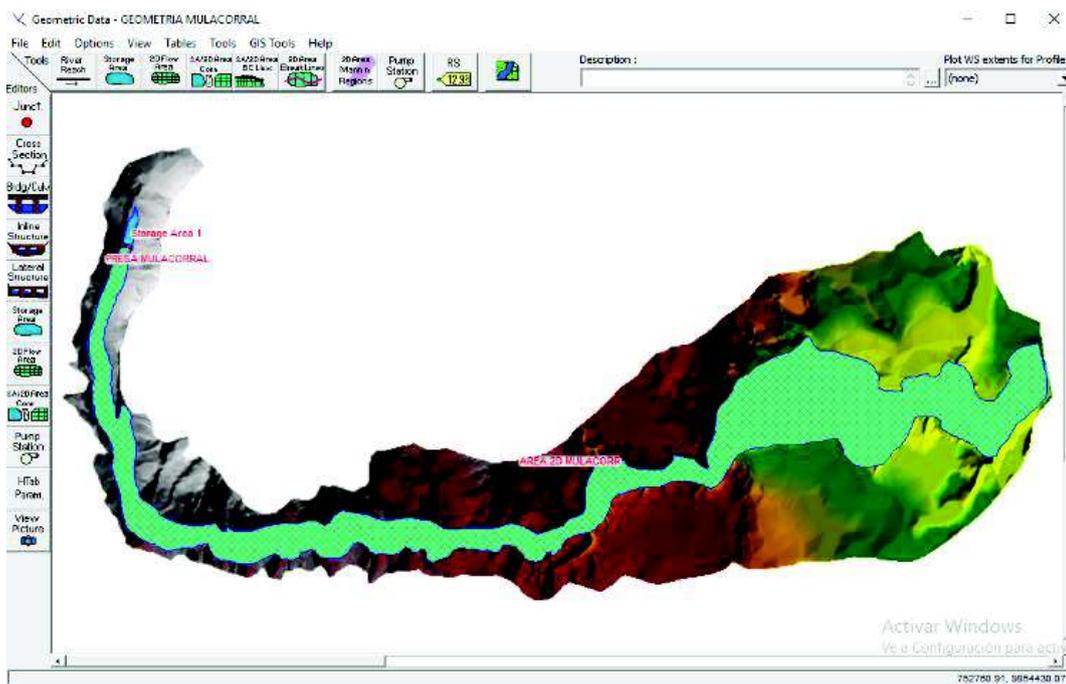
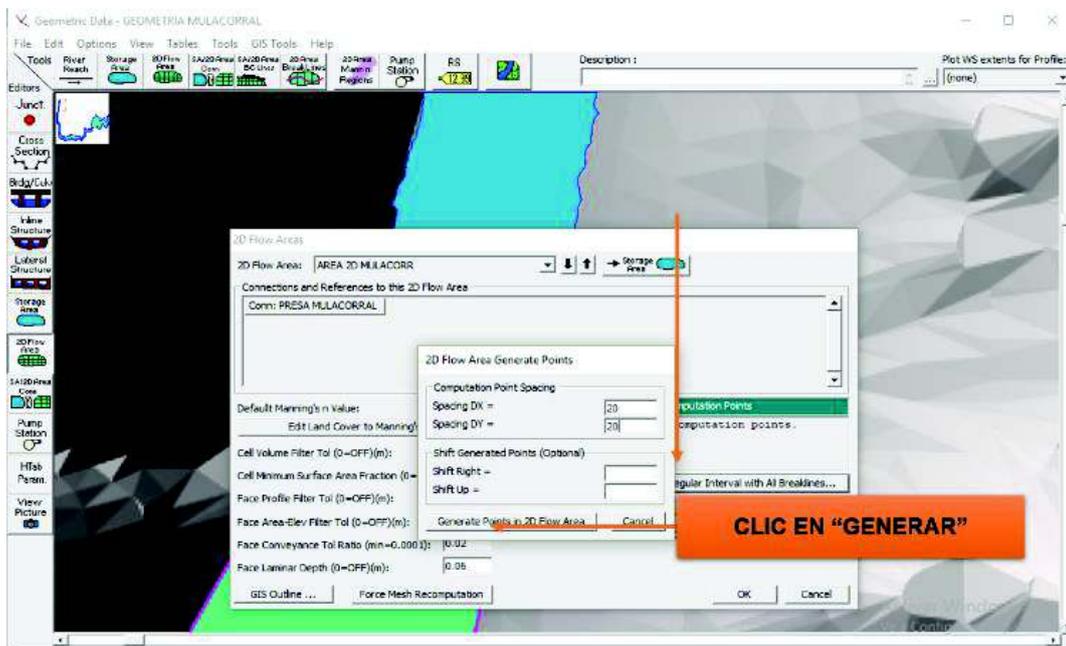
OK Cancel

Lo siguiente es establecer los valores para el embalse dando clic en “EDITORS STORAGE AREA”, se observa que los valores de volumen vs elevación han sido generados en función de las curvas de nivel. Cabe señalar que estos pueden ser modificados sin nignun problema.

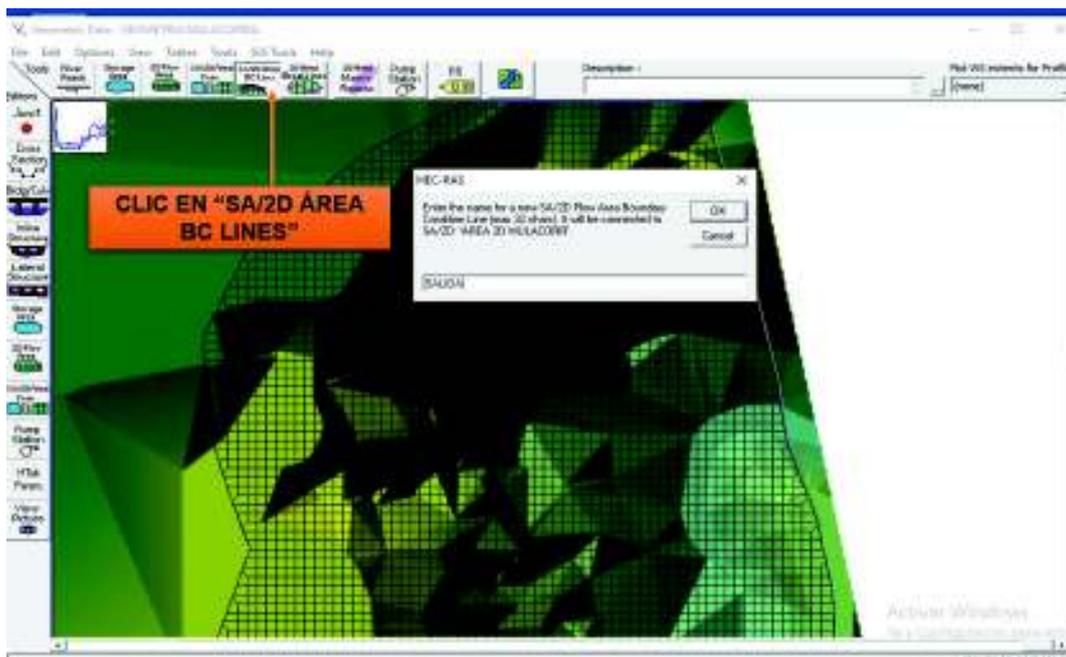


Como caso de ejemplo se muestra como modificar nuevamente la malla desde el GEOMETRY EDITOR. Para este procedimiento se debe dar clic en la opción “2D FLOW ÁREA”, ubicada en la barra lateral izquierda, luego se da clic en la opción “GENERATE COMPUTATION POINTS” ó “REGULAR INTERVAL WITH BREAKLINE”.



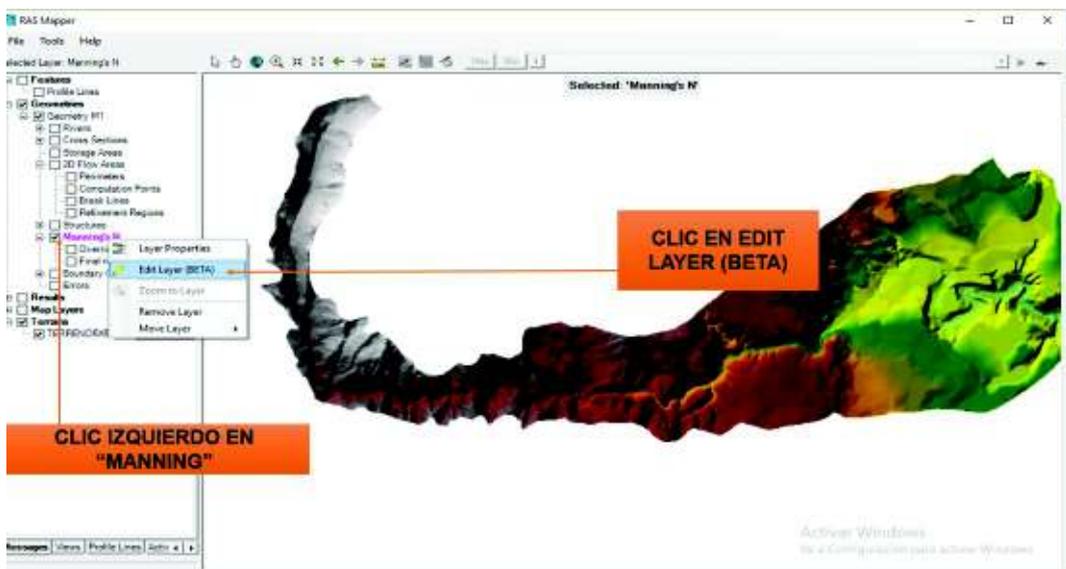


Lo siguiente es generar la salida del rio, para esto se debe dar clic en “SA/2D AREA BC LINES” y dibujar la salida en la parte más baja considerada para este estudio.



### IDENTIFICAR ZONAS PARA EL INGRESO DEL VALOR DE N DE MANNING

Seguido de esto se ingresan los valores de Manning para cada una de las zonas. Para ello se procede a abrir la ventana de "RASMAPPER", en la parte izquierda de la pantalla y se da clic izquierdo en "MANNING" y luego en "EDIT DATA LAYER".

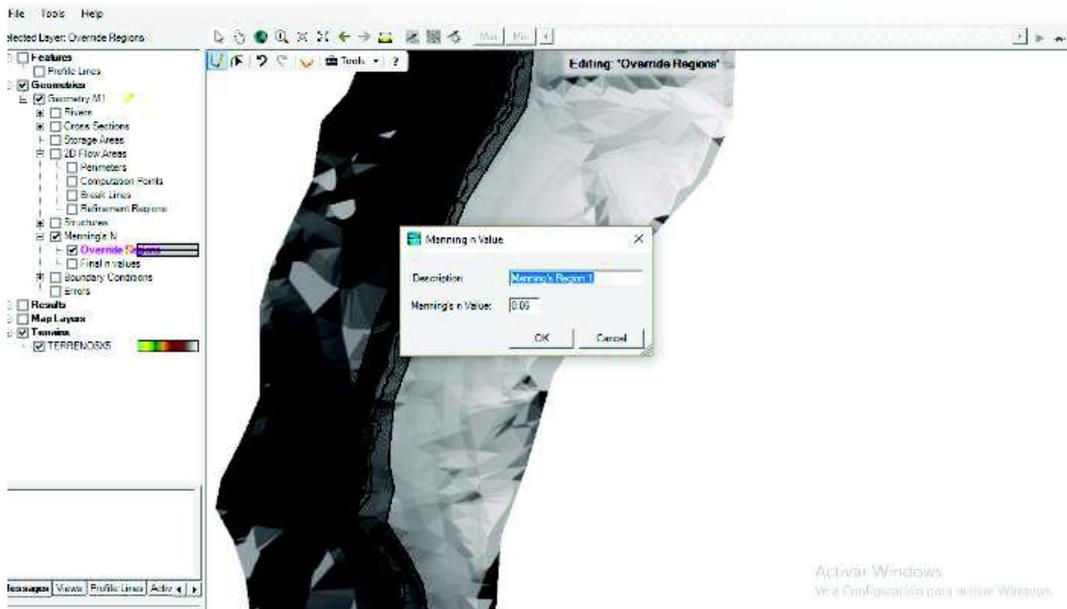


Se procede a dibujar el polígono para cada una de las áreas identificadas. Es importante mencionar que, en este caso al trabajar sin un modelo físico o un evento

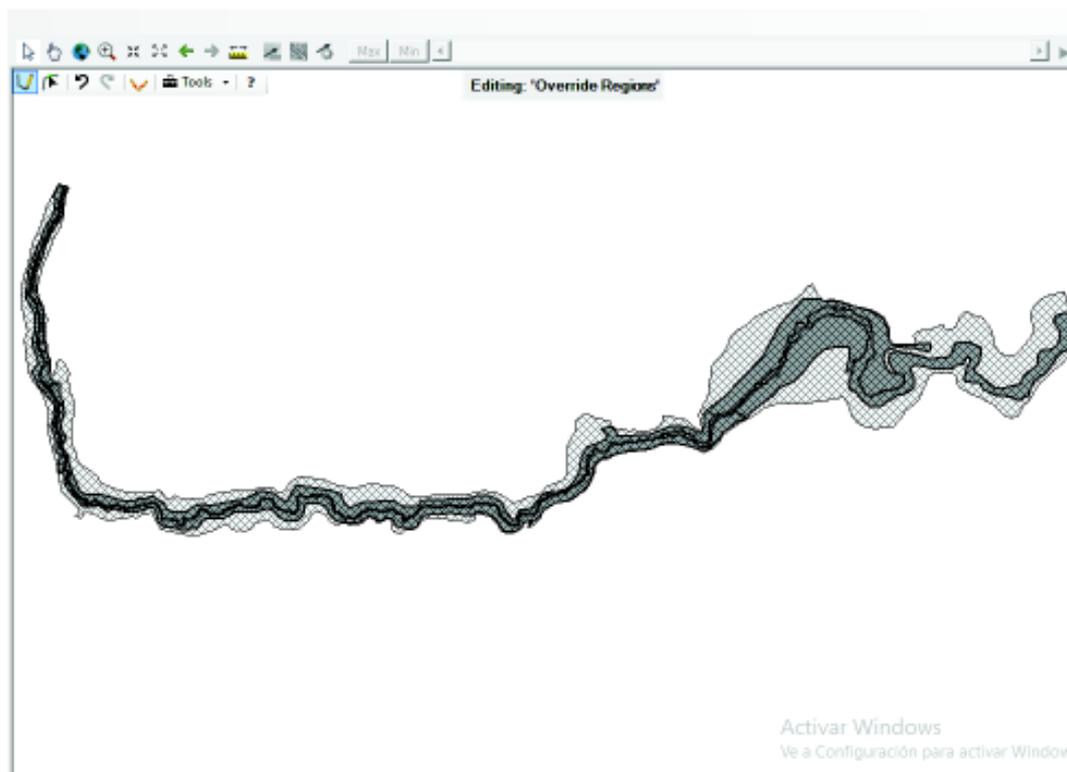
de similares características, se realiza la asignación del valor de Manning en base a observaciones realizadas en campo con ayuda de Google Maps.



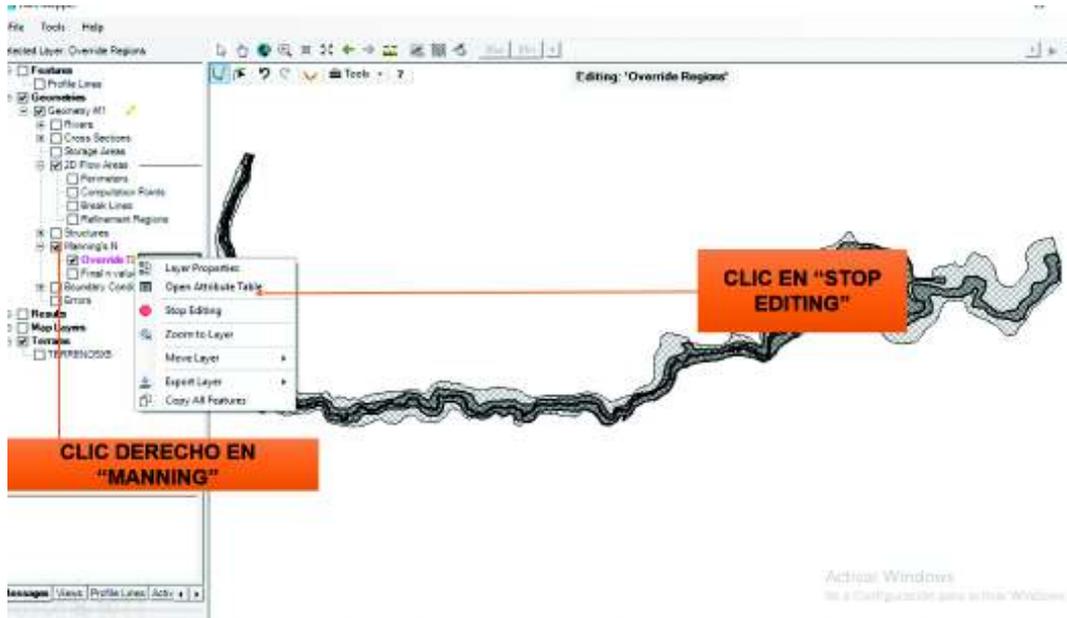
Una vez se haya dibujado el polígono para la zona identificada se cierra dando doble clic, seguido de esto, aparecerá la siguiente ventana. Donde se llenan los campos con un nombre de identificación y el valor que se vaya a asignar. Sin embargo, esto puede ser modificado en pasos futuros.



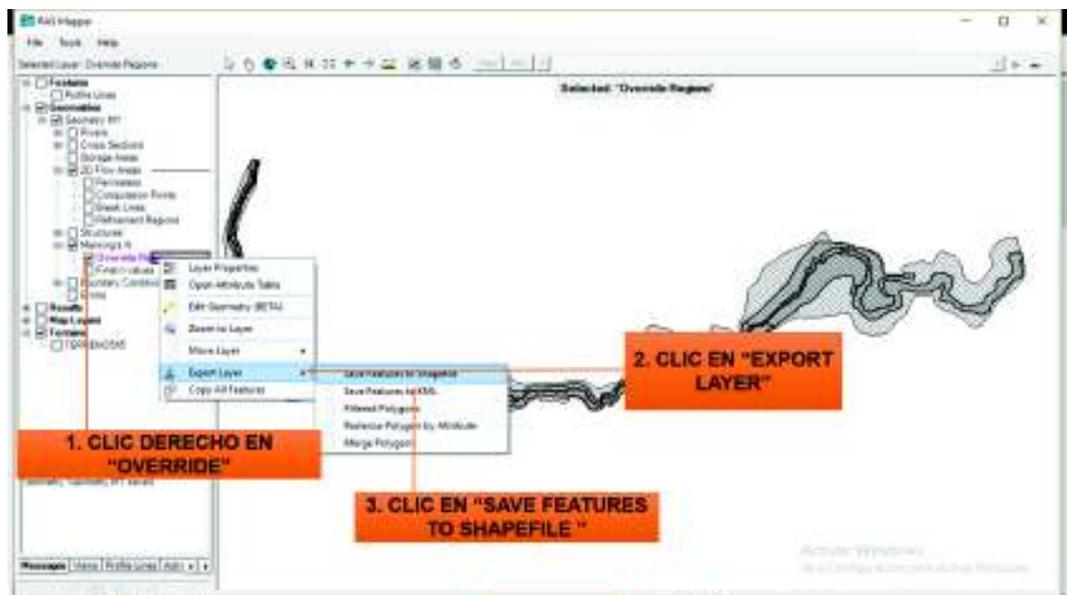
Una vez se hayan creado todas las capas necesarias se tendrá lo siguiente.



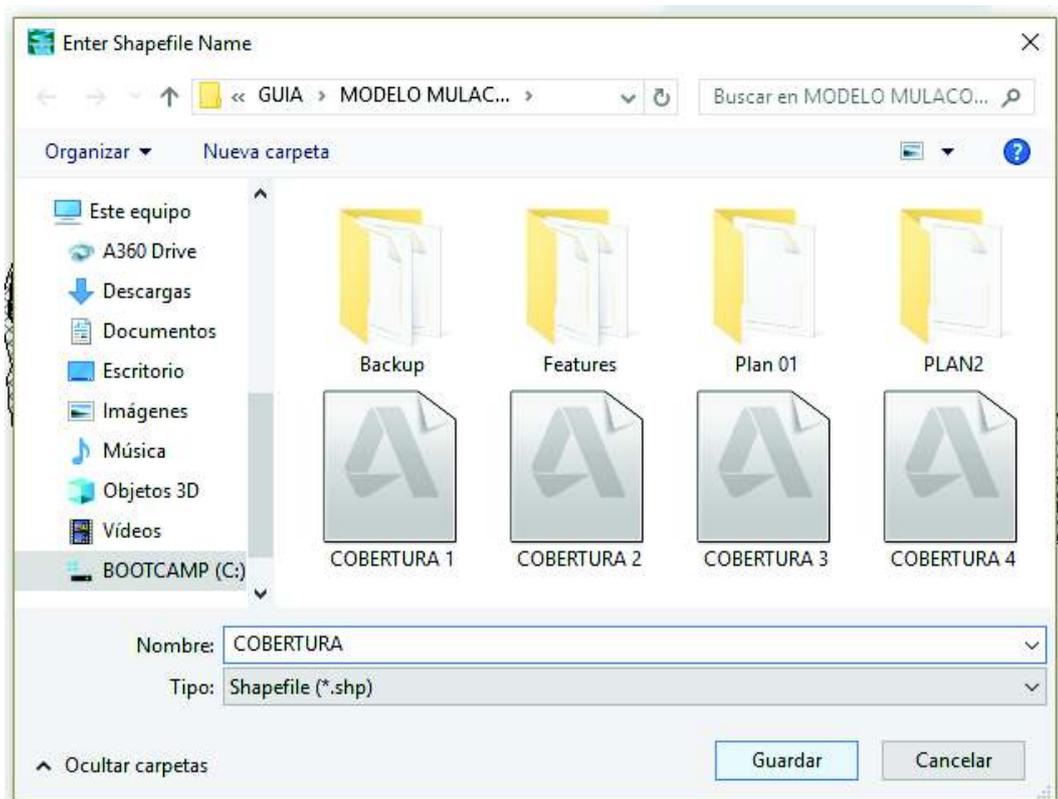
Es importante guiarse con la capa de mallado y raster para procurar no trazar el polígono fuera de estas. Seguido de esto, se debe dar clic derecho en la pestaña de MANNING para parar la edición.



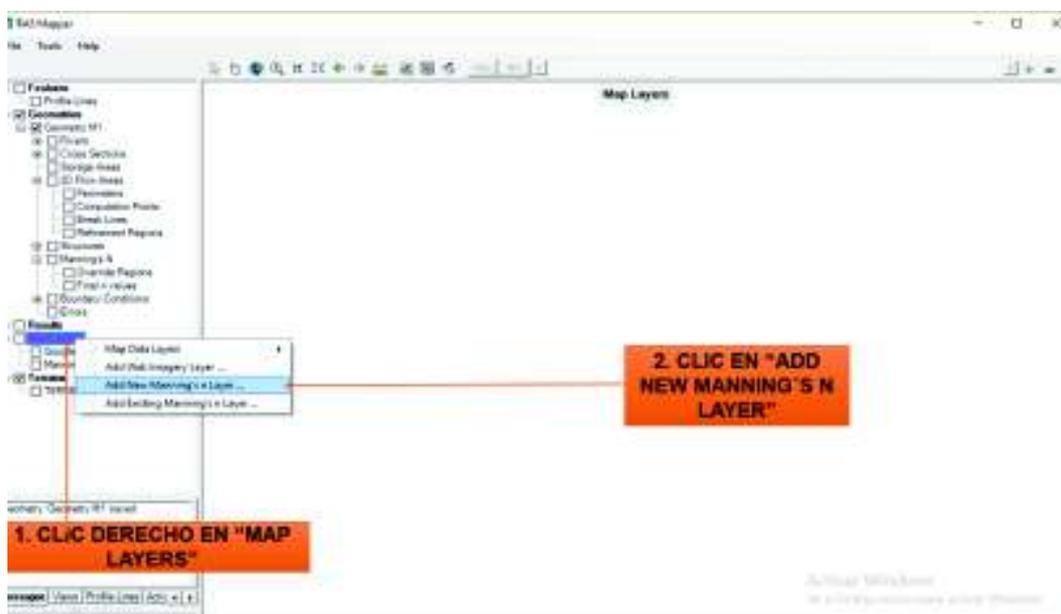
A continuación, se da clic derecho en “OVERRIDE REGION” / “EXPORT LAYER”/ “SAVE FEATURES TO SHAPEFILE”. Con el fin de crear una capa que posteriormente será cargada en HEC RAS.



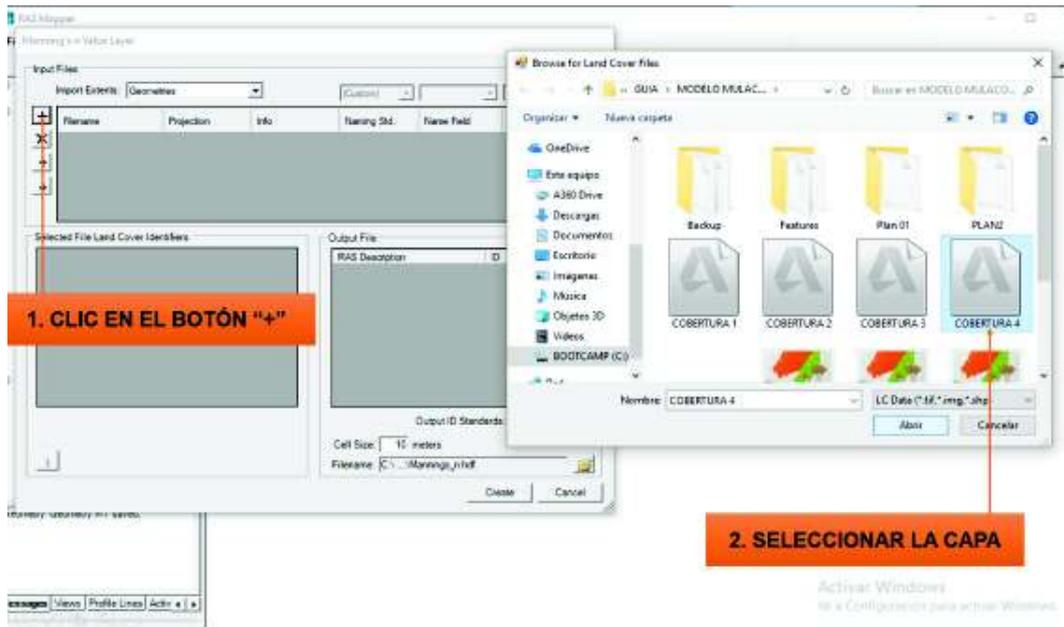
Luego, se asigna la capa y se le da un nombre.



Ahora se debe cargar la capa creada. Para ello, se da “clic derecho” en la pestaña de “MAP LAYER” / “ADD NEW MANNING LAYER”.



Aparecerá una ventana donde se procede a cargar la capa creada dando clic en el icono “+”.



Una vez que la capa este cargada se procede a asignar los valores de Manning a cada polígono. Tal como se muestra a continuación:

Manning's n Value Layer

Input Files

Import Extents:

Filename	Projection	Info	Naming Std.	Name Field	Mann. N Field
COBERTURA 4.shp	(Same as Project)	11 of 11 Polygon...	(Custom)	Name	n_Value

Selected File Land Cover Identifiers

Name Field	Description
RIO 3	RIO 3
RIO 1	RIO 1
RIO 2	RIO 2
AREA BOSCOSA 1	AREA BOSCOSA 1
REGION PARAMO 1	REGION PARAMO 1
REGION PARAMO 2	REGION PARAMO 2
ZONA SEMBRIO 1	ZONA SEMBRIO 1
ZONA MEDIA 1	ZONA MEDIA 1
MEDIA MONTA?A 2	MEDIA MONTA?A 2
ZONA POBLADA 1	ZONA POBLADA 1
ZONA POBLADA 3	ZONA POBLADA 3

Output File

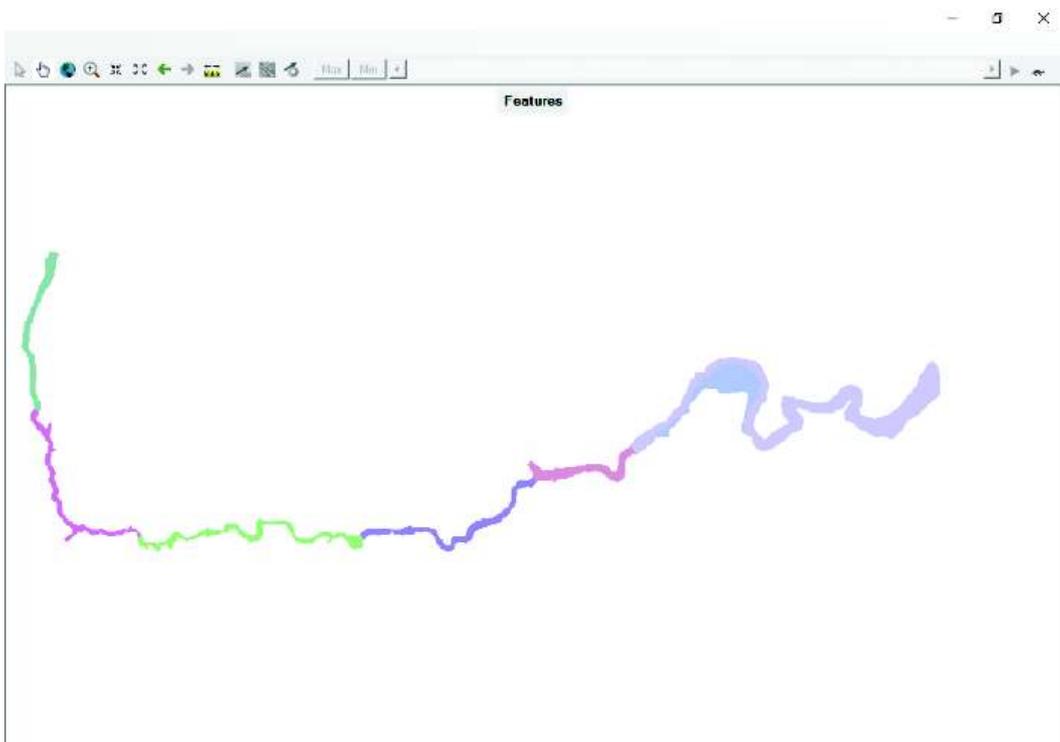
RAS Description	ID	Mann. N
NoData	0	
AREA BOSCOSA 1	1	
MEDIA MONTA?A 2	2	
REGION PARAMO 1	3	
REGION PARAMO 2	4	
RIO 1	5	
RIO 2	6	
RIO 3	7	
ZONA MEDIA 1	8	
ZONA POBLADA 1	9	
ZONA POBLADA 3	10	
ZONA SEMBRIO 1	11	

Output ID Standards:

Cell Size:  meters      Output Size: <1 MB

Filename:

Se creará un nuevo mapa donde las zonas estén identificadas para cada valor de Manning asignado como se muestra a continuación:



## INGRESAR CONDICIONES INICIALES Y DE BORDE

Lo siguiente es establecer las condiciones de borde. Para realizar este proceso, se procede a dar clic en “UNSTEADY FLOW DATA” y en la condición de borde en la salida se da clic en la opción “NORMAL DEPTH” y se ingresa el valor de la pendiente que debe poseer la línea de energía.



Existen diferentes formas para representar condiciones de borde para la rotura de presas, sin embargo, la que se utilizará en este ejemplo es “Normal Depth”.

**Normal Depth Downstream Boundary**

SA: AREA 2D MULACORR BCLine: SALIDA

Friction Slope:

2D Flow Area Boundary Condition Parameters

Compute separate water surface elevation per face along BC Line

Compute single water surface for entire BC Line

OK Cancel

Clic en “INITIAL CONDITION” y se ingresa el valor de la cota del agua en el embalse, los demás campos quedan en blanco. Seguido a esto se da clic en “FILE”, luego en “SAVE PLAN”.

Unsteady Flow Data - FLUJO VARIABLE 1

File Options Help

Description:

Boundary Conditions:  Initial Conditions

Initial Flow Distribution Method

Use a Restart File    Filename:

Enter Initial flow distribution (Optional - leave blank to use boundary conditions)

Add RS...

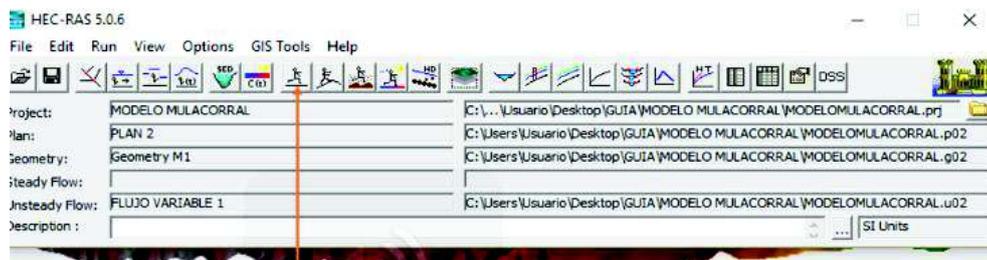
Use specified flow Area (Optional)			
River	Reach	RS	Initial Flow
1			

Initial Elevation of Storage Areas/2D Flow Areas (Optional)    Import Min SA Elevation(s)

Keep initial elevations constant & also constant

Storage Area/2D Flow Area	Initial Elevation
1) AREA 2D MULACORR	
2) Storage Area 1	3856

Una vez realizado el proceso, se procede a correr el modelo generado dando clic en “PERFORM A UNSTEADY FLOW SIMULATION”.

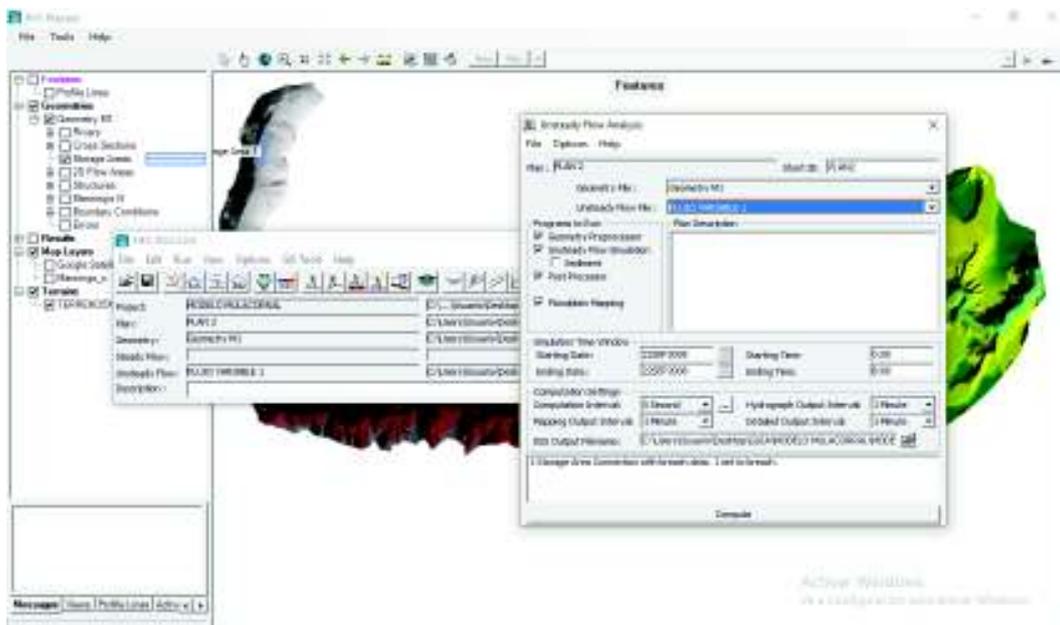


**1. CLIC EN “PERFORM A UNSTEADY FLOW SIMULATION”.**

Activar Windows

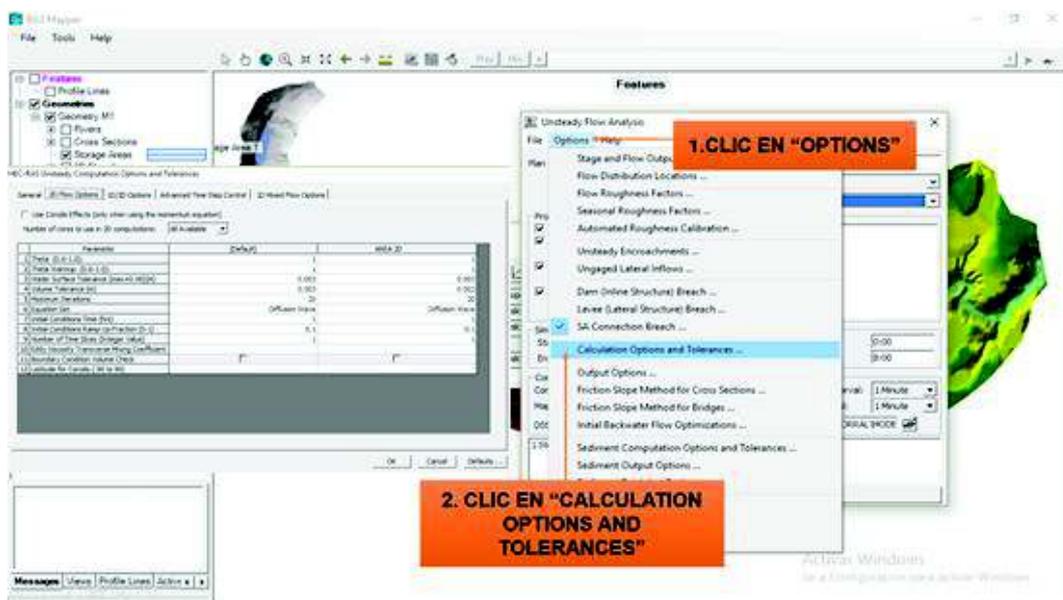
Se llena los siguientes campos:

- Geometría creada.
- Plan de datos para el análisis.
- Tiempo de inicio y fin de la simulación. (dejar la fecha por defecto)
- Intervalo de computo.
- Periodos para hidromas y mapas de inundación.



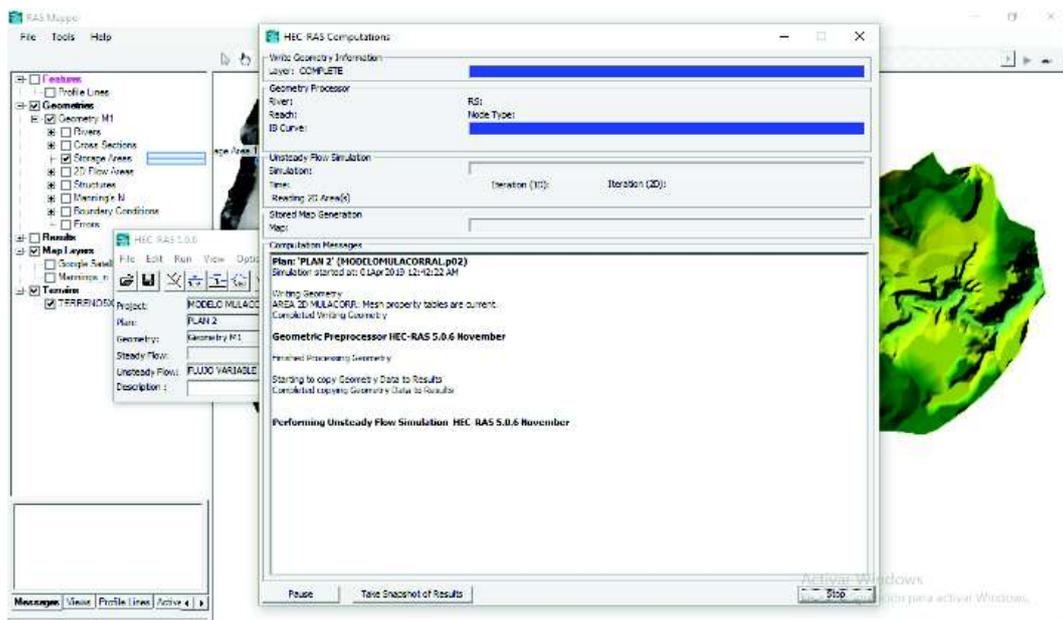
## PARÁMETROS DE CALIBRACIÓN EN HEC RAS

En este caso la ecuación a utilizar será la ecuación de momento. Para ello se dirige a “OPTIONS” – “CALCULATION OPTIONS AND TOLERANCES” – “2D FLOW OPTIONS”. La explicación de cada factor se explica en el capítulo 3.



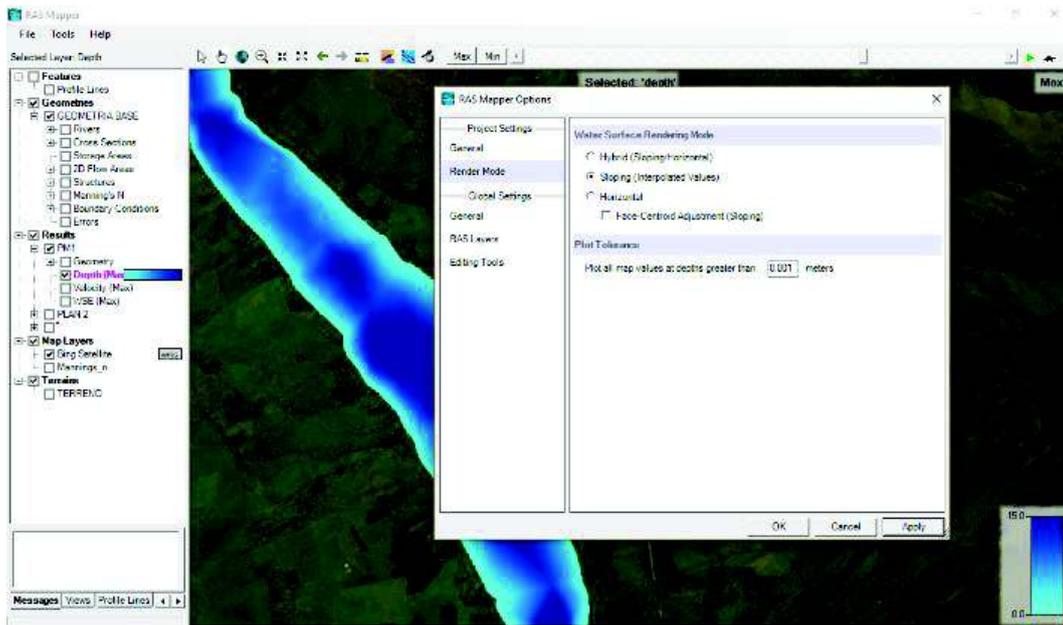
## SIMULAR EL FLUJO POST/ROTURA DE LA PRESA

Se da clic en "OK" y a continuación computar el modelo.

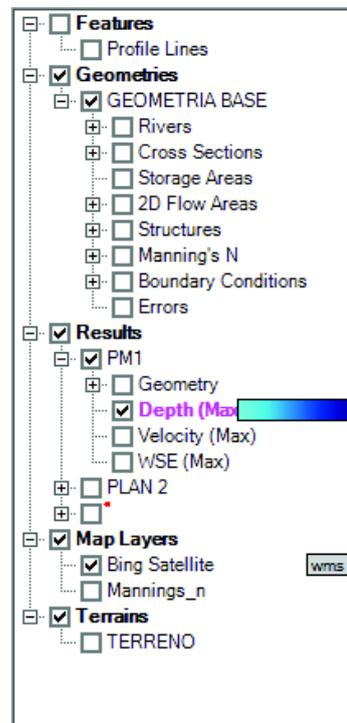


## 3. POSTPROCESO

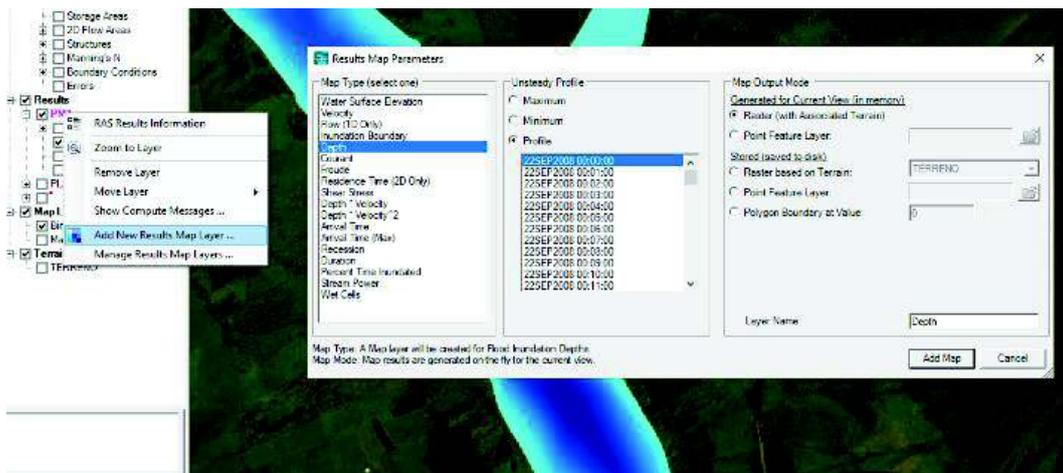
A continuación se procede a abrir "RASMAPPER" para identificar los resultados. Una forma de visualizar de mejor manera el renderizado del modelo es activando la opción "SLOPING (INTERPOLATED VALUES)", misma que se encarga de suavizar los resultados interpolando entre cada celda.



En la parte izquierda de la ventana se puede visualizar los resultados obtenidos del computo del modelo.

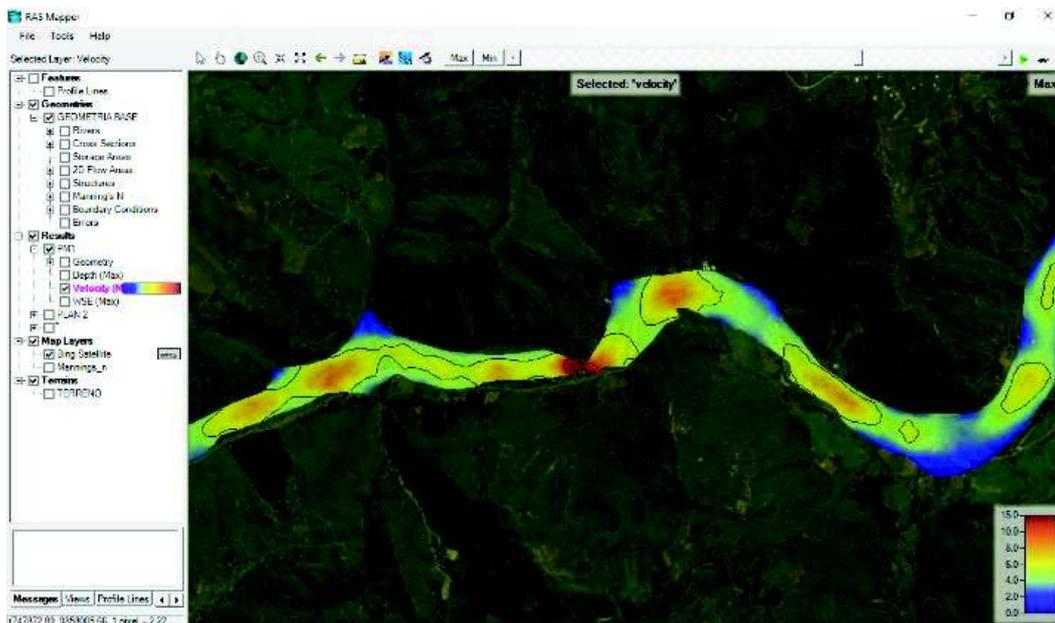


Entre los resultados que HEC RAS muestra esta el caudal, velocidad, número de Froude, etc. Sin embargo, se puede aumentar esta lista dando clic en el plan corrido ADD NEW RESULTS MAP LAYER.

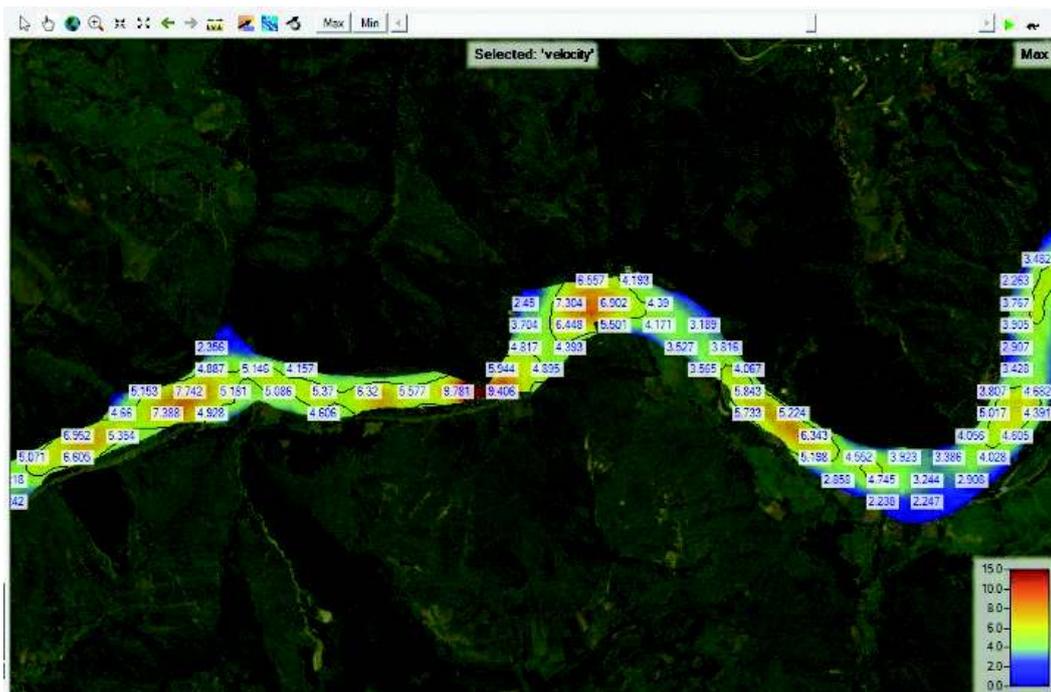
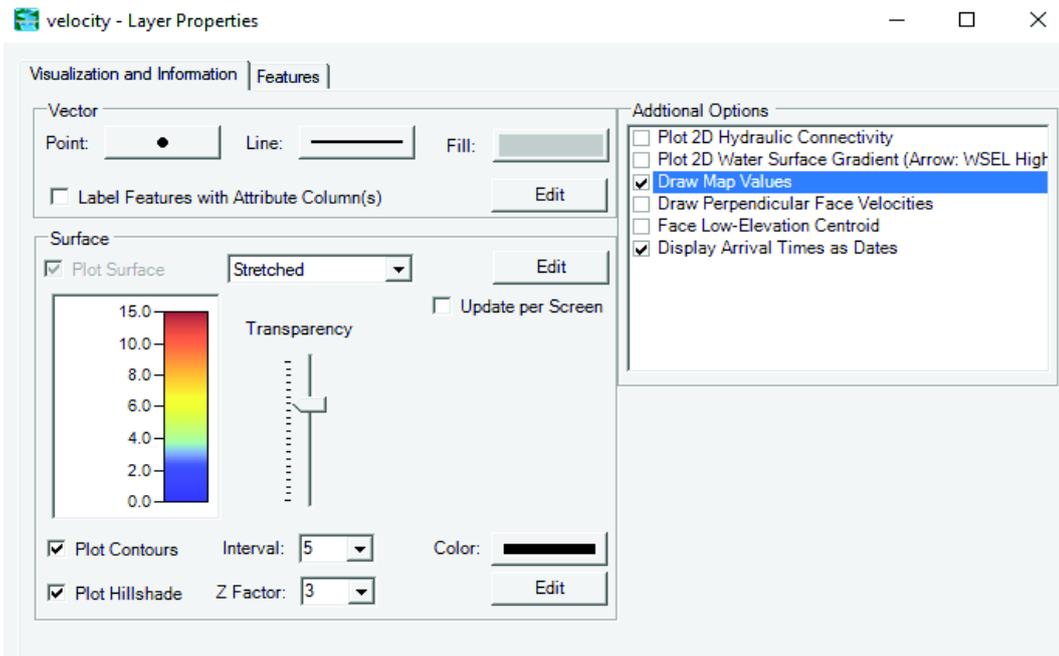


## RESULTADO DE VELOCIDAD

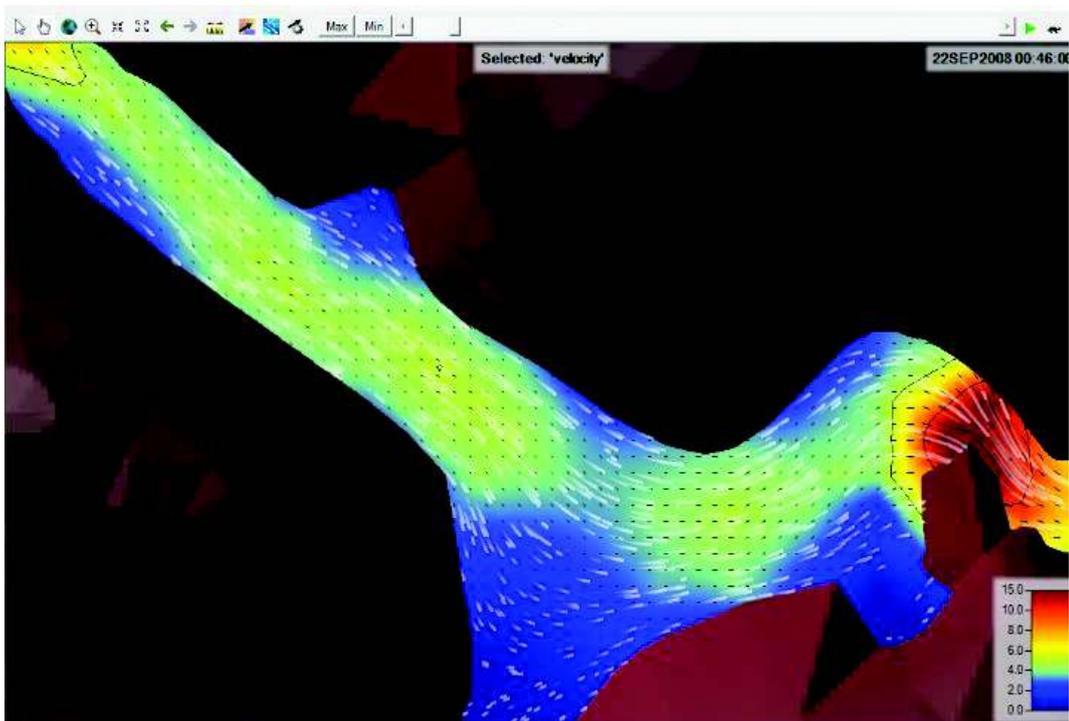
HEC RAS tiene la capacidad de mostrar los resultados en mención de forma gráfica animada, se puede visualizar la velocidad del flujo del agua de diferentes tonalidades.



Se puede además editar la visualización dando doble clic en velocidad, se puede modificar tonalidad, cantidad de información mostrada, etc.



Para una mejor visualización de resultados HEC RAS incluye la herramienta “PARTICULE TRACING” esta muestra la dirección de las partículas del agua:



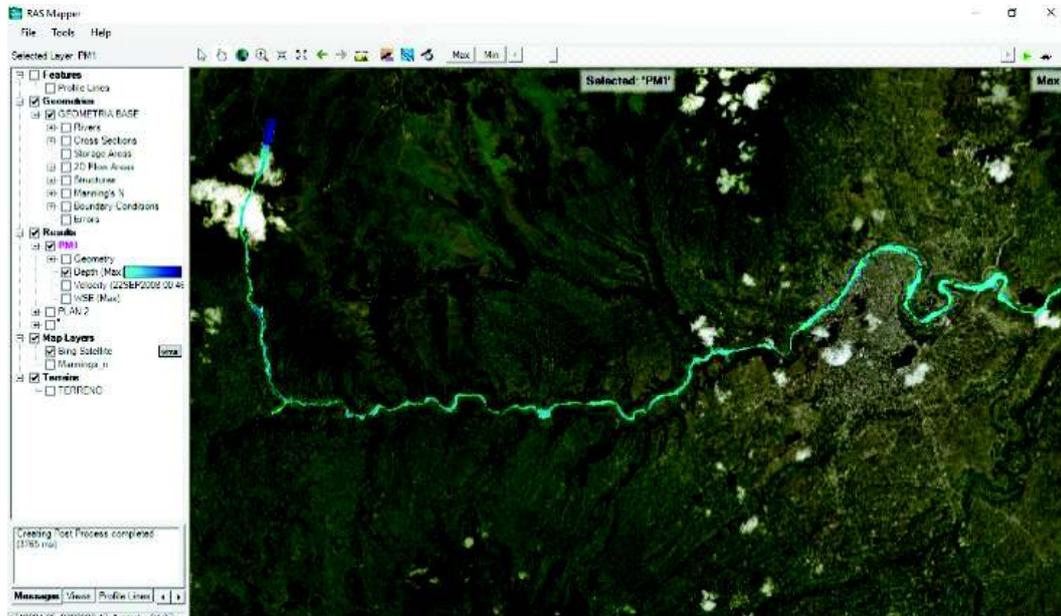
Se puede modificar los parámetros de visualización dando clic “VELOCITY MAP PARAMETERS”



## RESULTADO DE CALADO

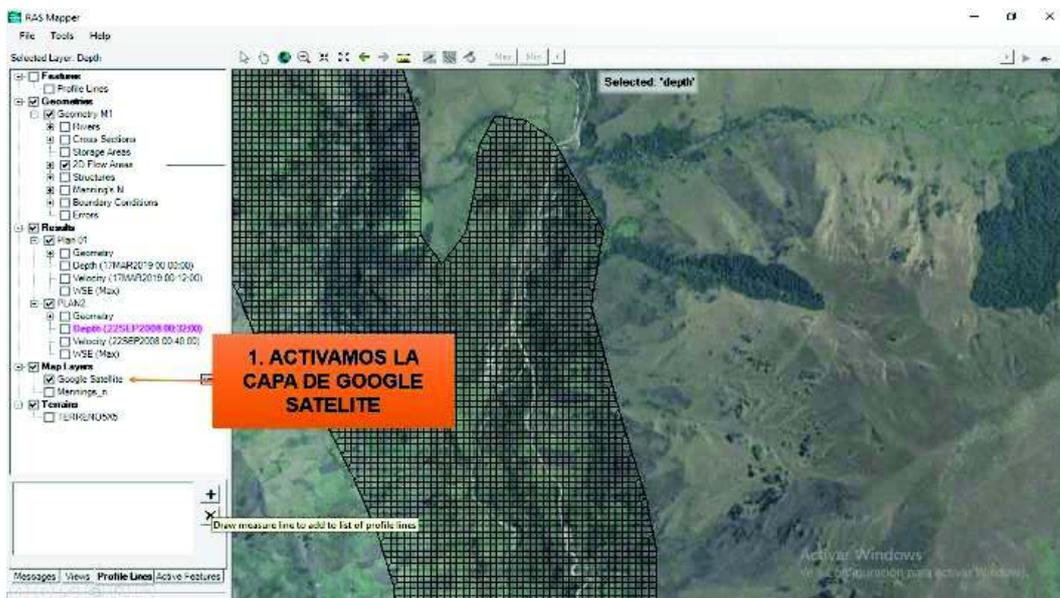
HEC RAS permite visualizar una animación del flujo post rotura de la presa identificando ficticias zonas de inundación en función de la cota del terreno y cota

del agua, se puede visualizar el nivel del agua de diferentes tonalidades las cuales indican un valor mayor a tonalidades más fuertes.

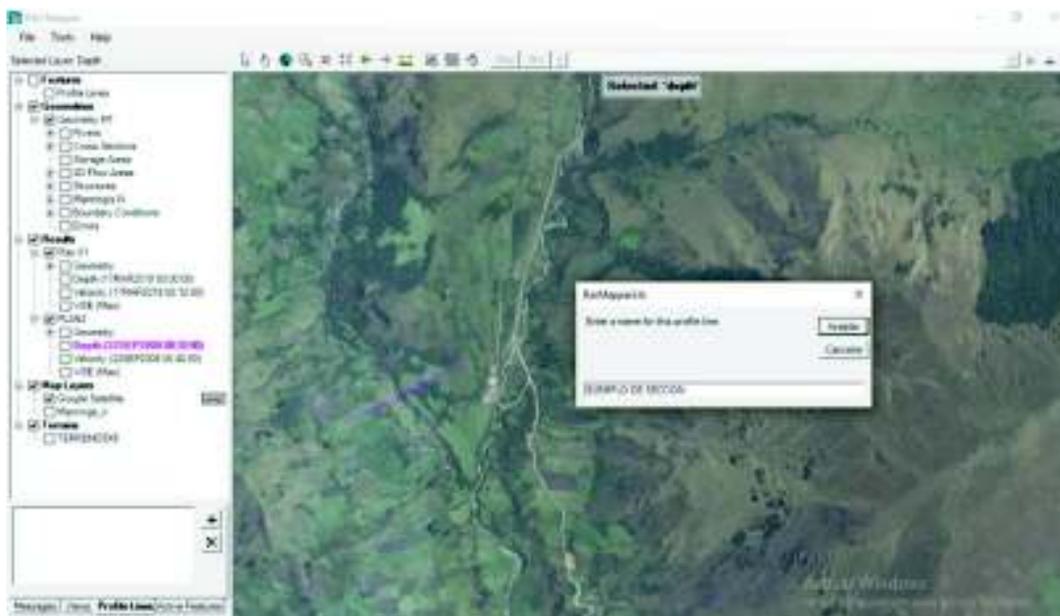


Se puede añadir al análisis de riesgos la máscara de GOOGLE MAPS. Para eso, se activa la pestaña de “GOOGLE SATELITE” y se procede a realizar cortes transversales.

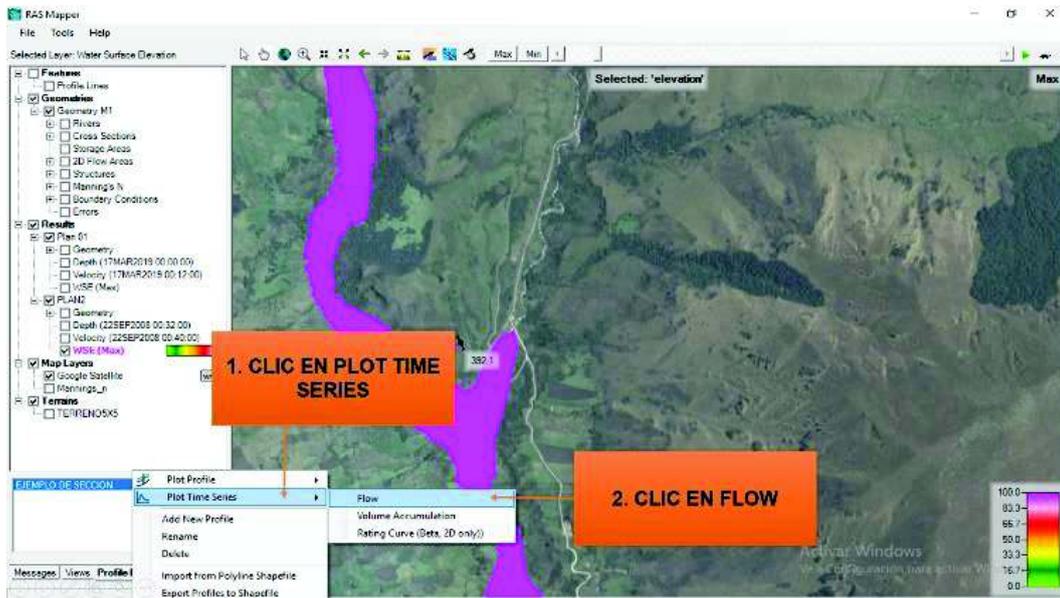
Clic en “PROFILE LINES” en la parte baja izquierda, luego, se da clic en el botón “+”.



Se dibuja el corte deseado y se guarda.

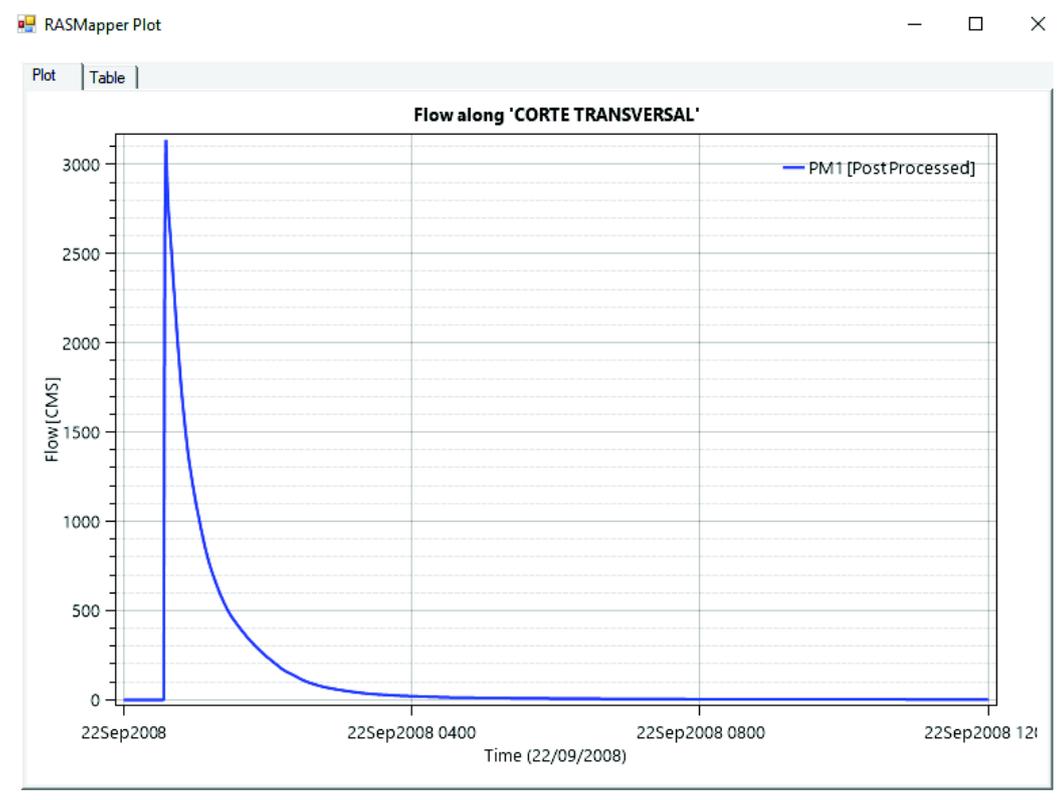


Para visualizar el hidrograma que se genera en este punto se activa el corte y la capa WSE (de tal manera que este en color magenta), clic derecho en "PLOT TIME SERIES"/ "FLOW".

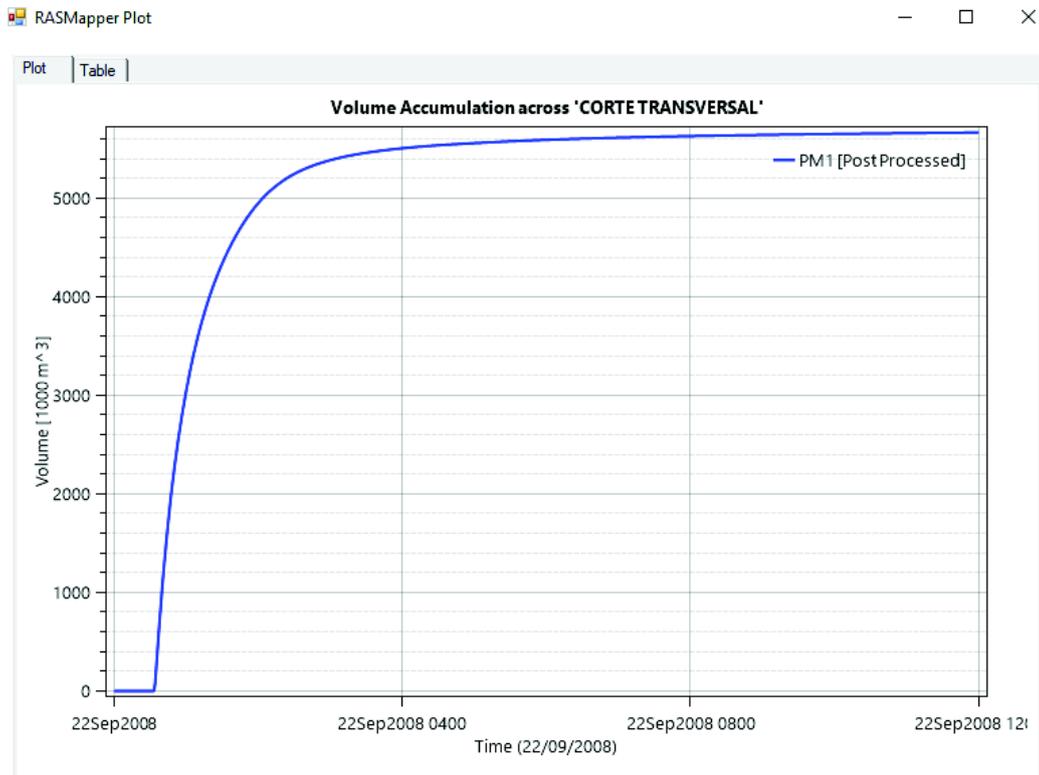


Dependiendo de la opción señalada se mostrarán los diferentes resultados del corte transversal realizado:

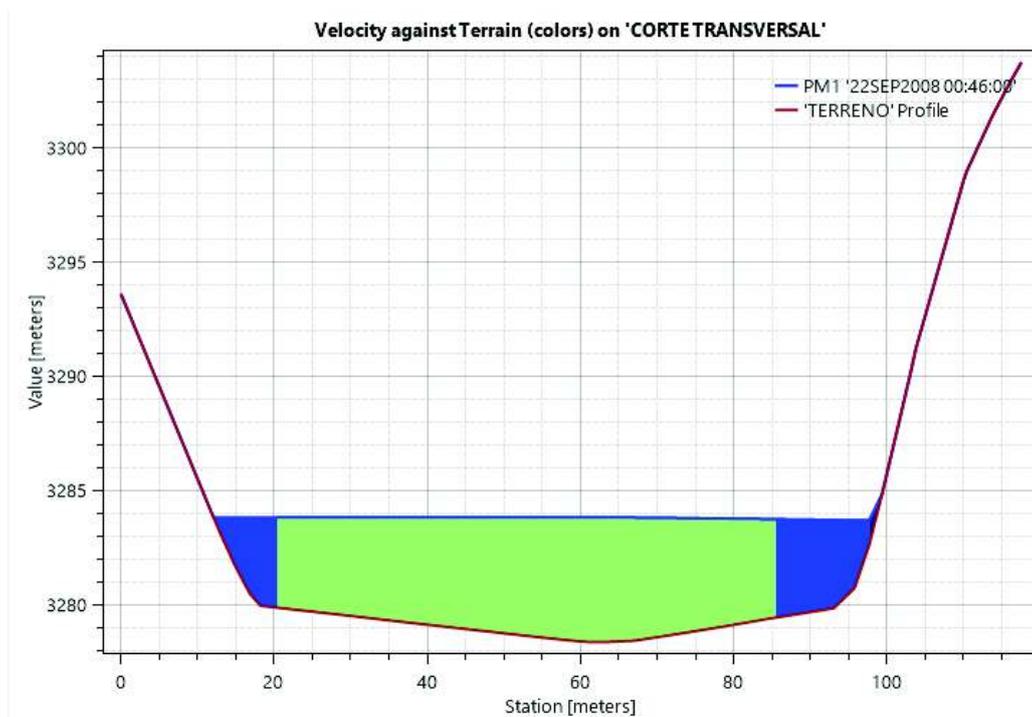
#### – HIDROGRAMA



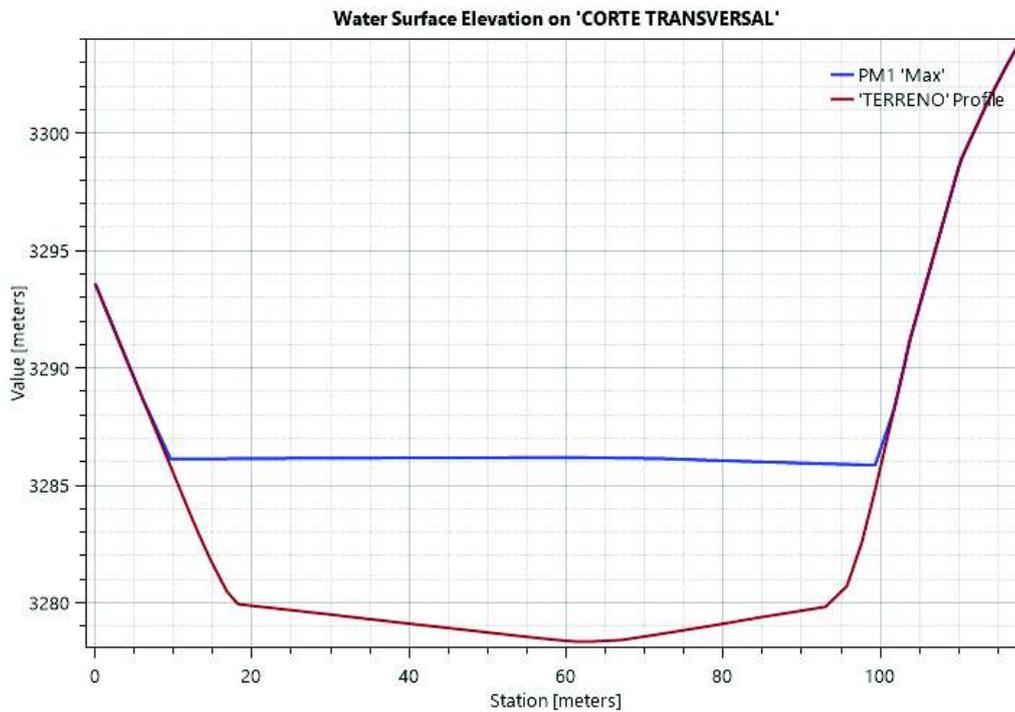
## - VOLUMEN ACUMULADO



## - VELOCIDAD TRANSVERSAL



– CALADO



#### 4. PROCESOS ADICIONALES

##### COMBINACIÓN DE CAPAS RASTER

Como se mencionó en el Capítulo 3, puede darse el caso en el que se disponga de dos raster y se necesite sacar provecho de cada uno de estos, para esto existe la siguiente opción en Arc Map.

Para unir dos raster procedemos a utilizar la herramienta “MOSAIC TO NEW RASTER”.

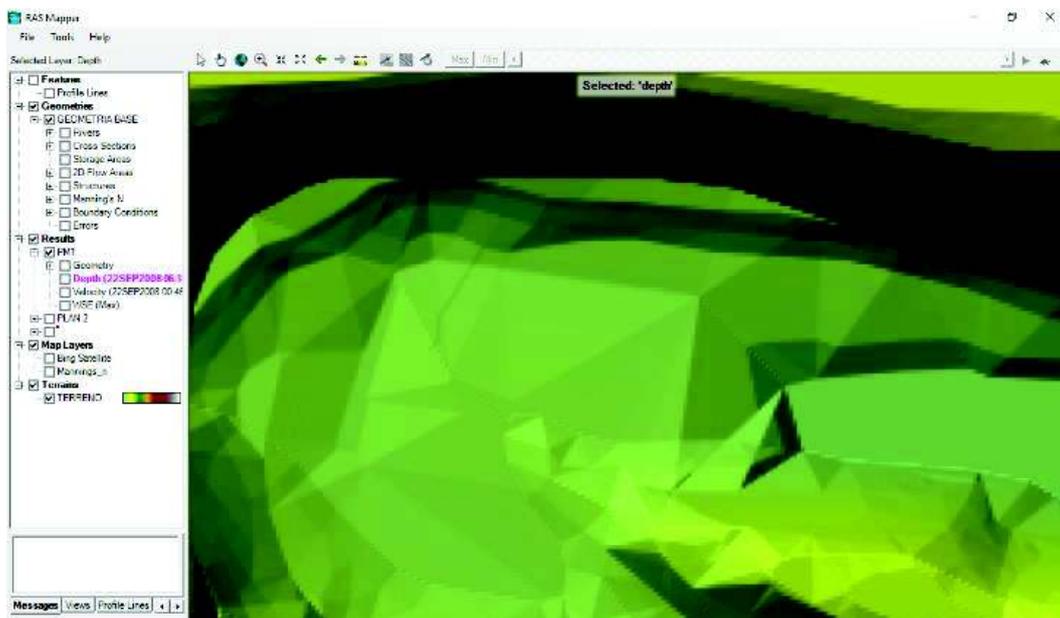
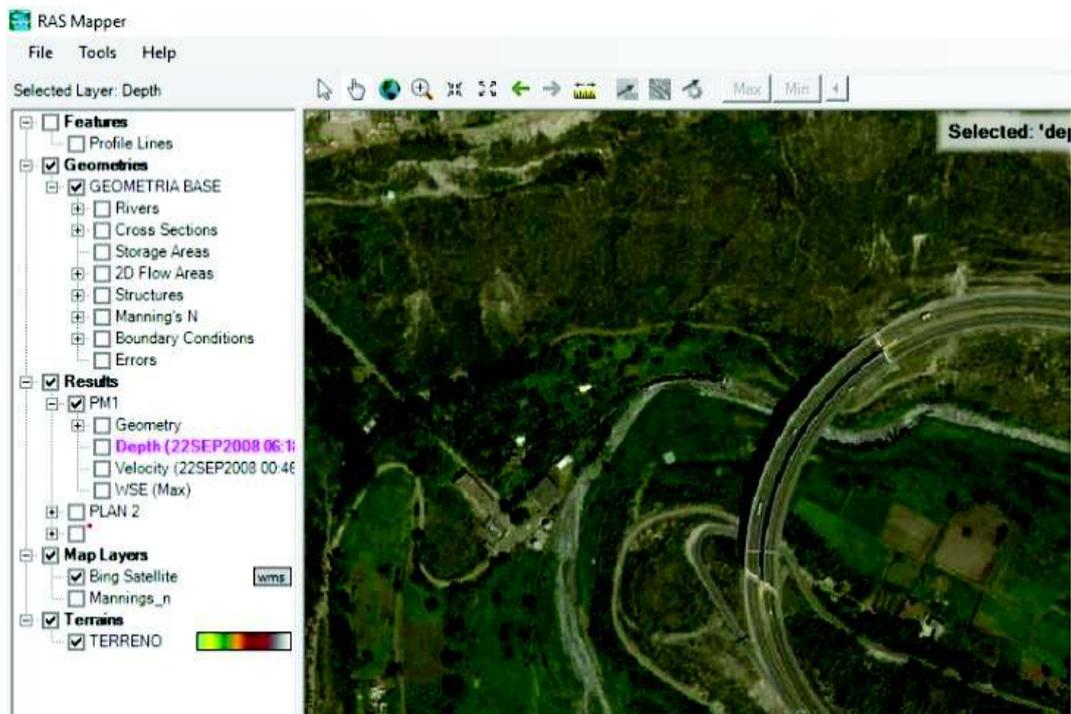


Es importante mencionar que existen operadores de combinación estos están a disposición de los requerimientos del usuario.

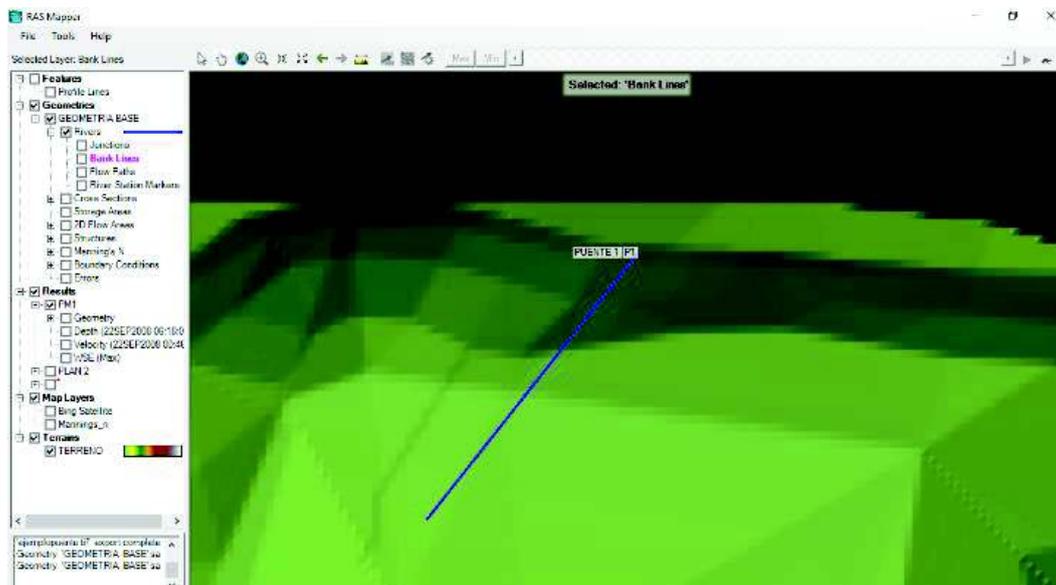
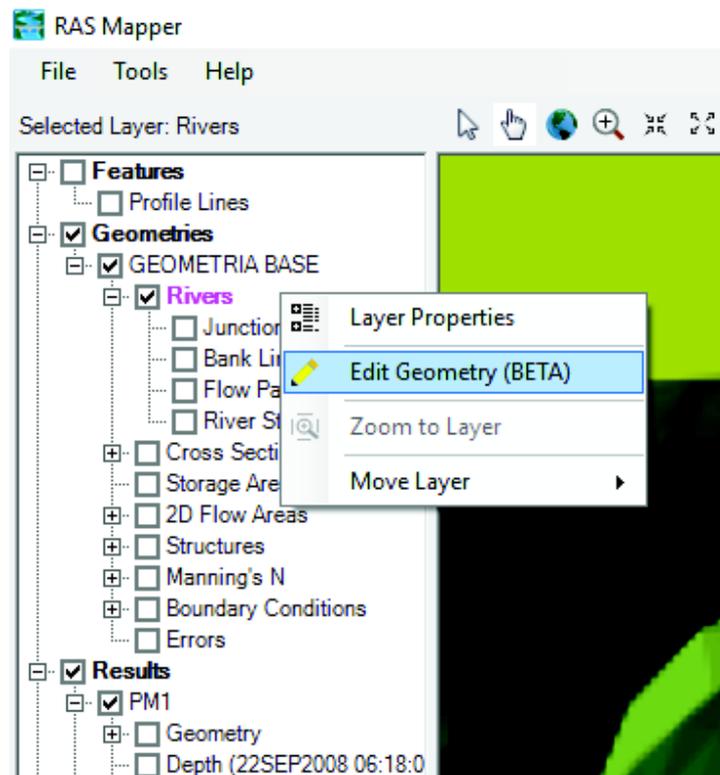
## **MODIFICACIÓN DE MDT EN HEC RAS**

Para llevar a cabo la modificación de un MDT directamente en HEC RAS se deberá realizar el siguiente procedimiento:

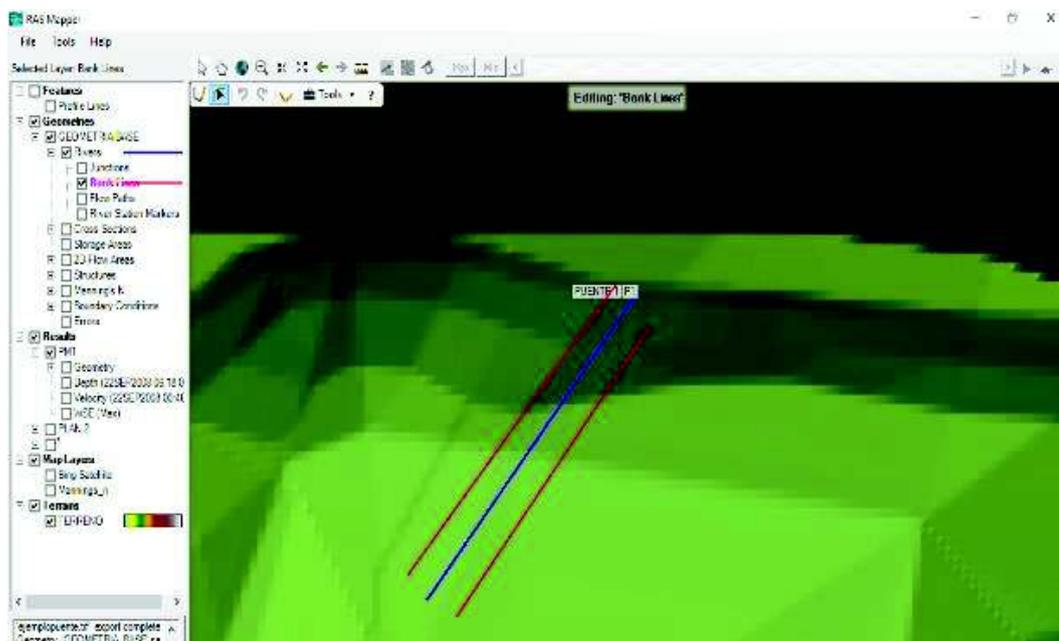
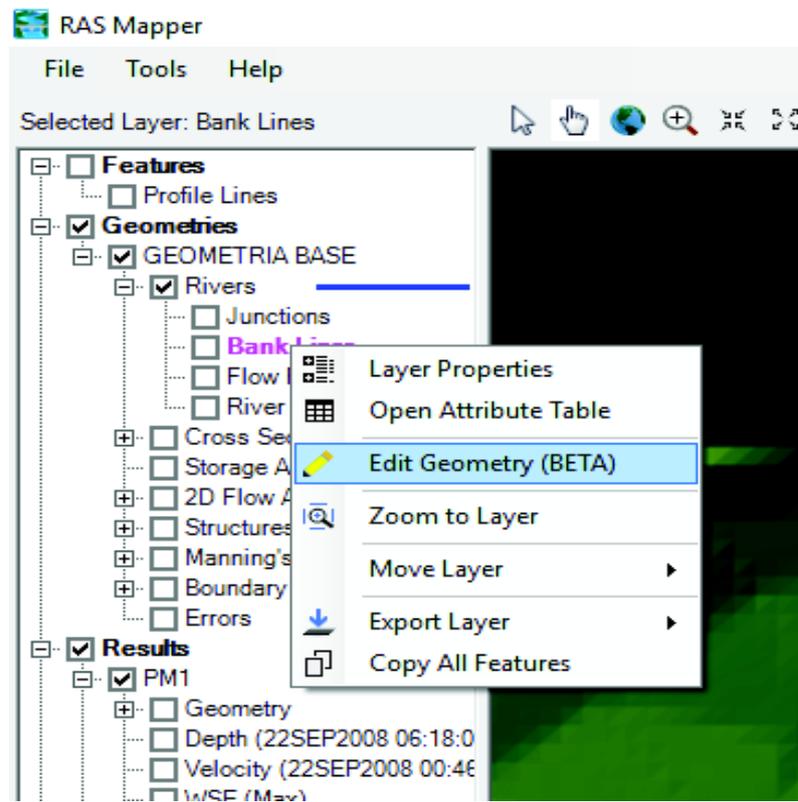
- a. Identificación del lugar a modificar



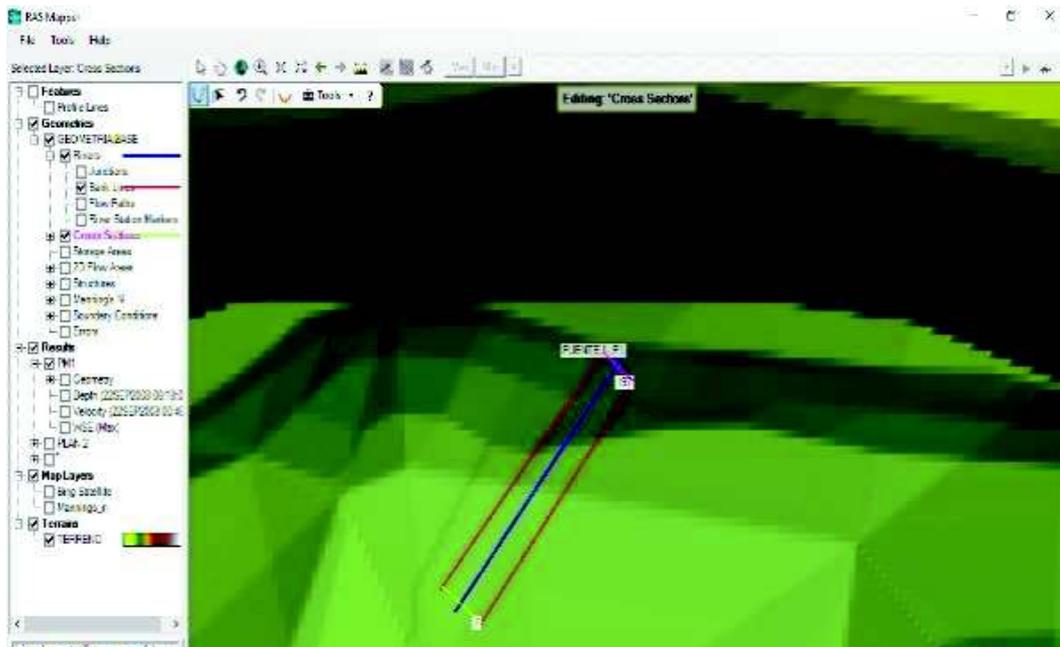
b. Creamos un línea de "RIVER" por el margen de la estructura y guardamos los cambios.



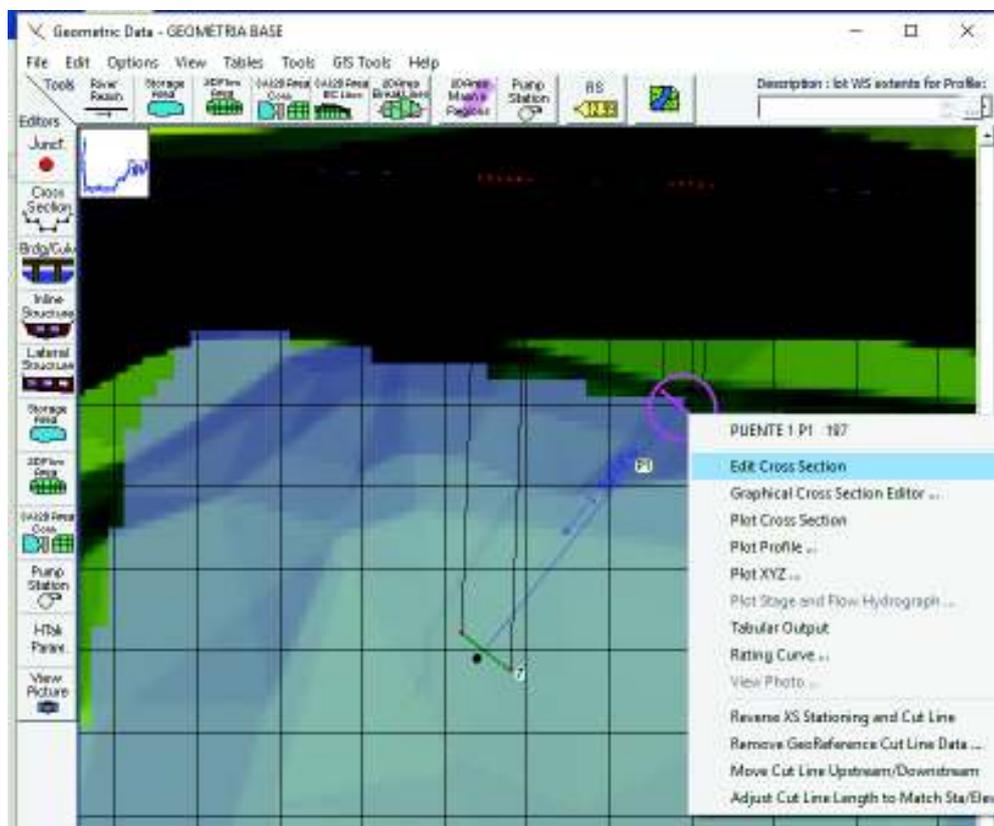
c. Procedemos a dibujar el contorno de la línea con la opción BANK LINES, y guardamos los cambios.



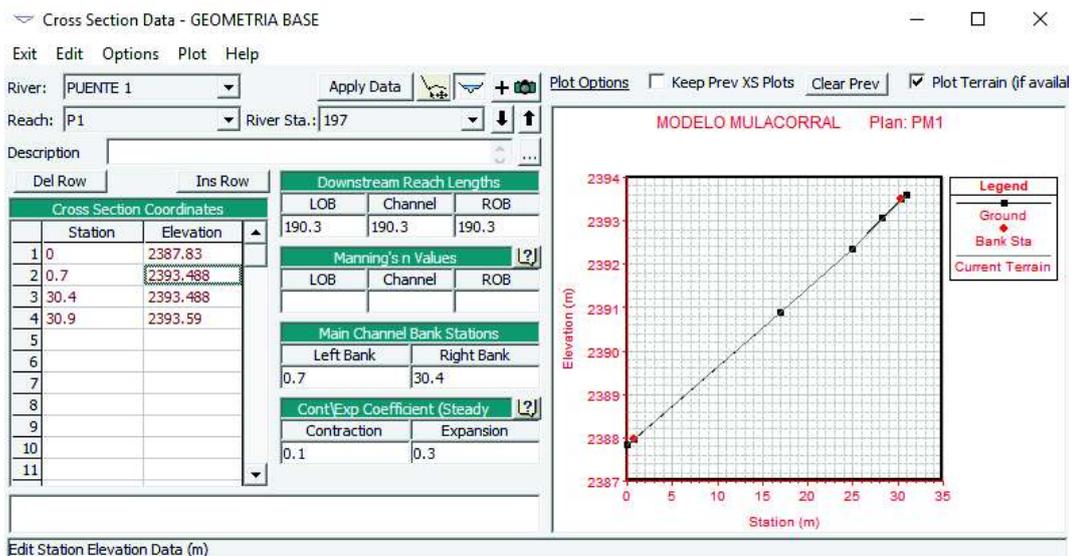
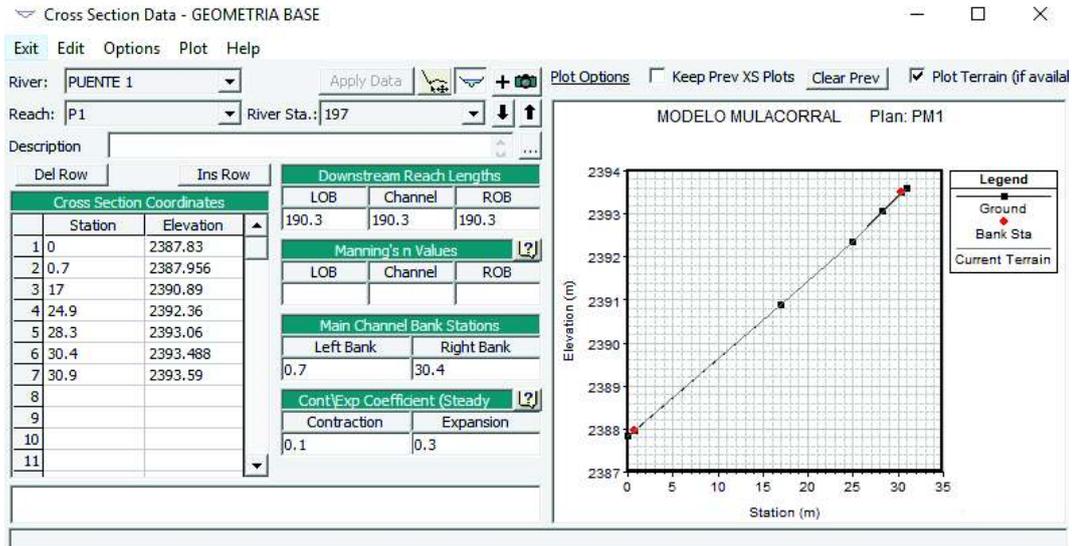
d. En los extremos creamos secciones transversal con la opción “CROSS SECTION”.



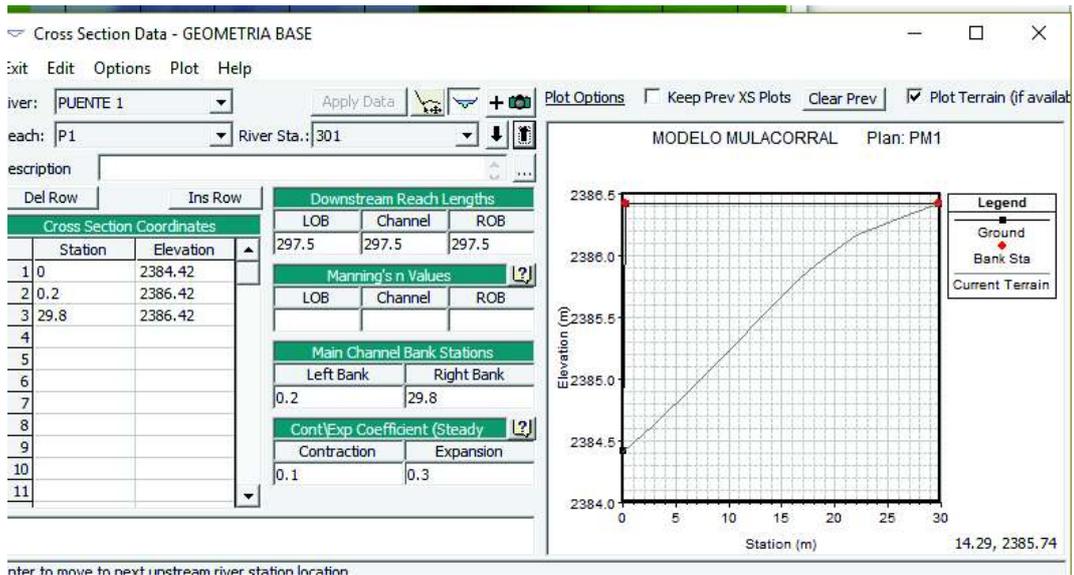
e. Procedemos a guardar los cambios y abrir la ventana de EDIT GEOMETRI DATA. Ubicamos las líneas creadas en RAS Mapper. Editamos las secciones transversales (línea verde y magenta).



f. Eliminamos los puntos intermedios entre los extremos de la línea de la sección transversal.

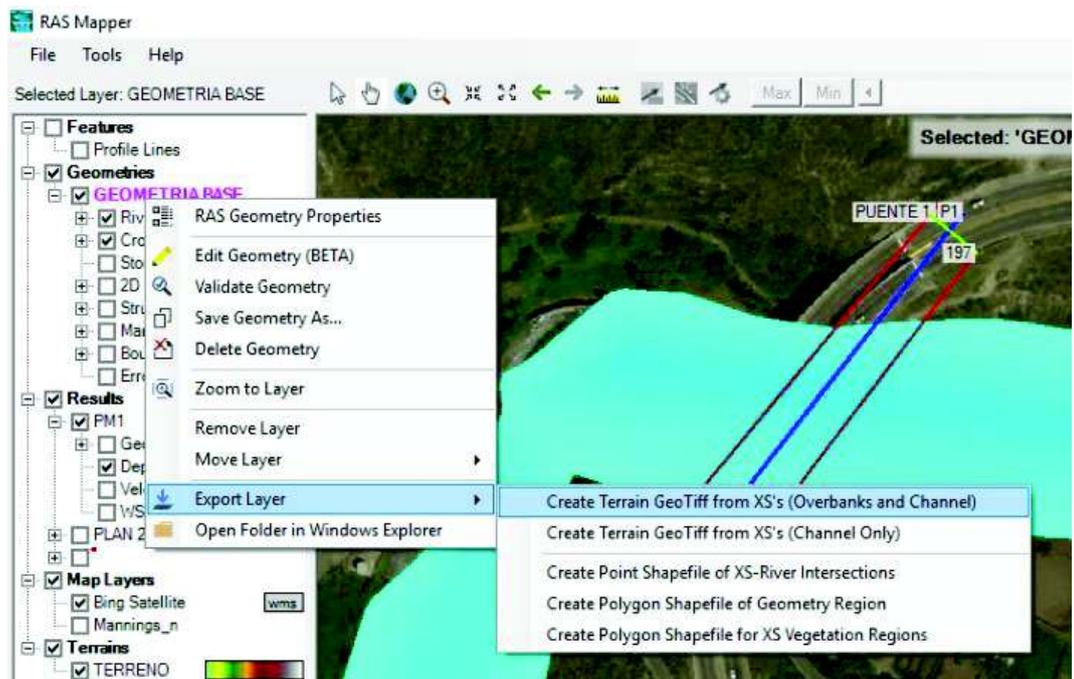


g. Modifico la altura de los puntos externos de la sección transversal. Repito para la otra sección transversal. Guardar los cambios realizados y abrir nuevamente la ventana de RAS Mapper.

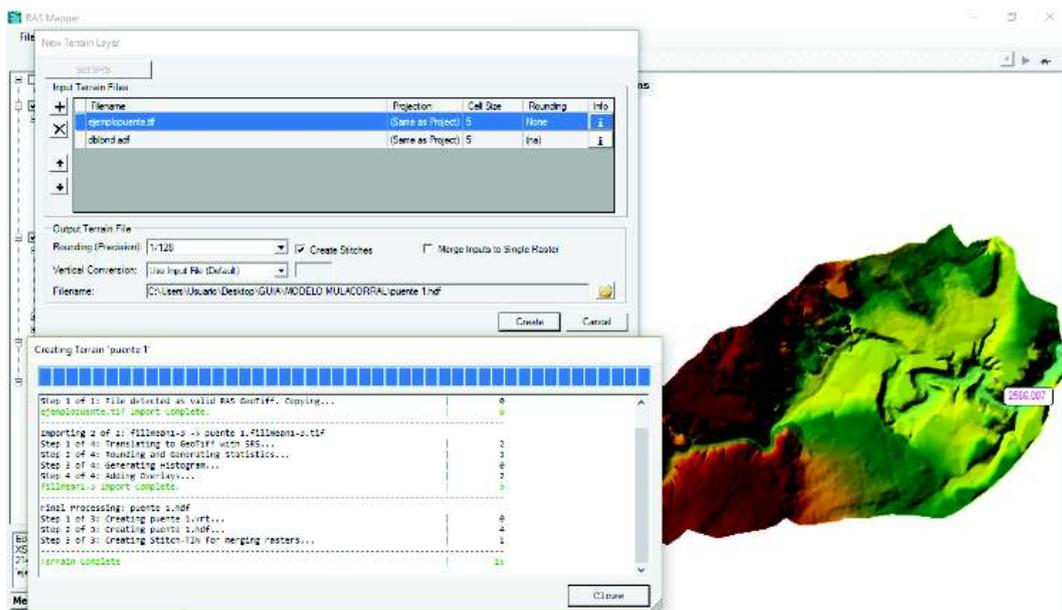


Enter to move to next upstream river station location

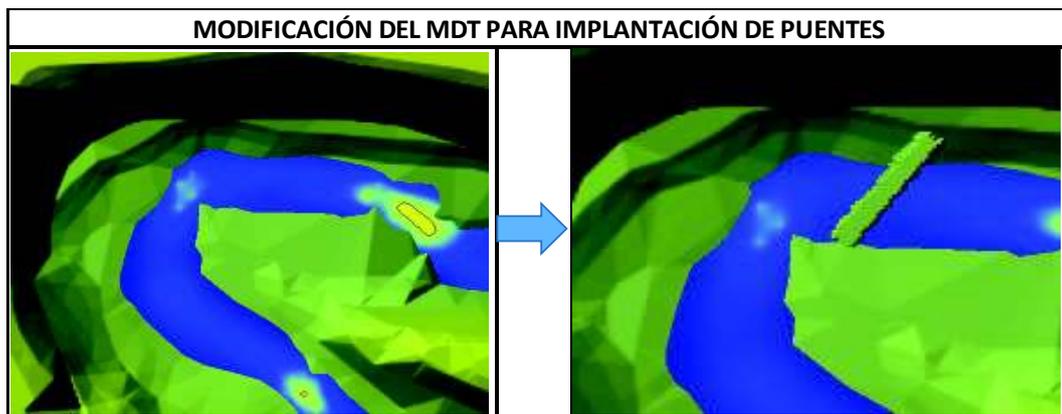
h. Genero una nuevo MDT de la siguiente manera.



Guardo la capa .shp y procedo a añadir la capa creada en el paso anterior y la capa que me esta sirviendo como base para el modelo.



Se puede observar el cambio realiza en el MDT. Por ultimo se puede verificar el comportamiento del flujo del agua a través del bloque implantado.



Se muestra a continuación un diagrama, donde se resume las etapas que permiten obtener un modelo numérico de la rotura de una presa:

