

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



**Estudio de inundación del río Tónchima tramo pueblo de Posic –
caserío Bajo Tónchima, provincia de Rioja, departamento de San
Martín mediante análisis por computador**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

AUTOR

Victor Raul Quiroz Guerrero

ASESOR

Luis Alberto Vidal Meza

<https://orcid.org/0000-0003-1030-1272>

Chiclayo, 2023

**Estudio de inundación del río Tónchima tramo pueblo de
Posic – caserío Bajo Tónchima, provincia de Rioja,
departamento de San Martín mediante análisis por
computador**

PRESENTADA POR:

Victor Raul Quiroz Guerrero

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
para optar el título de

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR:

Wilmer Moises Zelada Zamora

PRESIDENTE

Roberto Bruno Reyes Aspiros

SECRETARIO

Luis Alberto Vidal Meza

VOCAL

Dedicatoria

Dedico esta tesis primeramente a Dios por ser el motor de mi motivación y ser el sustento que fortalece mi vida y me dio la fuerza para cumplir uno de mis propósitos más anhelados.

A mi madre por el amor incondicional que me brinda día a día, por ser el ejemplo más grande de que con fe, esperanza y sacrificio se pueden lograr grandes cosas, sin su ayuda y los valores y principios que me ha enseñado no hubiera logrado llegar hasta esta parte del camino de la vida.

Agradecimientos

Agradezco al personal a cargo de la Autoridad Local del Agua del distrito de Rioja por haberme facilitado los datos necesarios para realizar para este proyecto.

Agradezco también a mi asesor por haberme guiado en el transcurso del desarrollo de este proyecto.

Al pueblo de Pósic por ser mi inspiración y justificación para realizar mi proyecto de tesis y en general agradecer a todas las personas que me brindaron su ayuda para poder culminar este proyecto.

INFORME DE ORIGINALIDAD

23%

INDICE DE SIMILITUD

21%

FUENTES DE INTERNET

13%

PUBLICACIONES

12%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	4%
2	repositorio.upao.edu.pe Fuente de Internet	3%
3	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	2%
4	repositorio.unsm.edu.pe Fuente de Internet	2%
5	Submitted to Universidad Católica de Santa María Trabajo del estudiante	1%
6	Submitted to Universidad Privada Antenor Orrego Trabajo del estudiante	1%
7	tesis.usat.edu.pe Fuente de Internet	1%
8	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	1%

Índice

Resumen	18
Abstract.....	19
Introducción.....	20
Revisión de literatura.....	24
Antecedentes del problema.....	24
Internacionales.....	24
Nacionales	25
Bases Teórico Científicas	27
Estudio de inundación	27
Las inundaciones	27
Mapas de inundación	28
Mapa de Riesgo de Inundación	28
Riesgo.....	28
Amenaza	28
Peligrosidad	29
Vulnerabilidad	29
Cartografía.....	29
Topografía	29
Estudio de mecánica de suelos (EMS)	30
La hidrología y sus parámetros.....	30
Curvas intensidad – duración – frecuencia.....	33
Hietograma de diseño	35
Hidrograma.....	36
Método hidrológico del Soil Conservation Service SCS.....	37
Análisis estadísticos.....	39
Cuenca hidrográfica.....	40

Análisis hidráulico	45
Análisis por computador.....	48
Sistemas de información geográfica.....	48
Análisis estadístico	57
Análisis hidrológico.....	61
Análisis hidráulico	70
Medidas de prevención y mitigación.....	91
Medidas estructurales	91
Terraplén.....	93
Gaviones	95
Muros de contención en voladizo	99
Medidas no estructurales	109
Materiales y métodos.....	112
Tipo y nivel de investigación.....	112
Técnicas e instrumentos de recolección de datos	112
Plan de procesamiento y análisis de datos.....	114
Procedimientos	115
Recolección y procesamiento de datos	115
Delimitación de la cuenca hidrográfica	116
Parámetros geomorfológicos de la cuenca hidrográfica.....	116
Análisis estadísticos.....	116
Hietogramas de diseño.....	116
Modelo hidrológico	116
Modelo hidráulico	117
Mapas de inundación	117
Topografía	117
Planteamiento de medidas de prevención y mitigación.....	117

Resultados y discusión	118
Recolección y procesamiento de datos	118
Estudio de mecánica de suelos	118
Modelo de elevación digital del terreno	118
Datos de precipitaciones	119
Datos de caudales	120
Delimitación de la cuenca hidrográfica	121
Parámetros geomorfológicos de la cuenca hidrográfica.....	123
Análisis estadísticos.....	126
Pruebas de bondad	126
Hietogramas de diseños	140
Modelo hidrológico	163
Calibración de los modelos	165
Reacondicionamiento del terreno	172
Modelo hidráulico	173
Mapas de inundación	179
Identificación de la zona critica.....	181
Topografía	182
Medidas de mitigación de inundaciones.....	183
Medidas estructurales	183
Cálculo del tiempo de retorno	183
Eficiencia de las medidas estructurales	183
Terraplén.....	185
Gaviones	186
Muro de contención en voladizo	190
Elección de la medida estructural más adecuada.....	198
Medidas no estructurales	201

Mapa de riesgo	201
Discusión	203
Conclusiones.....	204
Recomendaciones	205
Referencias	206
Anexos	210

Lista de figuras

Figura 1: El ciclo hidrológico.....	30
Figura 2: Coeficientes de duración para la precipitación máxima	34
Figura 3: Hietograma de precipitación Vs tiempo.....	36
Figura 4: Ejemplo de un hidrograma obtenido en el programa HEC – HMS	37
Figura 5: Delimitación de una cuenca hidrográfica.....	41
Figura 6: Forma gráfica de los tipos de ríos	46
Figura 7: Ejemplos de modelos de elevación digital (DEM)	49
Figura 8: Paquete de herramientas para el análisis hidrológico	50
Figura 9: Herramienta "Fill" para el relleno de vacíos	51
Figura 10: Interfaz de la herramienta "Flow Direction"	51
Figura 11: Archivo ráster después de aplicar la herramienta "Flow Direction"	52
Figura 12: Interfaz de la herramienta "Flow Accumulation"	52
Figura 13: Archivo ráster después de aplicar la herramienta "Flow Accumulation"	53
Figura 14: Creación del punto de aforo de la cuenca que se desea delimitar.....	53
Figura 15: Interfaz de la herramienta "Watershed"	54
Figura 16: Archivo ráster después de aplicar la herramienta "Watershed"	54
Figura 17: Ubicación de la herramienta “Raster Calculator “ dentro de las herramientas de ArcMap.....	55
Figura 18: Aplicación del logaritmo en base diez en la herramienta “Raster Calculator”	55
Figura 19: Archivo ráster con la condición del logaritmo en base diez	56
Figura 20: Aplicación del condicional en la herramienta “Raster Calculator”	56
Figura 21: Red hídrica final.....	57
Figura 22: Menú principal del programa Hidroesta versión dos	58
Figura 23: Métodos de distribución de datos en el programa Hidroesta versión dos.....	58
Figura 24: Introducción de datos en la interfaz de distribución de datos	59
Figura 25: Caudales o precipitaciones de diseño para un periodo de retorno específico	60
Figura 26: Información del delta obtenido para la prueba de bondad de Kolmogórov – Smimov.....	60
Figura 27: Información detallada del delta obtenido para la prueba de bondad de Kolmogórov – Smimov	61
Figura 28: Menú “Components” del programa HEC – HMS.....	62

Figura 29: Componentes necesarios para la simulación hidrológica en HEC – HMS ...	63
Figura 30: Menú donde se ingresarán los parámetros necesarios para cada componente	63
Figura 31: Interfaz donde se ingresan las áreas de cada subcuenca	64
Figura 32: Interfaz donde se las abstracciones iniciales y números de curva	64
Figura 33: Interfaz donde se ingresan los valores K y X del método de Muskingum Routing	65
Figura 34: Interfaz donde se ingresan los datos de precipitaciones del hietograma.....	65
Figura 35: Interfaz donde se muestra en forma gráfica el hietograma de precipitaciones	66
Figura 36: Modelo con todos los componentes creados en la interfaz principal.....	67
Figura 37: Hidrograma obtenido de la simulación hidrológica en HEC – HMS	67
Figura 38: Herramienta “Terrain Reconditioning” del programa HEC – HMS.....	68
Figura 39: Interfaz de la herramienta “Terrain Reconditioning”	69
Figura 40: Parámetros que usa la herramienta “Terrain Reconditioning”	69
Figura 41: Opción “RAS Mapper” para la creación geométrica y visualización de resultados	70
Figura 42: Menú para la creación de un terreno para el modelo hidráulico	71
Figura 43: Interfaz para la inclusión del DEM para el terreno del modelo hidráulico...	71
Figura 44: Vista del DEM o terreno en la pantalla principal del programa	72
Figura 45: Menú para crear una geometría.....	72
Figura 46: Parámetros que usa el menú “2D Flow Areas”.....	73
Figura 47: Edición de la geometría para la delimitación perimétrica del área a estudiar73	
Figura 48: Interfaz para la división en celdas del área de estudio.....	74
Figura 49: Finalización de la edición con “Stop Editing”	75
Figura 50: Área delimitada y divida en celdas	75
Figura 51: Menú de “Boundary Condition Lines” para e ingreso de las condiciones de contorno.....	76
Figura 52: Creación de la línea aguas arriba del modelo hidráulico	76
Figura 53: Parámetros que usa la herramienta “Terrain Reconditioning”	77
Figura 54: Tipo de conexiones de las condiciones de contorno	77
Figura 55: Menú “Geometric Data” en la venta principal de HEC – RAS	78
Figura 56: Importación de la geometría para el modelo hidráulico	78
Figura 57: Menú “Unsteady Flow Data” de la venta principal de HEC – RAS.....	78

Figura 58: Interfaz del menú “Unsteady Flow Data”	79
Figura 59: Parámetros que usa la herramienta “Terrain Reconditioning”	79
Figura 60: Ingreso del hidrograma en el menú “Flow Hydrograph” de la línea aguas arriba.....	80
Figura 61: Vista grafica del hidrograma a usar en la opción “Plot Data”	80
Figura 62: Menú “Unsteady Flow Analysis” en la ventana principal de HEC – RAS...	81
Figura 63: Interfaz de la configuración del análisis de flujo inestable	81
Figura 64: Ventana donde muestra el progreso de simulación hidráulica.....	82
Figura 65: Menú en donde se puede agregar imágenes satelitales	82
Figura 66: Ventana en donde se selecciona la imagen del satélite a usar	83
Figura 67: Resultados obtenidos de la simulación hidráulica, altura de inundación.....	84
Figura 68: Resultados obtenidos de la simulación hidráulica, velocidad de inundación	84
Figura 69: Geometría “Rivers” para modelos en una dimensión	85
Figura 70: Eje longitudinal de la estructura hidráulica.....	85
Figura 71: “Bank Lines” o bordes (color rojo) de la estructura hidráulica	86
Figura 72: Secciones (color verde) para la posterior modificación del terreno.....	87
Figura 73: Opción “Cross Section” para modificar el terreno.....	88
Figura 74: Interfaz en donde se puede modificar las cotas del terreno, para simular la estructura hidráulica	88
Figura 75: Exportación de la geometría en formato ráster	89
Figura 76: Archivo obtenido tras la exportación de la geometría	89
Figura 77: Creación del terreno con la geometría de la estructura hidráulica.....	90
Figura 78: Resultado final de la modificación del terreno para simular la estructura hidráulica	90
Figura 79: Ubicación correcta de los bordes longitudinales según Maza Álvarez en ríos meándricos.....	91
Figura 80: Criterios de ubicación de los bordes según Maza Álvarez	92
Figura 81: Geometría de los gaviones	96
Figura 82: Fuerzas verticales que intervienen en los gaviones	97
Figura 83: Fuerzas horizontales que intervienen en los gaviones	98
Figura 84: Geometría del muro de contención en voladizo.....	101
Figura 85: Fuerzas verticales que intervienen en el muro voladizo	103
Figura 86: Fuerzas horizontales que intervienen en el muro voladizo	104

Figura 87: Fuerzas para el cálculo del momento máximo en la pantalla del muro en voladizo	106
Figura 88: Fuerzas para el cálculo del momento máximo en la zapata del muro en voladizo	107
Figura 89: Distribución de aceros en el muro de contención en voladizo.....	109
Figura 90: Esquema de construcción de un mapa de riesgos	111
Figura 91: Modelo de elevación digital (DEM)	119
Figura 92: Delimitación de la cuenca hidrografía Tónchima	122
Figura 93: Grafico de la regresión potencial para el periodo de retorno de 2 años.....	143
Figura 94: Grafico de la regresión potencial para el periodo de retorno de 5 años.....	144
Figura 95: Grafico de la regresión potencial para el periodo de retorno de 10 años....	145
Figura 96: Grafico de la regresión potencial para el periodo de retorno de 25 años....	146
Figura 97: Grafico de la regresión potencial para el periodo de retorno de 50 años....	147
Figura 98: Grafico de la regresión potencial para el periodo de retorno de 100 años..	148
Figura 99: Grafico de la regresión potencial para el periodo de retorno de 500 años..	149
Figura 100: Grafico de la regresión potencial final	150
Figura 101: Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia para los periodos de retorno de 50, 100 y 500 años.....	153
Figura 102: Hietograma de precipitaciones para el periodo de retorno de 50 años	156
Figura 103: Hietograma de precipitaciones para el periodo de retorno de 100 años ...	159
Figura 104: Hietograma de precipitaciones para el periodo de retorno de 500 años ...	162
Figura 105: Ubicación y creación de los componentes necesarios para el modelo hidrológico en HEC – HMS	163
Figura 106: Método de Muskingum para el tránsito de avenidas.....	164
Figura 107: Caudal pico sin corregir de la simulación en “Junction 4” para el periodo de retorno de 50 años	165
Figura 108: Caudal pico sin corregir de la simulación en “Junction 4” para el periodo de retorno de 100 años	165
Figura 109: Caudal pico sin corregir de la simulación en “Junction 4” para el periodo de retorno de 500 años	166
Figura 110: Calibración del modelo para el periodo de retorno de 500 años con los valores de Muskingum	168
Figura 111: Hidrograma para el periodo de retorno de 50 años.....	169
Figura 112: Hidrograma para el periodo de retorno de 100 años.....	170

Figura 113: Hidrograma para el periodo de retorno de 500 años	171
Figura 114: DEM sin reacondicionar de la zona de estudio.....	172
Figura 115: DEM reacondicionado de la zona de estudio.....	172
Figura 116: Inicio y fin del tramo de rio a estudiar	173
Figura 117: Discretización de la malla en 2D para el análisis hidráulico	174
Figura 118: Método del tirante normal aguas abajo para el modelo hidráulico	175
Figura 119: Método del hidrograma de caudales aguas arriba para el modelo hidráulico	175
Figura 120: Altura de inundación para el periodo de retorno de 50 años	176
Figura 121: Velocidad de inundación para el periodo de retorno de 50 años	176
Figura 122: Altura de inundación para el periodo de retorno de 100 años	177
Figura 123: Velocidad de inundación para el periodo de retorno de 100 años	177
Figura 124: Altura de inundación para el periodo de retorno de 500 años	178
Figura 125: Velocidad de inundación para el periodo de retorno de 500 años	178
Figura 126: Mapa de inundación para el periodo de retorno de 50 años.....	179
Figura 127: Mapa de inundación para el periodo de retorno de 100 años.....	180
Figura 128: Mapa de inundación para el periodo de retorno de 500 años.....	180
Figura 129: Zona critica para una medida estructural en el pueblo de Pósic	181
Figura 130: Eje de los bordos perimetrales en HEC – RAS.....	184
Figura 131: Comprobación de la ubicación y eficiencia adecuada de los bordos en HEC – RAS	185
Figura 132: Gastos en 1 metro cubico de terraplén.....	198
Figura 133: Gastos en 1 metro cubico de gaviones	199
Figura 134: Gastos en 1 metro cubico de muros de contención en voladizo	199
Figura 135: Mapa de vulnerabilidad para un periodo de retorno de 100 años	201
Figura 136: Mapa de riesgo para un periodo de retorno de 100 años	202
Figura 137: Precipitaciones anuales según departamentos del año 2019.....	212
Figura 138: Parámetros físicos químicos de los diferentes cuerpos de agua muestreados	212
Figura 139: Parámetros hidrológicos de agua muestreados	213
Figura 140: Datos de precipitaciones de la estación ubicada en Soritor	214
Figura 141: Ubicación de la PTAR de Pósic en el margen del rio Tónchima.....	217
Figura 142: Panel fotográfico de las inundaciones provocadas por el rio Tónchima...	218
Figura 143: Ubicación de las fotografías de inundaciones.....	224

Figura 144: Panel fotográfica del levantamiento topográfico 231

Lista de tablas

Tabla 1: Riesgo admisible para distintos tipos de obra	40
Tabla 2: Coeficientes de factor de forma.....	42
Tabla 3: Factores para el cálculo del coeficiente de Manning	47
Tabla 4: Criterio de factores de seguridad para la estabilidad general	92
Tabla 5: Talud según el tipo de material para terraplenes	94
Tabla 6: Requisito de los materiales para un terraplén.....	94
Tabla 7: Ensayos y frecuencias para los terraplenes	94
Tabla 8: Espesores mínimos para los elementos de un terraplén	95
Tabla 9: Resumen de los parámetros más importantes del EMS	118
Tabla 10: Capacidades admisibles del suelo para cada calicata	118
Tabla 11: Datos de precipitaciones mensuales máximos en 24 h, estación Soritor	120
Tabla 12: Caudales anuales del aforo Soritor, caudales máximos (izquierda) y mínimos (derecha)	121
Tabla 13: Prueba de bondad distribución LogGumbel, caudales máximos del aforo Soritor	123
Tabla 14: Pendiente promedio de la red hídrica	123
Tabla 15: Parámetros geomorfológicos de la cuenca hidrográfica Tónchima	124
Tabla 16: Áreas de las microcuencas de la cuenca hidrográfica Tónchima	125
Tabla 17: Tiempo de concentración y de retardo para cada microcuenca.....	125
Tabla 18: Prueba de bondad para la distribución Normal, estación Soritor	126
Tabla 19: Prueba de bondad para la distribución LogNormal 2 parámetros, estación Soritor	127
Tabla 20: Prueba de bondad para la distribución LogPearson Tipo III, estación Soritor	128
Tabla 21: Prueba de bondad para la distribución Gumbel, estación Soritor	129
Tabla 22: Prueba de bondad para la distribución LogGumbel, estación Soritor.....	130
Tabla 23: Prueba de bondad distribución Normal, caudales máximos del aforo Soritor	131
Tabla 24: Prueba de bondad distribución Normal, caudales máximos del aforo Soritor	132
Tabla 25: Prueba de bondad distribución Normal, caudales máximos del aforo Soritor	133

Tabla 26: Prueba de bondad distribución Normal, caudales máximos del aforo Soritor	134
Tabla 27: Prueba de bondad distribución LogGumbel, caudales máximos del aforo Soritor	135
Tabla 28: Prueba de bondad distribución Normal, caudales mínimos del aforo Soritor	136
Tabla 29: Prueba de bondad distribución LogNormal 2 parámetros, caudales mínimos del aforo Soritor.....	137
Tabla 30: Prueba de bondad distribución LogPearson Tipo III, caudales mínimos del aforo Soritor.....	138
Tabla 31: Prueba de bondad distribución Gumbel, caudales mínimos del aforo Soritor	139
Tabla 32: Prueba de bondad distribución LogGumbel, caudales mínimos del aforo Soritor	140
Tabla 33: Precipitaciones diaria máxima probable para distintos periodos de retorno	141
Tabla 34: Precipitaciones máximas (mm) para diferentes tiempos de duración de lluvias	141
Tabla 35: Intensidad de lluvia (mm/h) a partir de las precipitaciones máximas	142
Tabla 36: Regresión potencial para hallar los valores de d y n , para el periodo de retorno de 2 años	142
Tabla 37: Regresión potencial para hallar los valores de d y n , para el periodo de retorno de 5 años	143
Tabla 38: Regresión potencial para hallar los valores de d y n , para el periodo de retorno de 10 años	144
Tabla 39: Regresión potencial para hallar los valores de d y n , para el periodo de retorno de 25 años	145
Tabla 40: Regresión potencial para hallar los valores de d y n , para el periodo de retorno de 50 años	146
Tabla 41: Regresión potencial para hallar los valores de d y n , para el periodo de retorno de 100 años	147
Tabla 42: Regresión potencial para hallar los valores de d y n , para el periodo de retorno de 500 años	148
Tabla 43: Resumen de los valores obtenidos de la regresión potencial d y n	149

Tabla 44: Regresión potencial para hallar los valores de K y m	150
Tabla 45: Intensidades de precipitación según las curvas de IDF.....	152
Tabla 46: Método de los bloques alternos para el periodo de retorno de 50 años.....	154
Tabla 47: Método de los bloques alternos para el periodo de retorno de 100 años.....	157
Tabla 48: Método de los bloques alternos para el periodo de retorno de 500 años.....	160
Tabla 49: Cálculos de las perdidas necesarias para el modelo hidrológico.....	164
Tabla 50: Porcentaje de error de los caudales de la simulación en comparación con los caudales máximos de aforo para cada tiempo de retorno correspondiente	166
Tabla 51: Calibración del modelo al reducir el número de curva para las pérdidas iniciales.....	167
Tabla 52: Porcentaje de error de los caudales de la simulación calibrada en comparación con los caudales máximos de aforo para cada tiempo de retorno correspondiente.....	168
Tabla 53: Valores para el hidrograma con 50 años de periodo de retorno.....	169
Tabla 54: Valores para el hidrograma con 100 años de periodo de retorno.....	170
Tabla 55: Valores para el hidrograma con 500 años de periodo de retorno.....	171
Tabla 56: Coordenadas de inicio y fin del tramo de río a estudiar.....	173
Tabla 57: Calculo del valor de rugosidad de Manning.....	174
Tabla 58: Censo de los centros poblado del año 2017	181
Tabla 59: Curvas de nivel obtenidas del levantamiento topográfico.....	182
Tabla 60: Gastos en construcción por metro lineal de terraplenes	200
Tabla 61: Gastos en construcción por metro lineal de gaviones	200
Tabla 62: Gastos en construcción por metro lineal de muros de contención en voladizo	200
Tabla 63: Coordenadas obtenidas durante el levantamiento topográfico.....	226

Resumen

El presente estudio tuvo como objetivo principal el realizar el estudio de inundación generado por el río Tónchima del distrito de Pósic, provincia de Rioja, departamento de San Martín mediante análisis por computador. Para realizar este estudio en primer lugar se recopiló la información cartográfica, topográfica, EMS e hidrológica de la zona de estudio; posteriormente se calcularon los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Tónchima y los caudales de diseño para periodos de retorno de 50, 100 y 500 años mediante análisis hidrológico a través del software HEC – HMS. Luego se realizó el modelamiento hidráulico con el programa HEC – RAS del río Tónchima desde el tramo del centro poblado de Pósic hasta el caserío Bajo Tónchima. En base a los resultados del modelamiento hidráulico se obtuvieron mapas de inundación, mismos que se usaron para determinar el área crítica en donde plantear medidas estructurales y no estructurales a nivel de prediseño.

Palabras clave: Inundación, HEC – RAS, HEC – HMS, Mapas

Abstract

The main objective of this study was to carry out the study of flooding generated by the Tonchima river in the district of Posic, province of Rioja, department of San Martin through computer analysis. To carry out this study, first of all, the cartographic, topographic, EMS and hydrological information of the study area was collected; Subsequently, the geomorphological parameters of the Tonchima river basin and the design flows for return periods of 50, 100 and 500 years were calculated by means of hydrological analysis through the HEC – HMS software. Hydraulic modeling was then carried out with the HEC – RAS program of the Tonchima river from the section of the town center of Posic to the Bajo Tonchima hamlet. Based on the results of the hydraulic modeling, flood maps were obtained, which were used to determine the critical area in which to propose structural and non-structural measures at the pre-design level.

Keywords: Flood, HEC – RAS, HEC – HMS, Maps

Introducción

Las inundaciones ocurren habitualmente por el desborde de un cuerpo hídrico, como por ejemplo el aumento del caudal de un río, el aumento del nivel de un lago o laguna, la subida del nivel del mar o por deshielos, estos en general son causados por el aumento de las precipitaciones. Según Carlos Mora en su libro *Ciencias de la Tierra para la Sociedad* menciona que, “las inundaciones son producto de las fuertes lluvias, tormentas tropicales y/o huracanes que generan un exceso de agua en los ríos que sobrepasa su límite provocando el desbordamiento” [1].

Las inundaciones son uno de los principales problemas que afectan al Perú, las consecuencias van desde grandes pérdidas económicas, ambientales y hasta pérdidas humanas. Principalmente las regiones de sierra y costa se ven afectados por el fenómeno El Niño, mientras que en la selva se debe a las intensas lluvias. Existen épocas que intensifican este peligro; en la selva se amplifica en épocas de verano que van desde finales de diciembre hasta abril; mientras que en la costa y sierra por el ya mencionado fenómeno El Niño que se da entre diciembre y enero según el Servicio de Meteorología del Perú (SENAMHI) [2].

Según datos del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), el principal fenómeno de emergencias en el Perú son las lluvias intensas, siendo este el contribuidor directo al crecimiento del caudal de los ríos y generando así posibles inundaciones. La región de San Martín esta entre los primeros lugares del número de afectados por inundaciones a nivel nacional. Según el último anuario de estadísticas ambientales 2020 emitido por el INEI, los volúmenes anuales de precipitaciones en las principales regiones de la selva fueron: Loreto (2 mil 965 milímetros), Ucayali (2 mil 696 milímetros), Madre de Dios (2 mil 8 milímetros), San Martín (1 mil 722 milímetros) y Pasco (1 mil 633 milímetros); mientras que en las principales regiones de la costa fueron: Ica (12 milímetros), La Libertad (22 milímetros) y Lima (26 milímetros) [3]. En base a estos datos podemos notar entonces que las lluvias son la principal causa del aumento del caudal de los ríos en la selva y particularmente en la región de San Martín, generando así las inundaciones.

En la historia del Perú se registraron mayor frecuencia de daños por inundaciones entre los años 2003 y 2011, causando pérdidas humanas, terrenos de cultivo echados a perder, fallas estructurales en viviendas, carreteras, obras hidráulicas, entre otros. Por tal motivo

nuestro gobierno está trabajando mediante las organizaciones como Ministerio de Agricultura y Riego (MINAGRI), Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI) y la Autoridad Nacional del Agua (ANA) para mitigar estos problemas [4].

Así por ejemplo podemos mencionar de las diversas inundaciones importantes del país, lo ocurrido en el departamento de Loreto desde enero a abril del 2012, siendo febrero y marzo los meses más lluviosos en toda la región amazónica peruana. Las zonas más afectadas en Loreto son los caseríos, pueblos y la capital del departamento, Iquitos. El clima húmedo continuó hasta principios de 2012, lo que provocó que el río Amazonas creciera. Durante dicho periodo fueron afectadas (19.209 familias afectadas y 18.00 personas afectadas), 26.000 hectáreas de cultivos se inundaron y el nivel del agua llegó a las calles de Iquitos [5].

El distrito de Pósic se fundó el 9 de diciembre de 1935, es uno de los 9 distritos de Rioja, departamento de San Martín. El distrito limita hacia el norte con el distrito de Yuracyacu, en el sur con el distrito de Rioja, en el este con la provincia de Moyobamba y oeste con los distritos de Yuracyacu y Rioja. Según el censo del año 2017 la población fue de 1919 habitantes y según una estimación de la misma institución para el 2020 la población debió ser de 2094 habitantes, pudiéndose considerar a Pósic como un centro poblado rural [6]. El clima en el distrito de Posic es generalmente templado con alta incidencia de lluvias y ya que forma parte de la región selva del Perú, esta alta incidencia se da en finales de diciembre hasta abril, como se mencionó al principio de este documento.

El distrito de Pósic se divide en el pueblo de Posic, que viene a ser la capital del distrito y los caseríos de Santa Elena, Marona, Ajial y Bajo Tónchima. La economía del distrito proviene en su gran mayoría de la siembra de arroz, cosecha de café y crianza de animales; aunque también existen pequeños negocios de diversos indoles la capital del distrito.

El río Tónchima es uno de los principales contribuyentes del Río Mayo, el cual proviene del macizo calcáreo del Alto Mayo. El río recorre los pueblos de Soritor, Yorongos, Rioja y el distrito de Posic. En el distrito de Posic el río Tónchima recorre el pueblo de Posic y el caserío Bajo Tónchima, este recorrido que hace el río pretende ser el área de estudio tentativo del proyecto, más adelante se definirá adecuadamente el área de estudio. En cuanto a características generales, el río es de un color marrón, con un fondo areno-pedregoso y con una temperatura que va desde 22.5°C hasta 24.3°C [7].

El desborde del río Tónchima afectan principalmente a la agricultura y ganadería que están cerca del río, además impide el funcionamiento de la trocha carrozable que conecta el pueblo de Posic con el caserío de Bajo Tónchima; afectando así a la economía directa del distrito. Particularmente en el pueblo de Posic las inundaciones están afectando a la planta de tratamiento de aguas residuales cercana al río, el cual están en la parte norte del pueblo de Rioja. La PTAR está en una situación de alerta ya que el río debido a su aumento de caudal genera socavación en la cimentación de la estructura.

La necesidad de un buen estudio de inundación para poder prevenir y mitigar futuras inundaciones causadas por el desborde del río Tónchima en el distrito de Posic es muy alta, sobre todo en el tramo que va desde el pueblo de Posic hasta el caserío de Bajo Tónchima. La justificación social que plantea este proyecto radica en que toda persona tiene derecho a la vida por lo tanto se debe garantizar que ningún factor sea artificial o como en este caso de estudio de desastres naturales, no lleguen a afectar el bienestar humano para el desarrollo de sus actividades. El presente estudio ayudará a las personas del distrito de Posic a mejorar la calidad de vida y asegurar que sus actividades no se verán perjudicadas mediante sistemas de contención o medidas preventivas ante posibles inundaciones.

Este proyecto contribuirá directamente a recopilar la información, evaluación de los potenciales riesgos por inundación al distrito de Posic, además se plantearán a nivel de prediseño sistemas estructurales y no estructurales para mitigar este problema. El proyecto beneficiará directamente a la población que se dedica a la agricultura y ganadería cercana al cauce del río, también beneficiará a la población que se traslada por la trocha carrozable mencionada anteriormente, la cual está cercana al río. Este proyecto beneficiará a la municipalidad de Posic y la población en general ya que reducirá gastos en estudios para el mantenimiento y correcta ubicación de la PTAR.

El proyecto nos permitirá obtener un mapa de las áreas más vulnerables antes inundaciones causadas por el Río Tónchima, según las máximas avenidas y periodos de retorno a considerar. Con el estudio hidrológico e hidráulico se va a contribuir para futuros trabajos de investigaciones relacionados con el tema de inundaciones y el uso de herramientas tecnológicas como los SIG (Sistemas de Información Geográfica) y el software HEC-RAS que hacen posible la simulación del flujo de un río.

El objetivo principal de este proyecto es realizar el estudio de inundación generado por el río Tónchima del distrito de Pósic, provincia de Rioja, departamento de San Martín mediante análisis por computador. Mientras que los objetivos específicos son: recopilar la información cartográfica, topográfica, EMS e hidrológica de la zona de estudio; calcular los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Tónchima; calcular los caudales de diseño para periodos de retorno de 50, 100 y 500 años mediante análisis hidrológico a través del software HEC – HMS; desarrollar el modelamiento hidráulico con el programa HEC – RAS del río Tónchima desde el tramo del centro poblado de Pósic hasta el caserío Bajo Tónchima; evaluar el riesgo por inundación generado por el río Tónchima en el tramo seleccionado y por último prediseñar las estructuras hidráulicas de protección de riesgos por inundación del río Tónchima en el tramo seleccionado.

Revisión de literatura

Antecedentes del problema

Entre los diferentes estudios más relevantes relacionados con el proyecto, “Estudio de inundación del río Tónchima tramo Pueblo de Pósic – caserío Bajo Tónchima, provincia de Rioja, departamento de San Martín mediante análisis por computador” se mencionan los siguientes.

Internacionales

En el artículo elaborado por [8] titulado **“Modelo bidimensional de inundación urbana de la ciudad de Azul (Argentina) con herramientas de uso libre”** un artículo elaborado para publicación se describen los procedimientos para obtener el modelo digital del terreno en cauces y valles de llanuras aluviales en entornos urbanos y la ejecución del software IBER con diferentes perfiles y configuraciones, además se verificó la aplicabilidad del software en áreas planas y los valores obtenidos para la ciudad Azul son útiles para la gestión de riesgos de inundaciones.

En la tesis elaborada por [9] titulada **“Aplicación de la nueva herramienta HEC-RAS 5.0 para cálculos bidimensionales del flujo de agua en ríos”** para optar por el título de Master en ingeniería civil en la facultad de ingeniería de la Universidad Politécnica de Cataluña se llegó a las conclusiones de que HEC-RAS 5.0 a través de RAS Mapper, integra las herramientas principales para el modelado bidireccional y que con respecto al generador de malla 2D, conlleva mucho tiempo en la evaluación de grandes llanuras aluviales. Respecto a los resultados se realizó una comparación con el software IBER y se demostró que los valores de calado de agua son medianamente similares.

En el artículo elaborado por [10] titulado **“Application of 2D numerical simulation for the analysis of the February 2014 Bolivian Amazonia flood: Application of the new HEC-RAS versión 5.0”** se aplicó la nueva versión 5 de HEC – RAS para simular las inundaciones de febrero del 2014 en la Amazonia Boliviana. La simulación de la inundación se desempeñó de manera adecuada de acuerdo con las imágenes satelitales del mismo. De dicha simulación se obtuvieron datos como la profundidad del agua, velocidad y cambios de la inundación a lo largo del tiempo. Respecto a los resultados se

identificaron puntos o tramos críticos en donde se origina la inundación, siendo la planicie al oeste del río Mamoré la más crítica.

En el artículo elaborado por [11] titulada **“Flood Analysis with HEC-RAS: A Case Study of Tigris River”** publicada en la revista Hindawi, se llegó a las conclusiones de que los modelos hechos con HEC – RAS son capaces de simular los perfiles superficiales formadas en los diversos flujos del río Tigris en Diyarbakir en el país de Turquía, utilizando los recursos que brinda el propio programa. Los coeficientes de rugosidad de Manning afectan significativamente los perfiles de superficie de agua, es por esto por lo que se debe analizar adecuadamente este parámetro. En cuanto a los resultados al examinar los perfiles de longitud obtenidas en diferentes periodos de retorno, el histórico puente Sadi y el puente Ten Eyes no fueron suficientes para superar la inundación, por lo que las estructuras dentro del límite de inundación deben tener elevaciones más altas para que no se vean afectados por las inundaciones.

En el artículo elaborado por [12] titulada **“Case Study of HEC-RAS 1D–2D Coupling Simulation: 2002 Baeksan Flood Event in Korea”** publicada en la revista Multidisciplinary Digital Publishing Institute, se llegó a la conclusión de que la capacidad del modelo en HEC – RAS para proporcionar cálculos numéricos combinados de flujos de ríos 1D y llanuras aluviales 2D ha demostrado ser eficaz en la simulación de eventos de ruptura de diques. Respecto a los resultados, el patrón del modelo HEC – RAS resultante en el cambio en el área inundada muestra un aumento inconsistente en el área inundada: el 75 % y el 97% del área inundada total se inunda 7 y 16 h después de la ruptura del dique, respectivamente, mientras que los modelos Gerris y FLUMEN lograron 95% y 97% del área inundada 5 y 8 h después de la ruptura, respectivamente.

Nacionales

En la tesis elaborada por [13] titulada **“Modelación hidrológica e hidráulica bidimensional del río Cabanillas tramo puente-Bocatoma Cabanilla, utilizando el modelo HEC-RAS 2D”** para optar el título de ingeniero agrícola en la facultad de ingeniería de la Universidad Nacional del Altiplano se realizó un modelo hidrológico e hidráulico bidimensional del río Cabanillas con el software HEC-RAS 2D con el fin de proponer medidas para evitar posibles inundaciones. Se llegó a las conclusiones de que los modelos bidimensionales se ajustan a las condiciones de estudio, mantienen los

resultados y tienden a ser los mismos, pero, aun así, existen discrepancias entre los resultados proporcionados debido a la geometría de la malla, la sensibilidad a ciertos parámetros y las condiciones bajo las cuales opera cada modelo. Se determinaron las zonas inundables de 179.53 ha, 195.13 ha, 182.86 ha, 187.86 ha, 182.92 ha y 195.70 ha para periodos de retorno de 10, 20, 100, 200 y 500 años respectivamente.

En la tesis elaborada por [14] titulada **“Comparación de los modelos hidráulicos unidimensional y bidimensional en el análisis de inundaciones en el río Virú”** para optar el título ingeniero agrícola en la facultad de ingeniería de la Universidad Nacional La Molina se realizó el estudio de un tramo de 10 km del río Virú, donde se llegó a la conclusión de que, para modelar ríos con caudal constante, el modelo unidimensional es más que suficiente. Respecto a los resultados se obtuvieron 5 puntos críticos provocados por posibles inundaciones, estos puntos ascienden a 13 ha y 17 ha con el modelo en HEC – RAS e IBER 2D respectivamente.

En el artículo elaborado por [15] titulado **“Definición de zonas de inundación mediante el modelo de simulación HEC-RAS en la cuenca baja del río Coata – Puno”** tuvo como objetivo el identificar los puntos críticos por inundación a través del modelo hidráulico en el software HEC – RAS de la cuenca baja del río Coata. Respecto a los resultados se identificaron áreas inundables en la cuenca antes mencionada con un periodo de retorno de 5 años, con un total de 134 hectáreas afectadas. Mientras que la localidad de Coata no fue afectada por la inundación las ciudades centrales y el municipio de Almozanche si fueron afectadas por este fenómeno.

En la tesis elaborada por [16] titulada **“Modelamiento Hidráulico con Hec-ras para la prevención de Inundaciones desde el km 44+100 al km 49+100 en el Río Reque”** el principal objetivo de este proyecto para obtener el título de ingeniero civil fue llevar a cabo el modelamiento hidráulico del río Reque con el propósito de detectar las áreas más vulnerables y prevenir las inundaciones. Como medida de solución, se propuso la implementación de defensas ribereñas. Se llegó a las conclusiones de que el tramo en evaluación presenta existencia de cultivos en los márgenes del río Reque, así como también viviendas aledañas a la misma por lo tanto tienen un alto riesgo de inundación ante la falta de elementos de contención.

En la tesis elaborada por [17] titulada **“Evaluación del riesgo por inundación en la quebrada del cauce del Río Grande, tramo desde el Puente Candopata hasta el**

Puente Cumbicus de la ciudad de Huamachuco, Provincia de Sánchez Carrión – La Libertad” para obtener el título de maestro en ingeniería civil en la facultad de ingeniería de la Universidad Cesar Vallejo se llegó a las conclusiones de que el riesgo, peligro y vulnerabilidad de inundación en el tramo del cauce del Río Grande, desde el Puente Candopata hasta el Puente Cumbicus, es significativa.

Bases Teórico Científicas

Estudio de inundación

Las inundaciones

Según el diccionario de la Real Academia Española, se define como inundación a la acción y efecto del inundar, es decir cubrir con agua los terrenos e inclusive las construcciones hechas por el hombre. De manera similar se define en el Glosario Internacional Hidrológico de la Organización Meteorológica Mundial (OMN), como el desbordamiento del agua fuera del cauce normal de los ríos o en general cualquier cuerpo hídrico [18].

A pesar de que se tiene comúnmente la noción de que las inundaciones son perjudiciales, existen algunos tipos de inundación son todo lo contrario, esto puede ser a que forman parte de un ciclo natural de la naturaleza que puede traer grandes beneficios medioambientales.

Tipos de inundaciones

En la gran mayoría de casos las inundaciones se pueden clasificar en tres tipos: inducidas, antrópicas y naturales. En este trabajo se hará el estudio de este último, las inundaciones naturales. Las inundaciones naturales se subdividen en dos tipos: terrestres, las cuales se originan cuando las aguas de ríos inundan el interior de los continentes y litorales o costeras, en las cuales las aguas marianas y de lagunas inundan los márgenes de los continentes [19].

La causa de las inundaciones terrestres puede darse debido al empozamiento del agua en zonas planas que pueden o no estar vinculados con las lluvias y también al desbordamiento de los cuerpos hídricos debido a las altas precipitaciones. En lo que

respecta a las inundaciones litorales o costeras, sus orígenes pueden estar relacionadas con el aumento del nivel del mar y lagos durante precipitaciones intensas o fenómenos naturales tales como: tifones, ciclones, tormentas tropicales, tornados, entre otros [19].

Mapas de inundación

La finalidad principal de los mapas de inundaciones es brindar información de la extensión de eventos realizados o probables de inundación, así como también los impactos en la población. Estos mapas son importantes porque ayudan en la toma de decisiones de gestiones de inundaciones, tanto estructurales como no estructurales [19].

Mapa de Riesgo de Inundación

Este mapa es un documento que representa de manera grafica la distribución geográfica de las amenazas y perdidas probables por inundación. En otras palabras, representa a la amenaza principal, que en este caso es la inundación; y la vulnerabilidad [20].

Riesgo

Se define como riesgo a la probabilidad para que una amenaza produzca daños en una determinada población vulnerable [20].

Para la organización del equipo de tareas interinstitucional sobre reducción de riesgos en su marco de acción para la Aplicación de la Estrategia Internacional de Reducción de Desastres (EIRD), el riesgo es una función que considera la presencia de una amenaza, como un ciclón, un terremoto, una inundación o un incendio, así como la exposición de la población y sus propiedades a dicha amenaza. Además, se tiene en cuenta la situación de vulnerabilidad en la que se encuentra la población y sus activos [21].

Amenaza

Es un factor externo que está representado por la probabilidad de que ocurra un evento o fenómeno para una localidad y tiempo específico. Este factor tiene una magnitud y

unidad de medida determinada la cual ocasiona daños a las estructuras y población; en consecuencia, genera pérdidas humanas, económicas, ambientales y perturbaciones en la sociedad [20].

Peligrosidad

Es la medida de la capacidad de generar daño y es propio del proceso, es independiente del área en la que pueda o no afectar a poblaciones. En otras palabras, es la probabilidad de que un proceso natural pueda desarrollarse hasta generar desastres [20].

Vulnerabilidad

Es el componente interno de una comunidad o sistema que engloba las características de la sociedad en relación a su contexto, las cuales la hacen propensa a sufrir daños o pérdidas significativas en caso de que se presente una amenaza. Entre los tipos de vulnerabilidad relevante en este estudio, está la vulnerabilidad física. Este tipo se refiere a la localización de viviendas cerca de las zonas de peligro y también hace referencia a los defectos estructurales para contener a las amenazas [20].

Cartografía

Es la ciencia que estudia los diversos métodos o sistemas que permiten esquematizar en un plano la totalidad o una sección de la superficie terrestre. Para representar en un plano el globo terráqueo se debe realizar una transformación según el sistema que se adecue al contexto y condiciones del lugar [22].

Topografía

Ciencia que se encarga del estudio del conjunto de principios, procedimiento e instrumentos que representan visualmente partes de la superficie terrestres; incluyendo sus detalles, formas, artificiales y naturales. Esta representación debe ser lo más fiel a la realidad tratando de que el error de representación sea lo más pequeño posible [22].

Estudio de mecánica de suelos (EMS)

La finalidad principal de un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), es el de categorizar el tipo de suelo que se encuentra en un terreno, así como también el de determinar propiedades importantes para diseños, tales como: capacidad admisible del suelo, parámetros sísmicos, asentamientos del mismos y para definir la toma de decisiones de un proyecto.

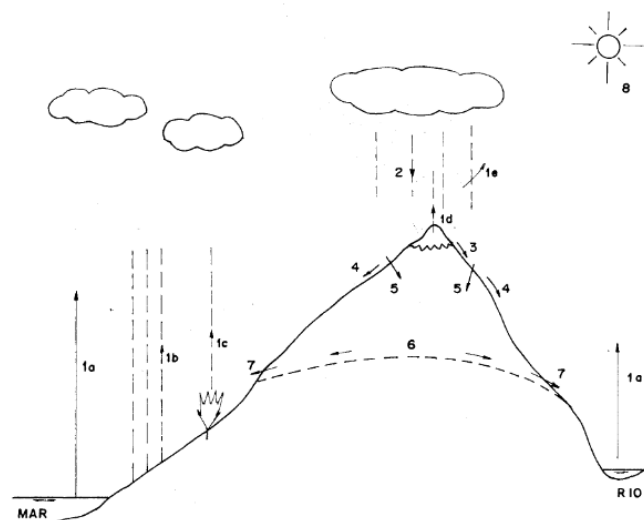
La hidrología y sus parámetros

El ciclo hidrológico

Para Wendor Chereque se conoce como ciclo hidrológico a los cambios que sufre el agua tanto en su forma como en estado; en el primer cambio se refiere al agua superficial y agua subterránea mientras que, en el segundo a los estados sólido, líquido y gaseoso. La hidrología frecuentemente se define como la ciencia que se encarga de estudiar este ciclo.

A lo largo del tiempo diversos autores han propuesto modelos que expliquen este ciclo, teniendo todos en común proporcionar un esquema sencillo que evidencia de manera explícita los estados y formas del agua, y en general el esquema es el presentado en la siguiente figura.

Figura 1: El ciclo hidrológico



Fuente 1: Wendor Chereque

De la figura anterior, al tratarse de un ciclo se puede partir de cualquier punto y recorrer el mismo, así por ejemplo se puede considerar el punto de inicio la evaporación del agua desde los mares y ríos (1a), superficies de suelos húmedas (1b), plantas (1c), nieve (1d) o por la evaporación de la misma precipitación. Luego el agua ya evaporada una vez condensada vuelve a caer en forma de lluvia, nevada o granizada (2). De la nieve o granizada mediante fusión se obtendría el agua en forma líquida, este junto con el agua de lluvia directamente formarían lo que se conoce como escorrentía, el cual puede ser superficial (4) o por infiltración (5). El agua al infiltrarse se va acumulando de acuerdo con la conformación y permeabilidad de los suelos capas de agua subterránea (6), el agua subterránea que brota de las rocas o tierra se le conoce como manantial (7). Finalmente, a través de los rayos solares (8) el agua vuelve a empezar su ciclo.

Como se mencionó en párrafos anteriores este esquema simplifica de manera sencilla el ciclo hidrológico, pero en la realidad el ciclo hidrológico no es nada regular, es decir no es constante como nos gustaría. Así por ejemplo en un determinado lugar, con un clima y condiciones específicas puede presentar periodos de sequias y en otros tiempos periodos de inundaciones, es el fenómeno típico que se da en el Perú y específicamente en la zona de estudio de este proyecto. Así tenemos que en el pueblo de Posic durante los fines de año y principios de este, el caudal de los ríos aumenta llegando al punto de generar inundaciones, mientras que en mitad de año el rio presenta el bajísimo caudal generando periodos de baja productividad agropecuaria. En conclusión, el ciclo hidrológico es irregular y debido a estas irregularidades es por la que el hombre presenta diversos problemas con esta [23].

El clima

En griego “clima” significaba inclinación, probablemente debido a la inclinación del eje de nuestro planeta. Hoy en día se conoce que las estaciones se originan debido al movimiento de traslación alrededor del sol y rotación en su propio eje de la tierra. Para la Organización Meteorológico Mundial, el clima se define como un estado medio del tiempo en un determinado lugar y durante un cierto período de tiempo. En un sentido amplio, es el estado del sistema climático [24].

Los principales elementos que nos permiten distinguir un clima de un determinado lugar de otro son, la precipitación, viento, temperatura, presión y radiación solar. Mientras

que los elementos que condicionan a un clima son, la altitud, latitud y la influencia marítima [23].

En el Perú, específicamente la selva peruana, que es en donde se ubica el río de estudio, es la más lluviosa del país, con los meses de noviembre y febrero de máxima precipitación. La selva se subdivide en dos zonas: selva alta y selva baja. Particularmente el lugar de estudio de este proyecto es selva baja, la cual se caracteriza por estar por debajo de los 500 m s. n. m, tener una topografía en su gran mayoría plana y cubiertas por vegetación de selva virgen. El clima es húmeda y cálida, los ríos se desarrollan como inmensos meandros que cambian repetidamente su cauce, por lo que generan constantes inundaciones.

La precipitación

La precipitación es toda forma de humedad que se forma en las nubes y que posteriormente llegan hasta la superficie de la tierra. Es por lo que se considera como precipitación a las lluvias, garuas, nevadas y granizadas.

Ciertamente la principal fuente para generar precipitación es la evaporación del espejo de agua de los mares, sin embargo, existen otros factores como la altitud, latitud, vientos marítimos y la topografía que determinan la cantidad de precipitación de un determinado lugar. Para que se formen gotas de agua o hielo en las nubes se requieren de los núcleos de condensación o congelamiento, estos consisten en productos de combustión o minerales arcillosos respectivamente.

Medición de la precipitación

Existen diversas formas de medir las precipitaciones desde las más simples y económicas que incluso se podrían realizar de manera casera para el caso donde por ejemplo la medición sea muy difícil, debido a la orografía, clima o en sí a la economía del solicitante; y existen formas más precisas de realizar estas mediciones. De acuerdo con lo expuesto anteriormente en general se pueden clasificar en tres tipos de instrumentos para realizar esta medición, pluviómetros simples, pluviómetros registradores o también conocidos como pluviógrafos y pluviómetros totalizadores. Esta

estandarizado alrededor del mundo y en especial en el Perú que la unidad de medida fundamental de la precipitación se de en milímetros (mm).

Corrección por intervalo fijo de observación

En base a miles estaciones de precipitaciones estudiadas por el investigador L. L. Weiss demostró que los registros de precipitación realizados en intervalos fijos subestiman la precipitación real para el mismo tiempo. Por tal motivo a estos registros se le debe aumentar en un 13% para ajustarse a los datos de precipitaciones reales [25].

Curvas intensidad – duración – frecuencia

Se define como intensidad de precipitación a la profundidad en milímetros por unidad de tiempo que usualmente está en horas. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio que se expresa con la siguiente ecuación.

$$i = \frac{P}{Td} \quad (1)$$

Donde, P es la profundidad de lluvia en mm y Td , es la duración en horas.

La frecuencia se expresa en función del tiempo de retorno. Las curvas intensidad – duración – frecuencia (IDF), relacionan estos elementos que en síntesis representan la probabilidad de su ocurrencia.

El modelo que se usó en este estudio para realizar las curvas IDF, fue el que se presenta a continuación, mediante la siguiente ecuación.

$$I = \frac{a}{(D + b)^m} \quad (2)$$

En donde para determinar los coeficientes a , b y m , que varían según el lugar y el periodo de retorno, se requiere realizar una linealización previa mediante regresión lineal. En esta regresión, se utilizan la intensidad de lluvia, I y la duración, D ; como variables de entrada. Los coeficientes a , b y m se obtendrán a partir de esta linealización, que

permitirá ajustar la relación entre las variables y determinar su relación matemática precisa. La duración de la lluvia a diseñar es igual al tiempo de concentración de la cuenca hidrográfica t_c .

Lamentablemente en el Perú aún no se cuenta con la suficiente información pluviográfica para poder representar estas curvas con las ecuaciones mostradas anteriormente. Dado que solo se tienen datos sobre las lluvias máximas registradas en un período de 24 horas, el valor de la intensidad de la precipitación máxima deberá ser estimado utilizando los coeficientes de duración que se encuentran en la siguiente tabla [26].

Figura 2: Coeficientes de duración para la precipitación máxima

Duraciones (horas)									
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
0.25	0.31	0.38	0.44	0.50	0.56	0.64	0.79	0.90	1.00

Fuente 2: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje

Y por último para calcular las curvas de intensidad – duración – frecuencia se calculan indirectamente con la siguiente ecuación.

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n} \quad (3)$$

La ecuación establece que la intensidad máxima de la lluvia, I ; se mide en milímetros por hora. Los factores K , m y n son propiedades distintivas de las áreas de estudio y desempeñan un papel en la relación entre la intensidad y la duración de la precipitación. El valor t representa la duración de la precipitación en minutos y se considera equivalente al tiempo de concentración. Al combinar estos componentes, es posible calcular la intensidad máxima de la lluvia en función de la duración y los factores característicos de la zona.

En este estudio para resolver la ecuación planteada anteriormente se ha realizado un cambio de variable de la siguiente manera.

$$d = K \cdot T^m \quad (4)$$

Con lo que la ecuación de las curvas IDF, se expresa y se calcula de manera sencilla con la siguiente ecuación.

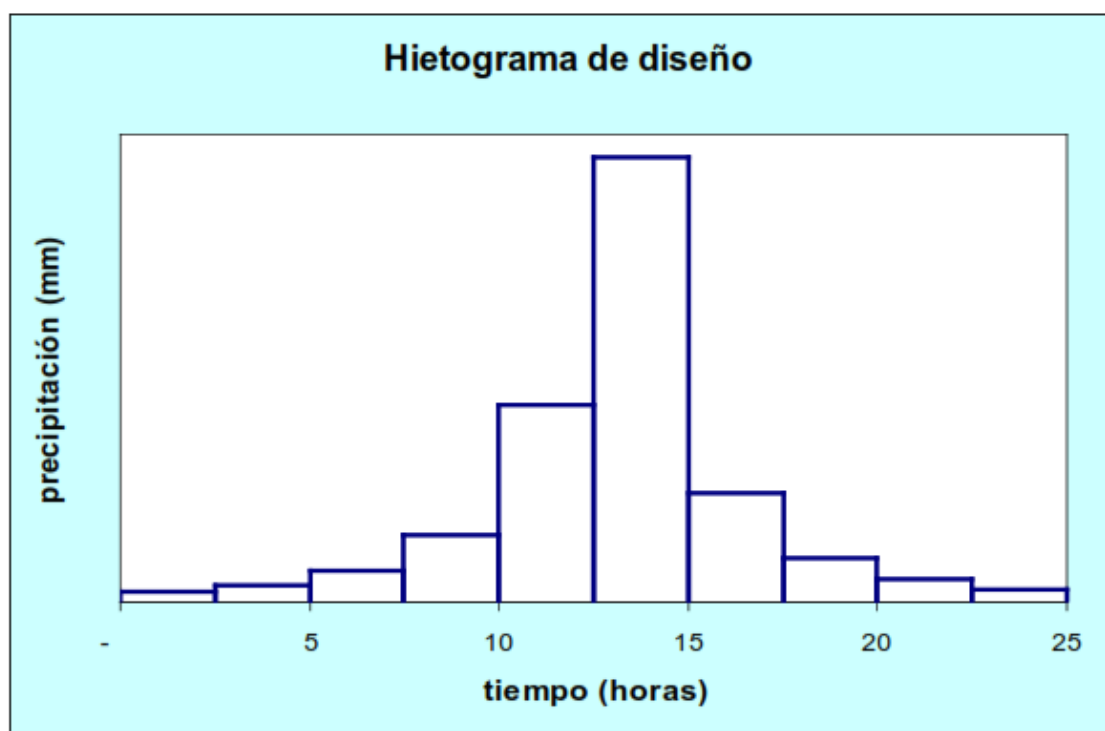
$$I = \frac{d}{t^n} = d \cdot t^{-n} \quad (5)$$

Hietograma de diseño

Cuando se requiera conocer más detalle de la evolución de la precipitación máxima, así por ejemplo si en 5 horas se tiene una precipitación máxima de 100 milímetros, pero se desease conocer cómo va cambiando esos 100 mm en las 5 horas se necesitará del hietograma.

Uno de los métodos para obtener los hietogramas es el Método del Bloque Alterno a partir de las curvas IDF. Este método es una forma sencilla para desarrollar el hietograma de diseño, consiste en síntesis en que la curva de IDF es leída para cada intervalo de tiempo elegido entonces la altura de precipitación se halla al multiplicar la duración e intensidad. Así para determinar la cantidad de precipitación que se debe agregar en cada intervalo de tiempo, se toman sucesivamente diferentes valores de altura de precipitación. Estos incrementos se denominan bloques y se organizan en una secuencia de manera que la intensidad máxima se produzca en el centro del período de tiempo requerido y los bloques restantes se disponen en orden descendente alternativamente a la izquierda y derecha del bloque principal. De esta forma, se establece una secuencia ordenada de bloques que permite calcular la cantidad de precipitación en diferentes intervalos de tiempo de manera precisa y sistemática [26].

Figura 3: Hietograma de precipitación Vs tiempo

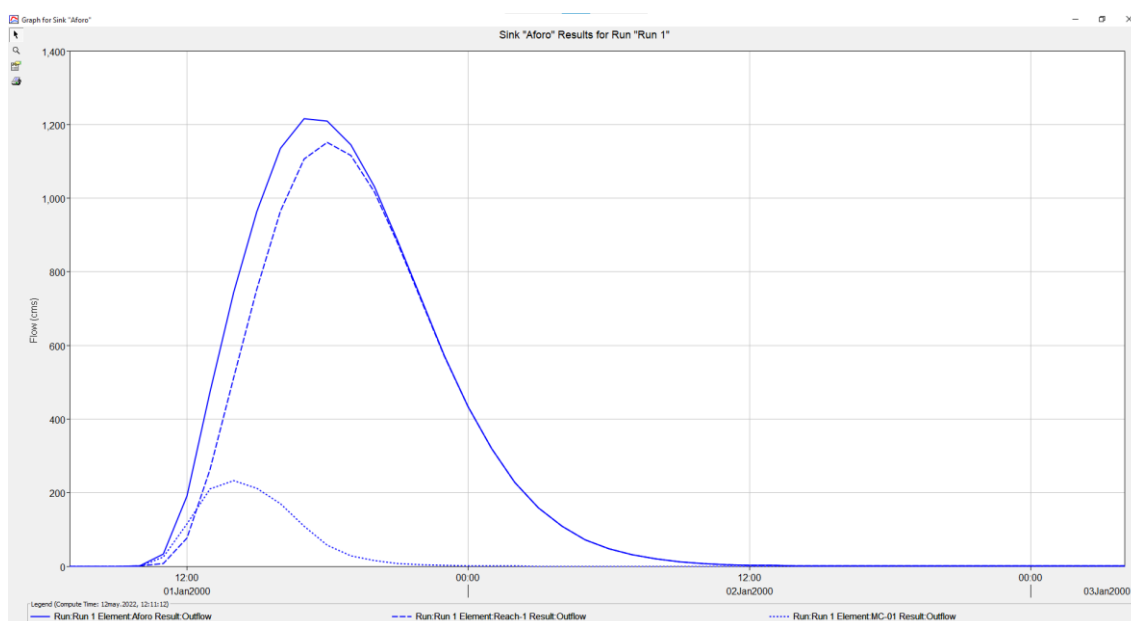


Fuente 3: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje

Hidrograma

El hidrograma es una representación gráfica que muestra cómo varía cierta información hidrológica a lo largo del tiempo. En el caso específico del hidrograma unitario de una cuenca, se refiere al hidrograma de escorrentía directa que se generaría aguas abajo de la cuenca si ocurriera una precipitación neta con una duración específica sobre esa cuenca. En otras palabras, el hidrograma unitario proporciona una estimación de cómo fluye el agua en respuesta a una precipitación en una cuenca determinada y durante un período de tiempo específico. En este estudio nos mostrará el comportamiento del caudal acumulado durante una tormenta [26].

Figura 4: Ejemplo de un hidrograma obtenido en el programa HEC – HMS



Fuente 4: Elaboración propia

Método hidrológico del Soil Conservation Service SCS

A través del parámetro del Número de Curva (CN), el cual se definirá más adelante; el método hidrológico del Soil Conservation Service (SCS) permite conocer la capacidad de una cuenca para producir escorrentía durante una tormenta. El parámetro antes mencionado permite definir el coeficiente de escorrentía y la precipitación efectiva o también llamada precipitación neta. Este método ha sido perfeccionado a base de experimentaciones realizadas por el SCS.

Este método se suele usar para obtener una adecuada aproximación de la escorrentía superficial. Destacan tres motivos de su uso, el primero relacionado con su aceptabilidad en el mundo, es decir es muy conocido; el segundo debido a que las variables involucradas en el cálculo son pocas y fáciles de obtener; y, por último, los resultados han demostrado ser muy parecidos a otros modelos de mayor complejidad aun cuando se utiliza un solo parámetro (CN).

La siguiente ecuación que se presenta a continuación, es la primordial del método en cuestión.

$$S = 254 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right) \quad (6)$$

Siendo, S , la retención potencial máxima en mm y CN , el número de curva correspondiente al conjunto de áreas de estudio.

Numero de curva (CN)

El número de curva (CN), debido a un cambio de variable para limitar el parámetro S ; alcanza valores comprendidos entre 0 y 100, siendo este adimensional. Es inversamente proporcional al escurrimiento; así por ejemplo para un valor de $CN = 100$, se tendría una cuenca impermeable en donde toda la precipitación se transforma en escorrentía.

Según las evaluaciones del SCS, el CN , se define con la siguiente ecuación.

$$CN = \frac{25400}{S + 254} \quad (7)$$

Siendo, CN , el número de curva correspondiente al conjunto de áreas de estudio y S , la retención potencial máxima en mm.

Para la estimación del CN , se usan tablas que dependen de tres parámetros, pendiente, suelo y cobertura. Particularmente en este estudio, se recopiló ya información dada sobre este valor para el área de la cuenca del río a analizar; según datos de la Autoridad Nacional del Agua [28].

Abstracciones iniciales

Para el cálculo de las abstracciones iniciales, P_0 ; se usa la siguiente ecuación, el cual está en función del CN .

$$P_0 = \frac{5080}{CN} - 50.8 \quad (8)$$

Siendo, P_0 , las pérdidas iniciales en mm y CN , el número de curva correspondiente al conjunto de áreas de estudio [27].

Análisis estadísticos

Pruebas de ajustes de bondad

Esta prueba se usa para verificar si los datos son independientes de una distribución elegida.

Prueba Kolmogórov – Smimov

Esta prueba no solo sirve para evaluar qué tan bien se ajustan las distribuciones, sino también para seleccionar la distribución más representativa. Se lleva a cabo comparando el valor máximo absoluto de la diferencia D , entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(xm)$ y la función de distribución estimada $F(xm)$. Este enfoque permite determinar cuál distribución se ajusta mejor a los datos observados, identificando la función de distribución que proporciona la mejor aproximación a la distribución real de los datos [26].

$$D = \max \left| \frac{F_o(xm)}{F(xm)} \right| \quad (9)$$

Además, para aplicar este método no es necesario agruparlos como otros métodos lo requieren.

Periodo de retorno

El periodo de retorno se define como el tiempo promedio, en años, que se requiere para que el valor de un caudal pico de una creciente alcance o supere un determinado valor en un período de "T" años. En otras palabras, el periodo de retorno indica la

frecuencia estimada con la que se espera que ocurra una creciente de determinada magnitud en un determinado período de tiempo.

En el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje se nos muestra como calcular este parámetro suponiendo que los eventos anuales son independientes. Con la siguiente fórmula.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (10)$$

Donde R , es el riesgo de falla hidrológico permitido; T , es el periodo de retorno en años y n es la vida útil de la estructura también en años. Para elegir el riesgo de falla R , el manual recomienda usar como referencia la siguiente tabla.

Tabla 1: Riesgo admisible para distintos tipos de obra

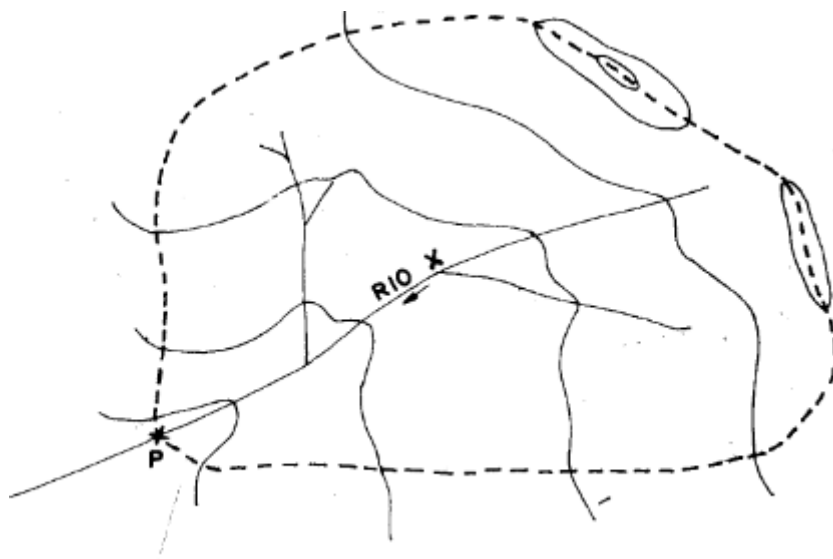
Tipo de obra	Riesgo admisible (%)
Puentes	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso de quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas ribereñas	25

Fuente 5: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje

Cuenca hidrográfica

Una cuenca hidrográfica es el área en donde las precipitaciones se unen y pasan a formar parte del recorrido o de la composición en si de un cuerpo hídrico. Todo cuerpo hídrico tiene definida de manera precisa su cuenca hidrográfica. Para realizar la delimitación de una cuenca actualmente se usan métodos por computador, como lo puede ser ArcGIS, QGIS; pero es evidente que se puede realizar de manera manual. En el libro citado en el presente estudio del autor Wendor Chereque se nos ilustra de manera concisa como se delimita la cuenca del río X hasta la zona de salida P [23].

Figura 5: Delimitación de una cuenca hidrográfica



Fuente 6: Wendor Chereque

Parámetros geomorfológicos de cuencas hidrográficas

Para poder comprender los procesos hidrológicos que se dan en una cuenca es necesario primero conocer las características morfométricas y físicas de las cuencas hidrográficas. Son tres categorías principalmente las que participan en estas características, el primero son parámetros asociados con la forma, el segundo con el relieve y el último con el drenaje.

Todas las siguientes clasificaciones de la morfología de las cuencas son extraídas del libro del ingeniero agrónomo Carlos Brieva [27].

En relación con la forma de la cuenca

Área, A: Es la superficie proyectada en un plano horizontal del sistema de escorrentía que se dirige al cuerpo hídrico, se expresa normalmente en km^2 o hectáreas.

Perímetro, P: Depende del anterior parámetro, por lo tanto, es la longitud medida en el plano horizontal que recorre la línea divisora de aguas, se expresa normalmente en km.

Longitud de la cuenca, L: Es la medida en el plano horizontal desde el punto de desembocadura de la cuenca hidrográfica y el punto en donde se corte la línea de contorno de la cuenca, se suele expresar en km.

Coefficiente de compacidad, Kc: Contrasta la forma de la cuenca hidrográfica con una superficie circular de igual área. Este coeficiente no tiene unidades porque se define como el cociente entre el perímetro de la cuenca y la circunferencia. Por propiedad el coeficiente de compacidad no puede ser menor que la unidad. Se expresa con la siguiente fórmula en términos de las propiedades de la cuenca hidrográfica.

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \quad (11)$$

Cuando este valor sea muy alto por ejemplo 3, se tratará de cuencas hidrológicas alargadas, en cambio cuando tienda a estar cercano a la unidad su forma será parecida a una superficie circular.

Factor de Forma de Horton, Kf: Se define como el cociente entre el área de la cuenca hidrográfica y su longitud elevado al cuadrado, por lo tanto, este valor es adimensional. Cuando este valor es bajo su forma es alargada, mientras que con un valor alto su forma será achatada con tendencias a generar grandes crecidas.

$$Kf = \frac{A}{L^2} \quad (12)$$

Tabla 2: Coeficientes de factor de forma

Factor de forma (valores aproximados)	Forma de la cuenca
< 0.22	Muy alargada
0.22 – 0.30	Alargada
0.30 – 0.37	Ligeramente alargada
0.37 – 0.45	Ni alargada, ni achatada
0.45 – 0.60	Ligeramente achatada

0.60 – 0.80	Achatada
0.80 – 1.20	Muy achatada
>1.20	Rodeando el desagüe

Fuente 7: Caracterización de cuencas por Carlos Brieva

Relación de elongación, Re: Es el cociente entre el diámetro de una circunferencia y la longitud de una cuenca hidrográfica, por lo tanto, es adimensional. Particularmente esta circunferencia debe tener la misma área de la cuenca en cuestión. De manera similar al coeficiente de compacidad visto anteriormente cuando este valor tienda a la unidad, la cuenca hidrográfica será plana y de forma circular, mientras que si la cuenca es plana con zonas accidentadas este valor estará entre 0.5 y 0.8.

$$Re = \frac{\sqrt{\frac{4A}{\pi}}}{L} \quad (13)$$

En relación con el relieve de la cuenca

Cota mayor de la cuenca, CM: Es la cota de mayor altura ubicada en las líneas divisorias de la cuenca hidrográfica, generalmente se expresa en m s. n. m.

Cota menor de la cuenca, Cm: Es la cota en la cual la cuenca hidrográfica descarga sus aguas sobre otro cuerpo hídrico, generalmente se expresa en m s. n. m.

Elevación promedio del relieve: Es un promedio de las elevaciones de la cuenca hidrográfica en relación con el nivel del mar.

Pendiente media de la cuenca, S: Es el valor promedio de la pendiente o inclinación de la cuenca hidrográfica en relación con el punto de salida de las aguas.

Cota mayor de cauce, CMc: Cota de mayor altura ubicada en el cauce del cuerpo hídrico, se expresa en m s. n. m.

Cota menor de cauce, Cmc: Cota de menor altura ubicada en el cauce del cuerpo hídrico, se expresa en m s. n. m.

Pendiente promedio del cauce, S_c : Es el cociente entre la diferencia de la cota mayor y menor del cauce, y la longitud de esta.

$$S_c = \frac{CM_c - Cm_c}{L_c} \quad (14)$$

En relación con la capacidad de drenaje de la cuenca

Longitud del cauce principal, L_c : Es la longitud del cauce del cuerpo hídrico, teniendo en cuenta las curvas o meandros del mismo, generalmente se suele expresar en km.

Orden de los cauces: Se refiere a la clasificación de las bifurcaciones que se dan en la cuenca hidrográfica, considerando a las aguas de nacimiento y sin cuerpos hídricos que descarguen sus aguas en ellos, como corrientes de primer orden. En general se considerará como un orden de grado más ($i + 1$), cuando se unan dos líneas de bifurcación de grado menor (i).

Longitud de los cauces de orden uno, L_1 : Como el nombre lo indica son la medida de los cauces de primer orden.

Densidad de drenaje, Dd : Es el cociente entre la longitud del cauce principal y el área de la cuenca hidrográfica. Cuando este valor este entre 0.1 y 1.8 se dice que la capacidad de drenaje de la cuenca es baja, mientras que si esta entre 1.9 y 3.6 posee un drenaje moderado. Valores mayores a los mostrados tienen una capacidad alta de drenaje.

$$Dd = \frac{L}{A} \quad (15)$$

Coefficiente de torrencialidad, Ct : Es el cociente entre el número de cauces de primer orden y el área de la cuenca hidrográfica. Este valor es proporcional al grado de torrencialidad de la cuenca hidrográfica.

Tiempo de concentración, t_c : Lapso de tiempo que tarda una gota de agua desde el punto más remoto hasta alcanzar el punto de salida de una cuenca hidrográfica. En este estudio se presenta tres formas de calcular este parámetro.

Mediante la fórmula de Kirpich (1940)

$$t_c = 0.01947L^{0.77}S^{-0.385} \quad (16)$$

Donde L , es la longitud del cauce principal en metros y S , es la pendiente promedio del cauce principal en %.

Mediante la fórmula de California Culverts Practice

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (17)$$

Donde L , es la longitud del cauce principal en metros y H , es la diferencia de alturas de aguas abajo y aguas arriba del cauce principal en metros.

Mediante la fórmula de Temez

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.75} \quad (18)$$

Donde L , es la longitud del cauce principal en kilómetros y S , es la pendiente entre los puntos aguas arriba y aguas abajo del cauce principal en %.

Tiempo de retardo: Se define como el tiempo que transcurre desde el valor máximo del hietograma de precipitaciones al valor máximo del hidrograma de caudales. Según el SCS (Soil Conservation Service) se puede aproximar como 0.6 veces el tiempo de concentración.

Análisis hidráulico

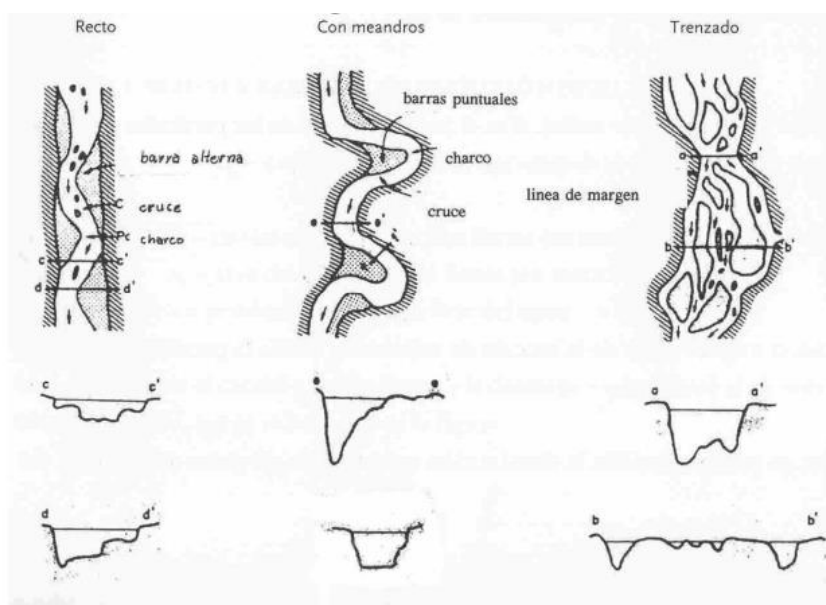
Clasificación morfológica de los ríos

Ríos rectos: Técnicamente no hay ríos rectos de manera natural; sin embargo, con la intervención del hombre mediante un sistema de encauzamiento esto puede ser realizado. No obstante, la variación del caudal del río puede generar diversos problemas tales como a desarrollo de curvas internas, lo cual demuestra que los ríos tienden a no ser rectos [28].

Ríos entrelazados: Algunos autores también llaman a este tipo de ríos, trenzados; estos se dan en ríos anchos con pendientes altas, esta pendiente genera tirantes pequeños lo que causa que el río fluya en varios canales alrededor de pequeñas islas. La existencia de este tipo de ríos son dos causas, la primera es debido al exceso de sedimentos y por la ya mencionada pendiente alta, estas causas pueden actuar en conjunto o por separado para generar estos tipos [28].

Ríos meándricos: Este tipo de ríos están formados por una sucesión de curvas o sinuosidades, el río Tónchima el cual es objeto de estudio de este trabajo encaja en este tipo de río. Las características de estas curvas dinámicas, no se deben principalmente al terreno sino más bien al comportamiento fluvial, en general van a depender del caudal y pendiente [28].

Figura 6: Forma gráfica de los tipos de ríos



Fuente 8: José Mora Álvarez

Coefficiente de rugosidad de Manning

El cálculo del coeficiente de rugosidad es ambiguo, no existe una manera precisa de hacerlo. Existen varios factores que afectan este parámetro. El primer factor se refiere a la rugosidad superficial, se refiere al tamaño y forma de las partículas o granos de la composición del terreno; el segundo tiene que ver con la vegetación, es importante porque este ayuda a contrarrestar los efectos de la erosión e inundación. El tercer factor está relacionado con la irregularidad, específicamente con las variaciones de las secciones

transversales, la geometría; el cuarto factor se refiere al alineamiento, formas de curvas bruscas como los que hay en meandros producirán valores altos del mismo. El último factor más importante que vale la pena mencionar es la sedimentación y socavación, está relacionado directamente con la velocidad del flujo [29].

En base a los factores más relevantes mencionados anteriormente, Ven Chow hace alusión a que Cowan desarrollo la siguiente fórmula para facilitar el cálculo de este coeficiente.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5 \quad (19)$$

Y dichos valores se eligen a criterio de la siguiente tabla.

Tabla 3: Factores para el cálculo del coeficiente de Manning

Condiciones del canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010 – 0.015
	Insignificante		0.000

Efecto relativo de las obstrucciones	Menor	n_3	0.010 – 0.015
	Apreciable		0.020 – 0.030
	Severo		0.040 – 0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005 – 0.010
	Media		0.010 – 0.025
	Alta		0.025 – 0.050
	Muy alta		0.050 – 0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente 9: Hidrología para canales abiertos, Ven Te Chow

Análisis por computador

Sistemas de información geográfica

Los sistemas de información geográfica (SIG) son una forma específica de los sistemas de información (SI) en la cual la información se presenta con referencia espacial, es decir, incluye su ubicación en el espacio utilizando un sistema de coordenadas como UTM o coordenadas geográficas. En general un SIG nos permite almacenar, realizar consultas, analizar y ayudar en la toma de decisiones [30].

ArcGIS

ArcGIS es el nombre que se le da al conjunto de herramientas de este programa en el campo de los SIG, es un producto producido y comercializado por ESRI. Actualmente en el Perú y en el mundo es uno de los programas más utilizados en el desarrollo de SIG y afines.

En este proyecto se hizo uso de las herramientas de ArcMap, ArcToolbox y ArcCatalog; que pertenecen al conjunto de herramientas ArcGIS. Entre sus innumerables

aplicaciones, como se verá más adelante están el de realizar postprocesado de análisis hidrológico, hidráulico, civil, entre otros.

Modelo de elevación digital

En cualquier programa SIG se representa entidades y superficies; las superficies son alteraciones geográficas que tienen valores en cada punto de su extensión. Así por ejemplo una de estas alteraciones que se suelen ver son las cotas o elevaciones del terreno.

Estas superficies se suelen representar mediante datos ráster. Se puede conceptualizar como ráster a una matriz de celdas, las cuales también se conocen como píxeles; estos píxeles cubren una parte de una región de interés. Cada celda contiene información numérica de la ubicación de interés.

Un modelo de elevación digital (DEM), en síntesis, representa de manera gráfica la información matricial de los ráster. Se pueden usar distintas rampas de color para representar la información de cada celda de la matriz [31].

Figura 7: Ejemplos de modelos de elevación digital (DEM)

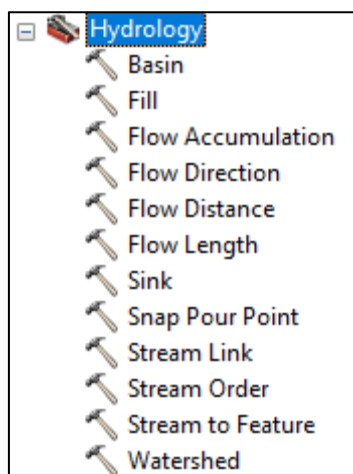


Fuente 10: Sitio web de Learn ArcGIS

Delimitación de una cuenca hidrográfica

Para realizar la delimitación de una cuenca hidrográfica en ArcGIS, primero se debe contar con un modelo de elevación digital (DEM). Para ello se harán uso de las herramientas de “Hydrology”.

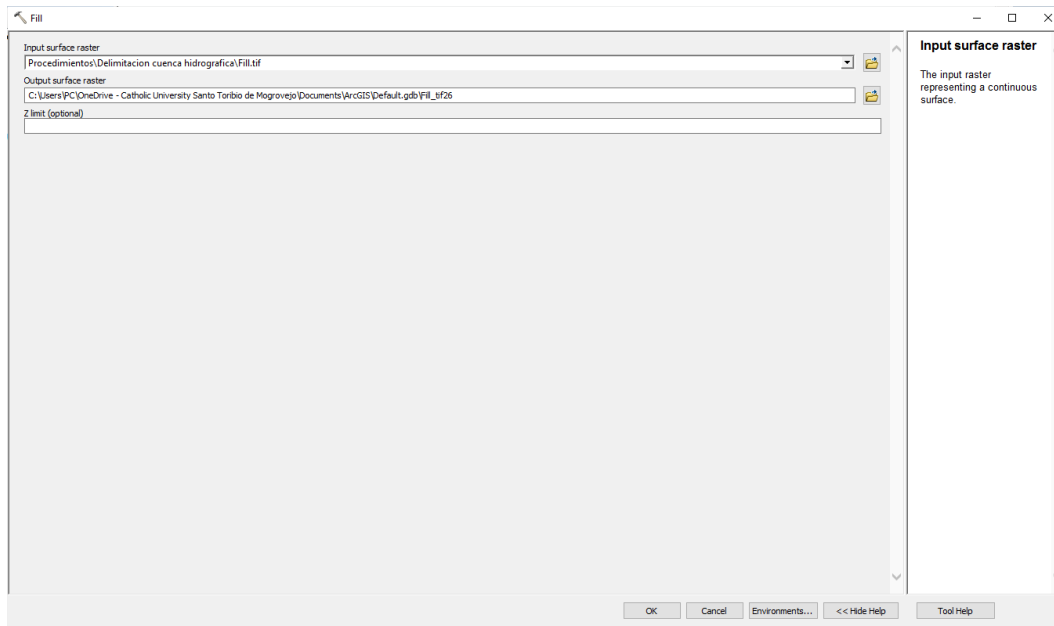
Figura 8: Paquete de herramientas para el análisis hidrológico



Fuente 11: ArcMap del conjunto de herramientas de ArcGIS

Una vez que se cuente con el modelo, lo primero que se debe realizar es rellenar los vacíos o imperfecciones del DEM con la herramienta “Fill”, colocando con archivo de entrada el DEM original.

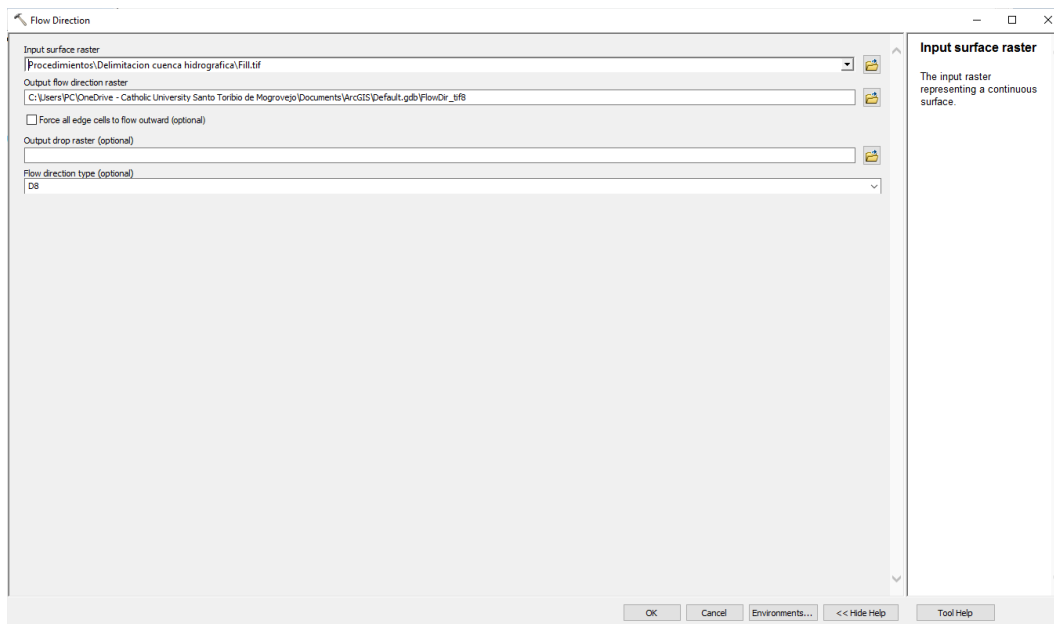
Figura 9: Herramienta "Fill" para el relleno de vacíos



Fuente 12: ArcMap del conjunto de herramientas de ArcGIS

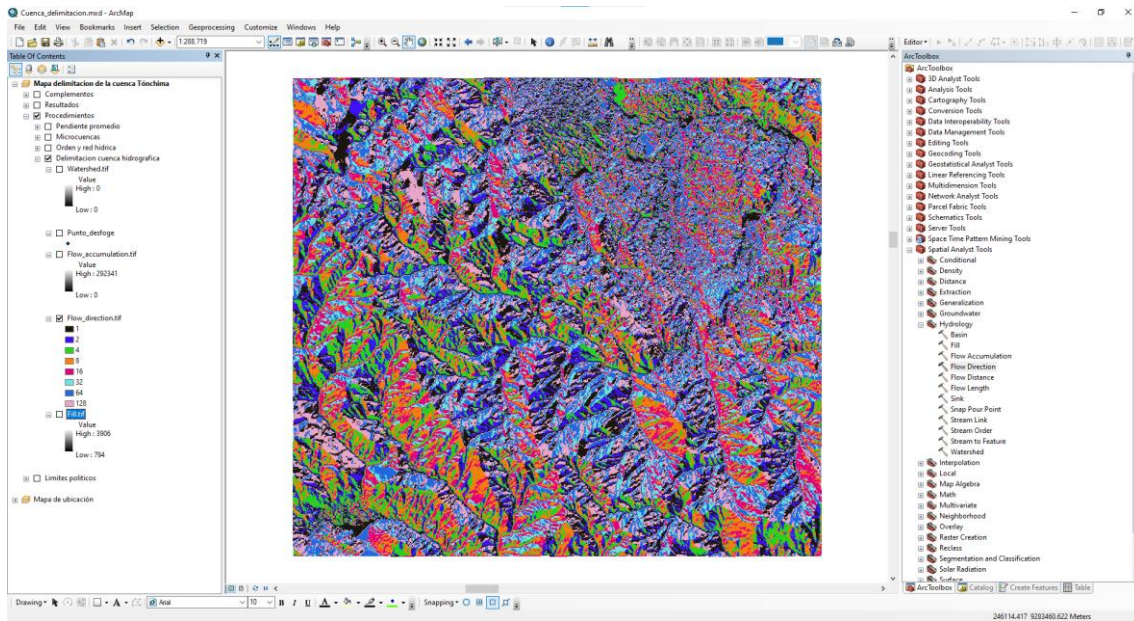
Posteriormente se aplicará la herramienta “Flow Direction”, para determinar las posibles direcciones que puedan tomar los flujos. Poniendo como archivo de entrada al ya corregido anteriormente.

Figura 10: Interfaz de la herramienta "Flow Direction"



Fuente 13: ArcMap del conjunto de herramientas de ArcGIS

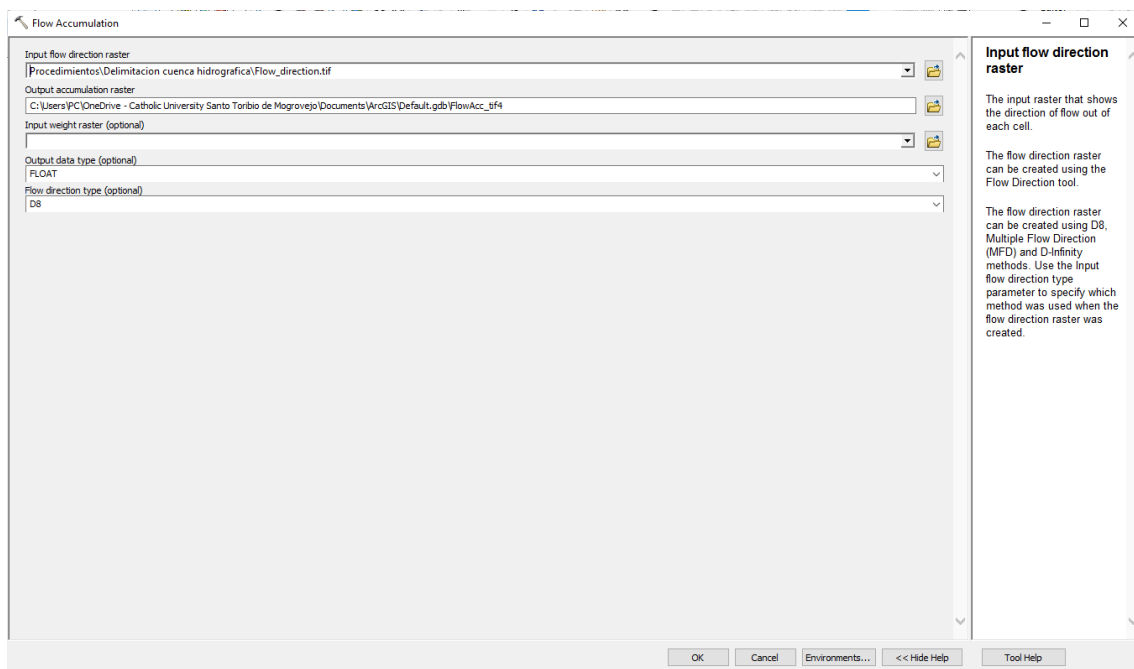
Figura 11: Archivo ráster después de aplicar la herramienta "Flow Direction"



Fuente 14: ArcMap del conjunto de herramientas de ArcGIS

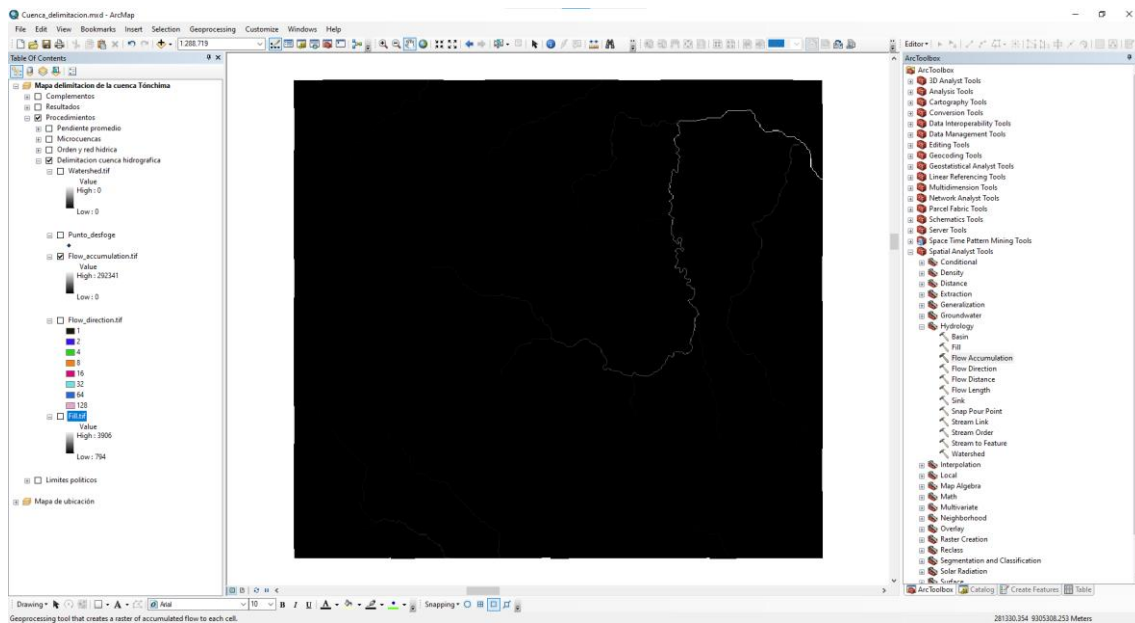
Luego se aplicará la herramienta "Flow Accumulation" con la cual se mostrará los flujos de manera grafica.

Figura 12: Interfaz de la herramienta "Flow Accumulation"



Fuente 15: ArcMap del conjunto de herramientas de ArcGIS

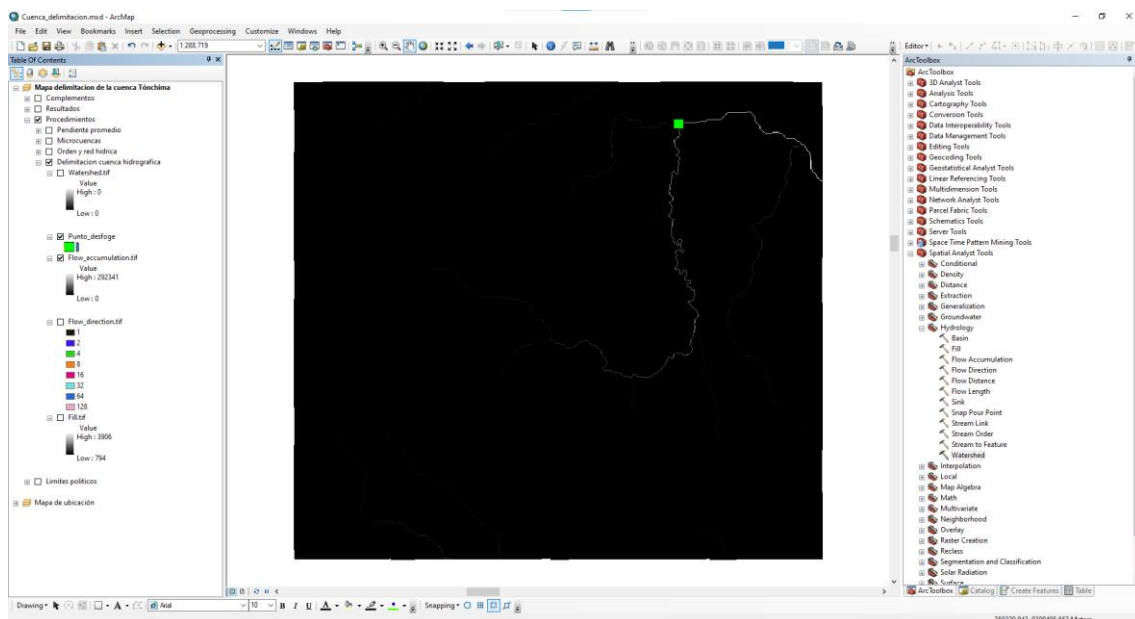
Figura 13: Archivo ráster después de aplicar la herramienta "Flow Accumulation"



Fuente 16: ArcMap del conjunto de herramientas de ArcGIS

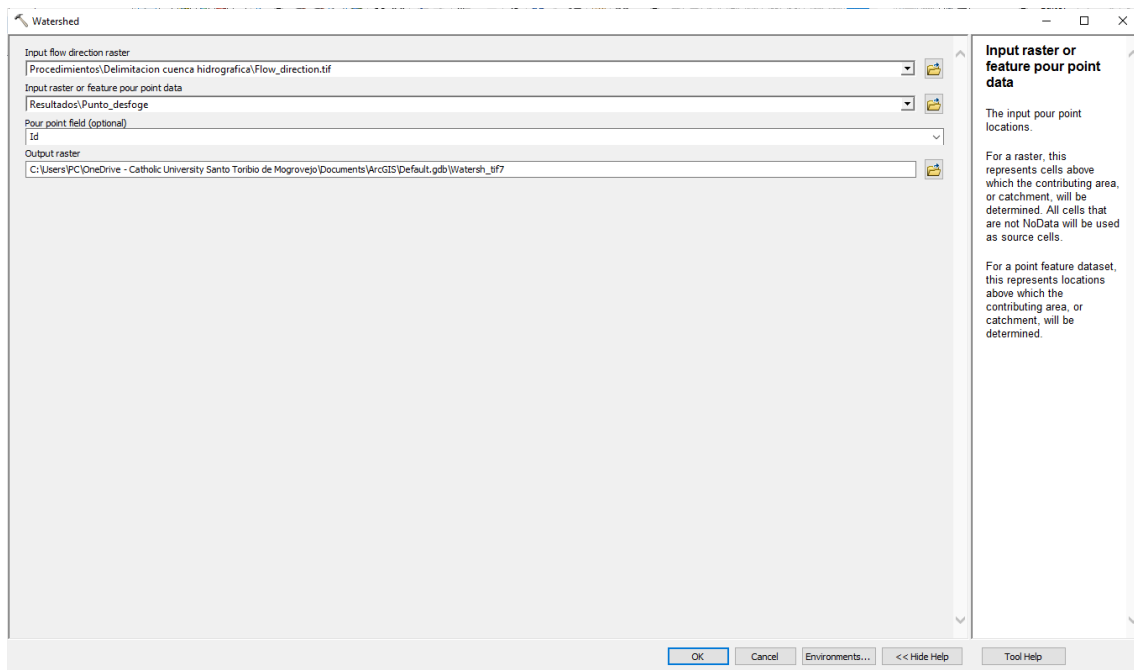
Para realizar la delimitación de la cuenca hidrográfica, primero se deberá crear un punto de aforo, que estas aguas abajo. Para posteriormente usar la herramienta "Watershed". Como archivos de entrada se usará el punto de aforo y el archivo de "Flow Direction"

Figura 14: Creación del punto de aforo de la cuenca que se desea delimitar



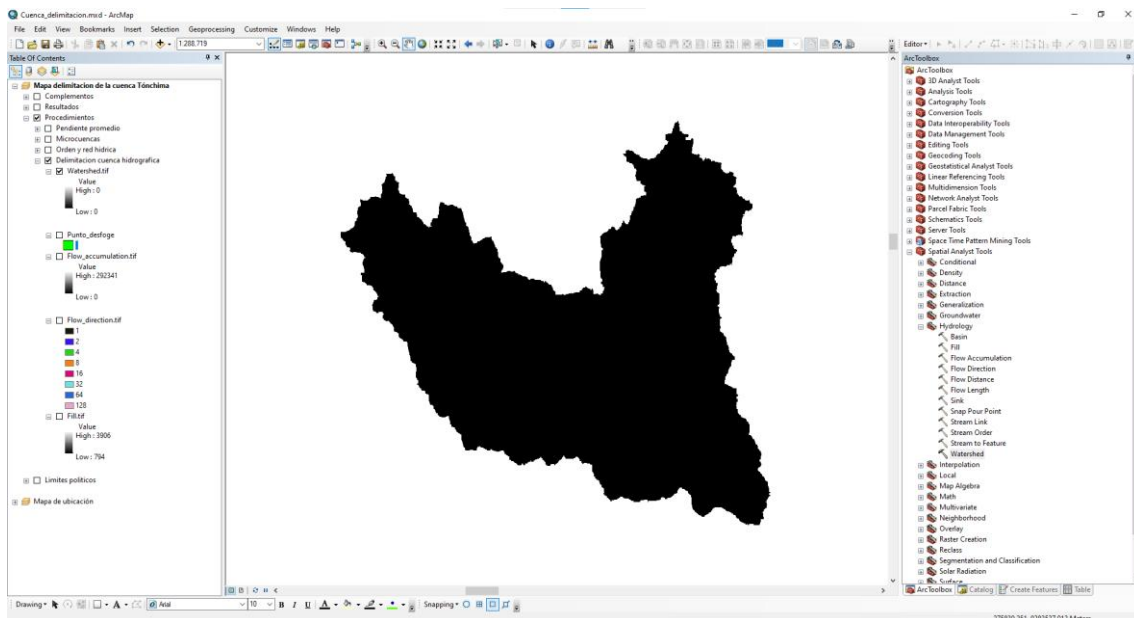
Fuente 17: ArcMap del conjunto de herramientas de ArcGIS

Figura 15: Interfaz de la herramienta "Watershed"



Fuente 18: ArcMap del conjunto de herramientas de ArcGIS

Figura 16: Archivo ráster después de aplicar la herramienta "Watershed"

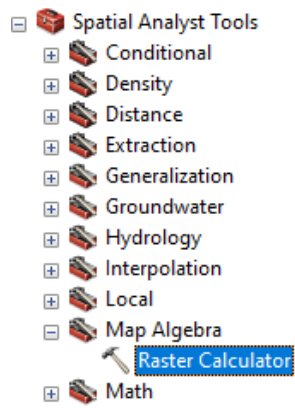


Fuente 19: ArcMap del conjunto de herramientas de ArcGIS

Red hídrica

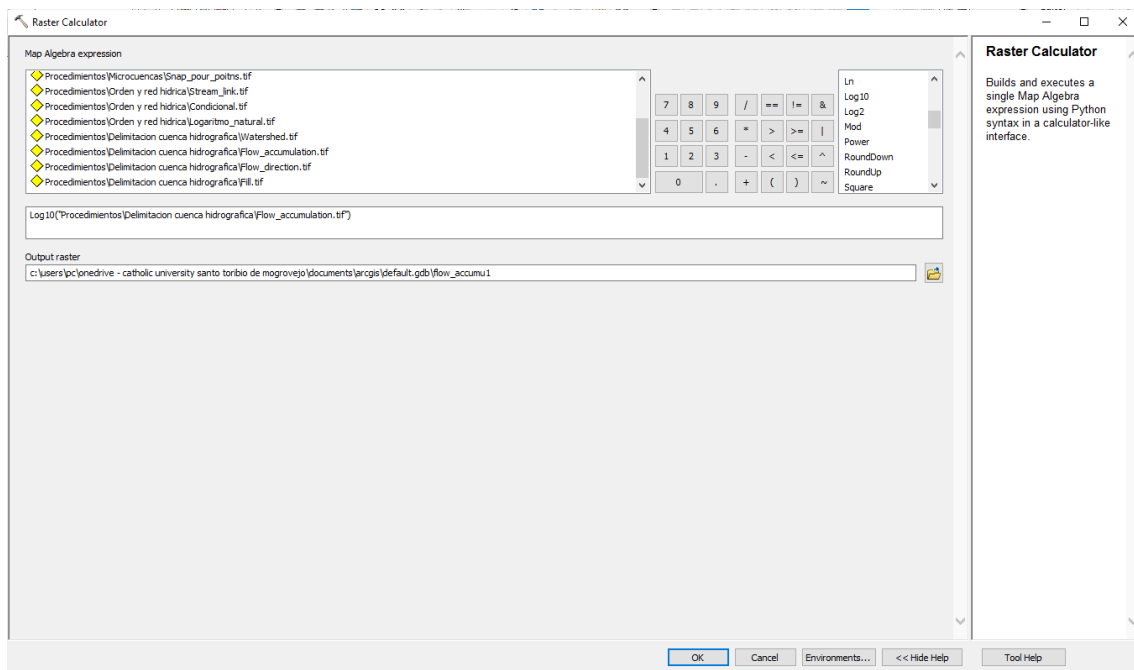
Con el archivo del resultado de “Flow Accumulation” y la herramienta de “Raster Calculator” se calculará el logaritmo en base diez al archivo, para poder resaltar mejor todas las acumulaciones de flujo.

Figura 17: Ubicación de la herramienta “Raster Calculator” dentro de las herramientas de ArcMap



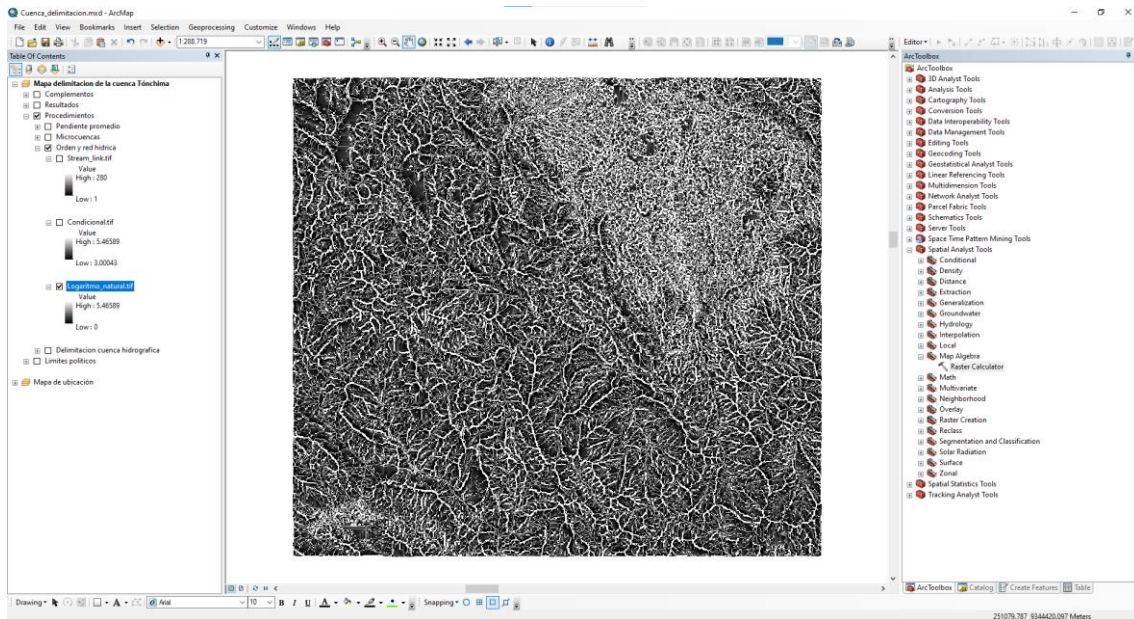
Fuente 20: ArcMap del conjunto de herramientas de ArcGIS

Figura 18: Aplicación del logaritmo en base diez en la herramienta “Raster Calculator”



Fuente 21: ArcMap del conjunto de herramientas de ArcGIS

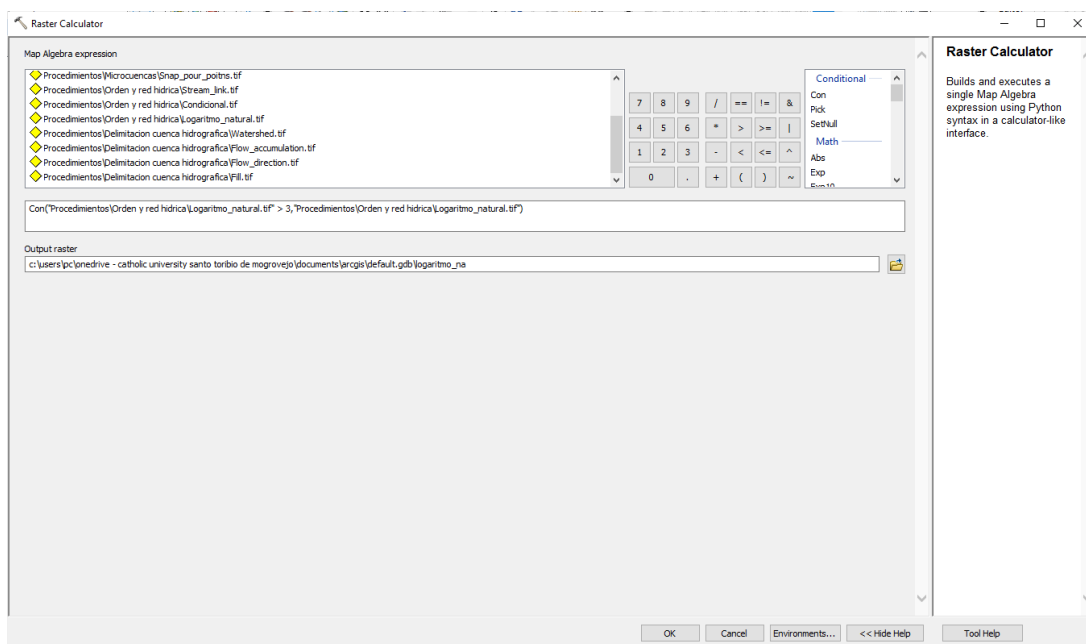
Figura 19: Archivo ráster con la condición del logaritmo en base diez



Fuente 22: ArcMap del conjunto de herramientas de ArcGIS

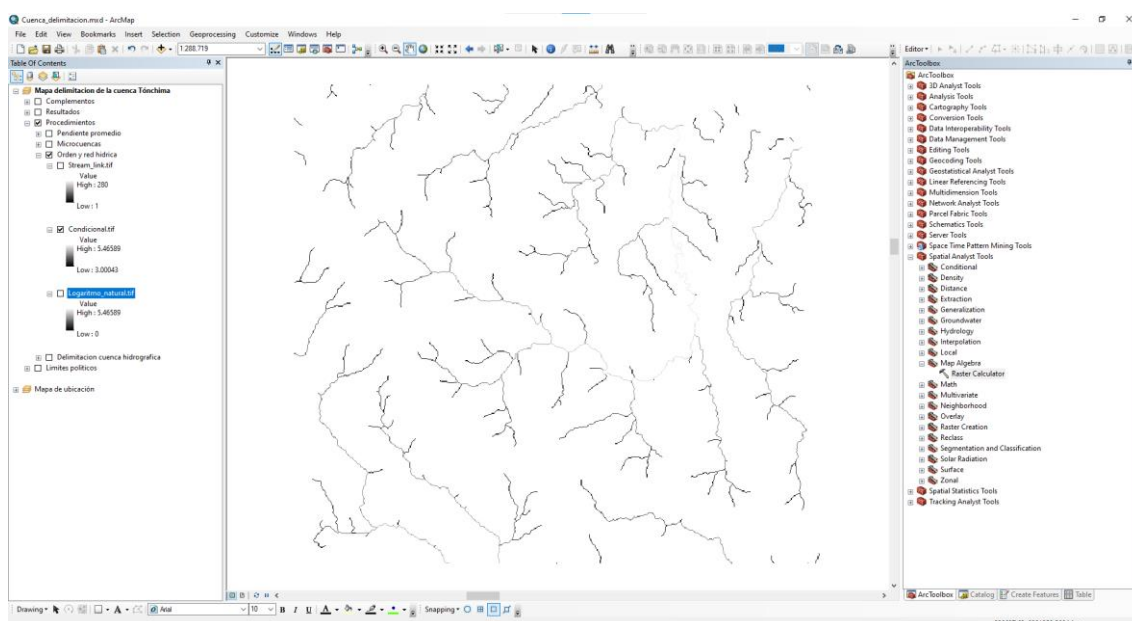
Posteriormente en la misma herramienta se aplicará una condición en el archivo anterior para elegir el número de ramificaciones que se requiera. Finalmente se obtendrá la red hídrica del DEM.

Figura 20: Aplicación del condicional en la herramienta “Raster Calculator”



Fuente 23: ArcMap del conjunto de herramientas de ArcGIS

Figura 21: Red hídrica final



Fuente 24: ArcMap del conjunto de herramientas de ArcGIS

Análisis estadístico

Hidroesta versión dos

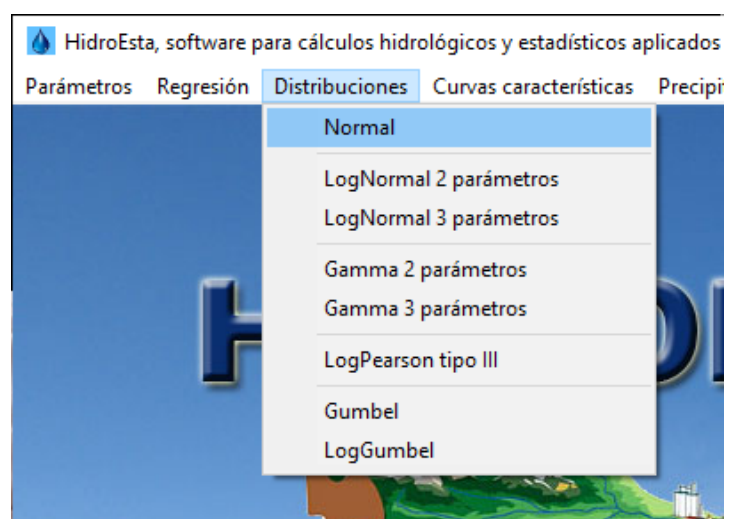
El software Hidroesta en su segunda revisión (Hidroesta 2), es un programa creado por la Escuela de Ingeniería Agrícola del Instituto Tecnológico de Costa Rica, para realizar análisis de datos de precipitaciones, caudales entre otros. Entre las distribuciones que el programa puede calcular están la distribución Normal, LogNormal, LogPearson Tipo III, Gumbel y LogGumbel, pruebas de bondad por Kolmogórov – Smimov, entre diversas aplicaciones de hidrología.

Figura 22: Menú principal del programa Hidroesta versión dos



Fuente 25: Hidroesta en su segunda versión

Figura 23: Métodos de distribución de datos en el programa Hidroesta versión dos



Fuente 26: Hidroesta en su segunda versión

Caudales o precipitaciones por distribuciones

Para obtener caudales o precipitaciones para un determinado periodo de retorno, primero se deberá agregar los datos de manera manual o mediante un archivo de Excel en el apartado de “Ingreso de datos”.

Figura 24: Introducción de datos en la interfaz de distribución de datos

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

N°	X
8	495.53
9	533.98
10	172.08
11	800.0
12	384.27
13	219.58
14	182.73
15	429.41
16	329.14
17	219.71
18	260.0
19	312.32
[>]	

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

Parámetros distribución normal:
Con momentos ordinarios:
 De localización (Xm):
 De escala (S):
Con momentos lineales:
 Media lineal (Xl):
 Des. Estandar (S l):

Tipo de ajuste:
 Parámetros ordinarios
 Momentos lineales

Nivel significación:
 0.20
 0.10
 0.05
 0.01

Ajuste:

Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

Calcular Graficar Limpiar Imprimir Menú Principal

10:56 PM 5/14/2022

Fuente 27: Hidroesta en su segunda versión

Una vez ingresado los datos se deberá presionar en la opción “Calcular” para posteriormente ingresar en el apartado de “Caudal de diseño”, el periodo de retorno para el cual se busca calcular el caudal o precipitación estipulado.

Figura 25: Caudales o precipitaciones de diseño para un periodo de retorno específico

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

N°	X
8	495.53
9	533.98
10	172.08
11	800.0
12	384.27
13	219.58
14	182.73
15	429.41
16	329.14
17	219.71
18	260.0
19	312.32
[>]	

Caudal de diseño:
 Caudal (Q): 657.89 m³/s
 Período de retorno (T): 20 años
 Probabilidad (P): %

Parámetros distribución normal:
 Con momentos ordinarios:
 De localización (Xm): 332.3542
 De escala (S): 197.8704
 Con momentos lineales:
 Media lineal (Xl): 332.3542
 Des. Estandar (S l): 188.6232

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	121.3	0.0500	0.1431	0.1316	0.0931
2	145.42	0.1000	0.1724	0.1608	0.0724
3	172.08	0.1500	0.2090	0.1977	0.0590
4	179.69	0.2000	0.2202	0.2092	0.0202
5	182.73	0.2500	0.2248	0.2138	0.0252
6	184.36	0.3000	0.2272	0.2163	0.0728
7	219.58	0.3500	0.2844	0.2750	0.0656
8	219.71	0.4000	0.2846	0.2752	0.1154

Tipo de ajuste:
 Parámetros ordinarios
 Momentos lineales

Nivel significación:
 0.20
 0.10
 0.05
 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.1565, es menor que el delta tabular 0.3120. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

Archivos y resultados:
 Crear, Accesar, Excel, Reporte

11:04 PM 5/14/2022

Fuente 28: Hidroesta en su segunda versión

Pruebas de bondad

En la misma tabla de resultados que nos arroja el programa nos indicara que tan efectivo es el método de distribución de datos que estemos eligiendo. Para obtener una información más detalladas se deberá ir a la opción de “Generar reporte”, el cual muestra los parámetros de cálculo de la prueba de Kolmogórov – Smimov.

Figura 26: Información del delta obtenido para la prueba de bondad de Kolmogórov – Smimov

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.1565, es menor que el delta tabular 0.3120. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

Archivos y resultados:
 Crear, Accesar, Excel, Reporte

11:04 PM 5/14/2022

Fuente 29: Hidroesta en su segunda versión

Figura 27: Información detallada del delta obtenido para la prueba de bondad de Kolmogórov – Smimov

Guardar datos - [Documento 1]

Archivo Edición

13	219.58
14	182.73
15	429.41
16	329.14
17	219.71
18	260.0
19	312.32

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	121.3	0.0500	0.1431	0.1316	0.0931
2	145.42	0.1000	0.1724	0.1608	0.0724
3	172.08	0.1500	0.2090	0.1977	0.0590
4	179.69	0.2000	0.2202	0.2092	0.0202
5	182.73	0.2500	0.2248	0.2138	0.0252
6	184.36	0.3000	0.2272	0.2163	0.0728
7	219.58	0.3500	0.2844	0.2750	0.0656
8	219.71	0.4000	0.2846	0.2752	0.1154
9	250.21	0.4500	0.3390	0.3316	0.1110
10	260.0	0.5000	0.3573	0.3506	0.1427
11	312.32	0.5500	0.4597	0.4577	0.0903
12	320.0	0.6000	0.4751	0.4739	0.1249
13	329.14	0.6500	0.4935	0.4932	0.1565
14	384.27	0.7000	0.6035	0.6084	0.0965
15	429.41	0.7500	0.6881	0.6966	0.0619
16	495.53	0.8000	0.7952	0.8065	0.0048
17	533.98	0.8500	0.8459	0.8575	0.0041
18	775.0	0.9000	0.9874	0.9905	0.0874
19	800.0	0.9500	0.9909	0.9934	0.0409

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1565, es menor que el delta tabular 0.3120. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución normal:

Con momentos ordinarios:
 Parámetro de localización (Xm)= 332.3542
 Parámetro de escala (S)= 197.8704

Con momentos lineales:
 Media lineal (Xl)= 332.3542
 Desviación estándar lineal (Sl)= 188.6232

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 20 años, es 657.89

Estado 5/14/2022 11:04 PM

Fuente 30: Hidroesta en su segunda versión

Análisis hidrológico

HEC – HMS

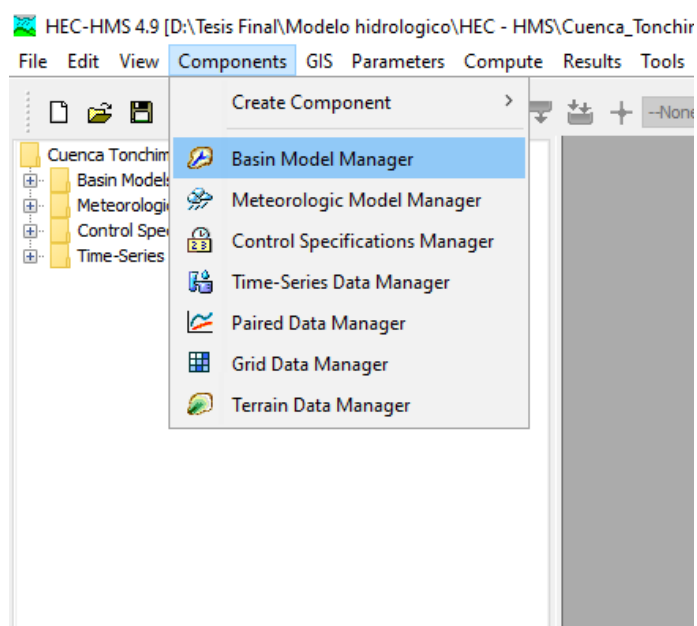
El programa Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System (HEC – HMS) fue creado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejercicio de los Estados Unidos. Fue diseñado para simular los procesos hidrológicos de una cuenca hidrográfica específica; el

software posee muchos procedimientos muy usados en hidrológica, tales como, infiltración, hidrogramas y enrutamiento hidrológico [32].

Creación de un modelo hidrológico

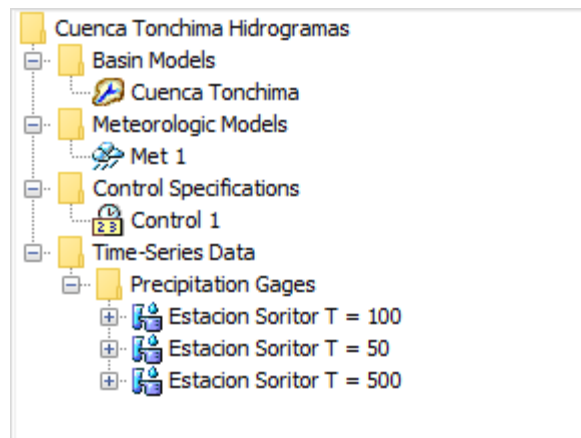
Para crear cualquier modelo hidrológico en este programa primero se deberán conocer algunos parámetros básicos de la cuenca, tales como, microcuencas, áreas, tiempos de retardo y por supuesto el hietograma de precipitaciones para el periodo de retorno a diseñar. Para ello en el menú “Components” se creará todos los elementos necesarios para la simulación hidrológica tales como, subcuencas, modelos meteorológicos, datos de precipitaciones y control de simulaciones.

Figura 28: Menú “Components” del programa HEC – HMS



Fuente 31: HEC – HMS

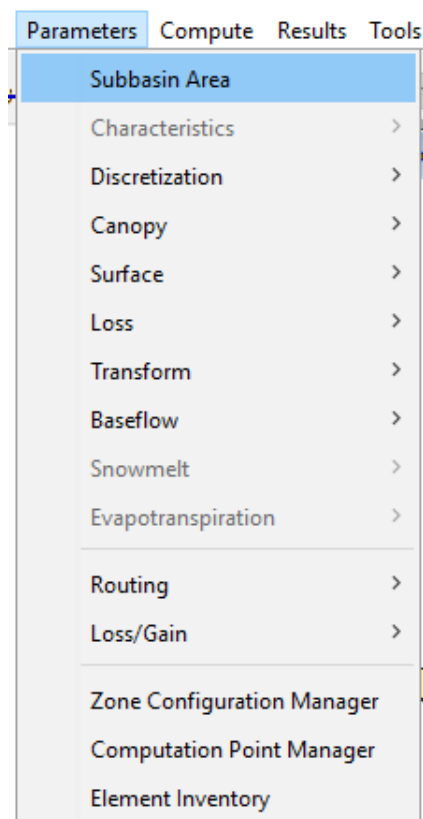
Figura 29: Componentes necesarios para la simulación hidrológica en HEC – HMS



Fuente 32: HEC – HMS

Para ingresar los parámetros geomorfológicos o los que sean requeridos por el programa, se ingresara al menú “Parameters”; de esta manera se ingresara de una manera más rápida los valores, para cada componente.

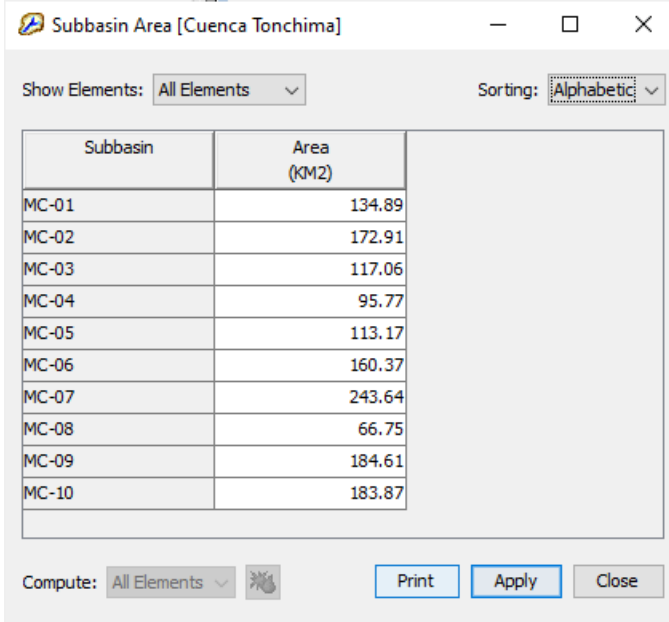
Figura 30: Menú donde se ingresarán los parámetros necesarios para cada componente



Fuente 33: HEC – HMS

Así por ejemplo a continuación se muestran la interfaz de los parámetros más importantes de los componentes para una simulación hidrológica.

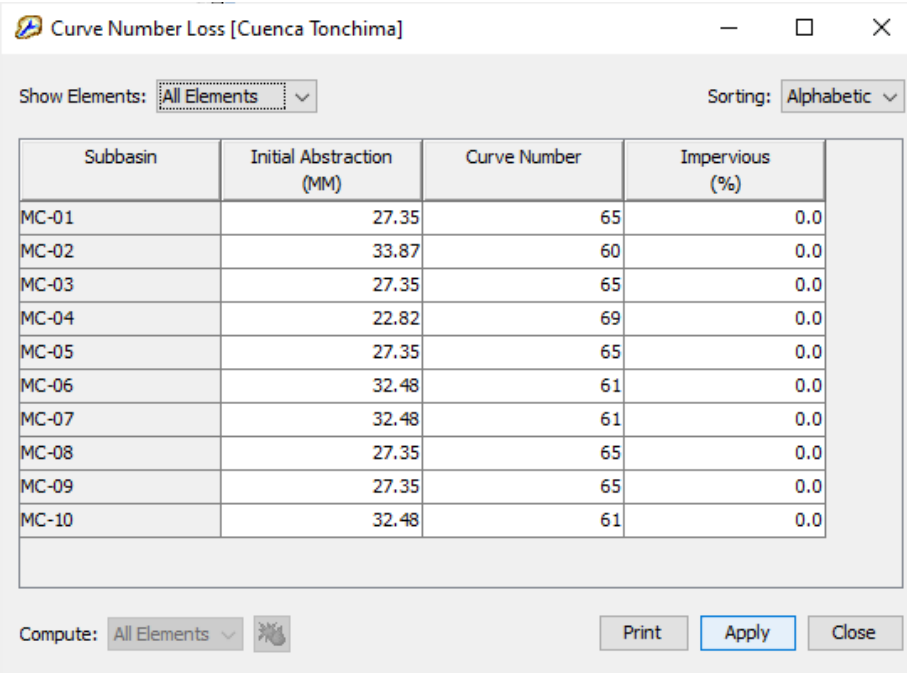
Figura 31: Interfaz donde se ingresan las áreas de cada subcuenca



Subbasin	Area (KM2)
MC-01	134.89
MC-02	172.91
MC-03	117.06
MC-04	95.77
MC-05	113.17
MC-06	160.37
MC-07	243.64
MC-08	66.75
MC-09	184.61
MC-10	183.87

Fuente 34: HEC – HMS

Figura 32: Interfaz donde se las abstracciones iniciales y números de curva



Subbasin	Initial Abstraction (MM)	Curve Number	Impervious (%)
MC-01	27.35	65	0.0
MC-02	33.87	60	0.0
MC-03	27.35	65	0.0
MC-04	22.82	69	0.0
MC-05	27.35	65	0.0
MC-06	32.48	61	0.0
MC-07	32.48	61	0.0
MC-08	27.35	65	0.0
MC-09	27.35	65	0.0
MC-10	32.48	61	0.0

Fuente 35: HEC – HMS

Figura 33: Interfaz donde se ingresan los valores K y X del método de Muskingum Routing

Reach	Initial Type	Initial Discharge (M3/S)	Muskingum K (HR)	Muskingum X	Number of Subreaches
Reach-1	Discharge = Inflow		1.9	0.2	1
Reach-2	Discharge = Inflow		1.9	0.2	1
Reach-3	Discharge = Inflow		1.9	0.2	1
Reach-4	Discharge = Inflow		1.9	0.2	1
Reach-5	Discharge = Inflow		1.9	0.2	1

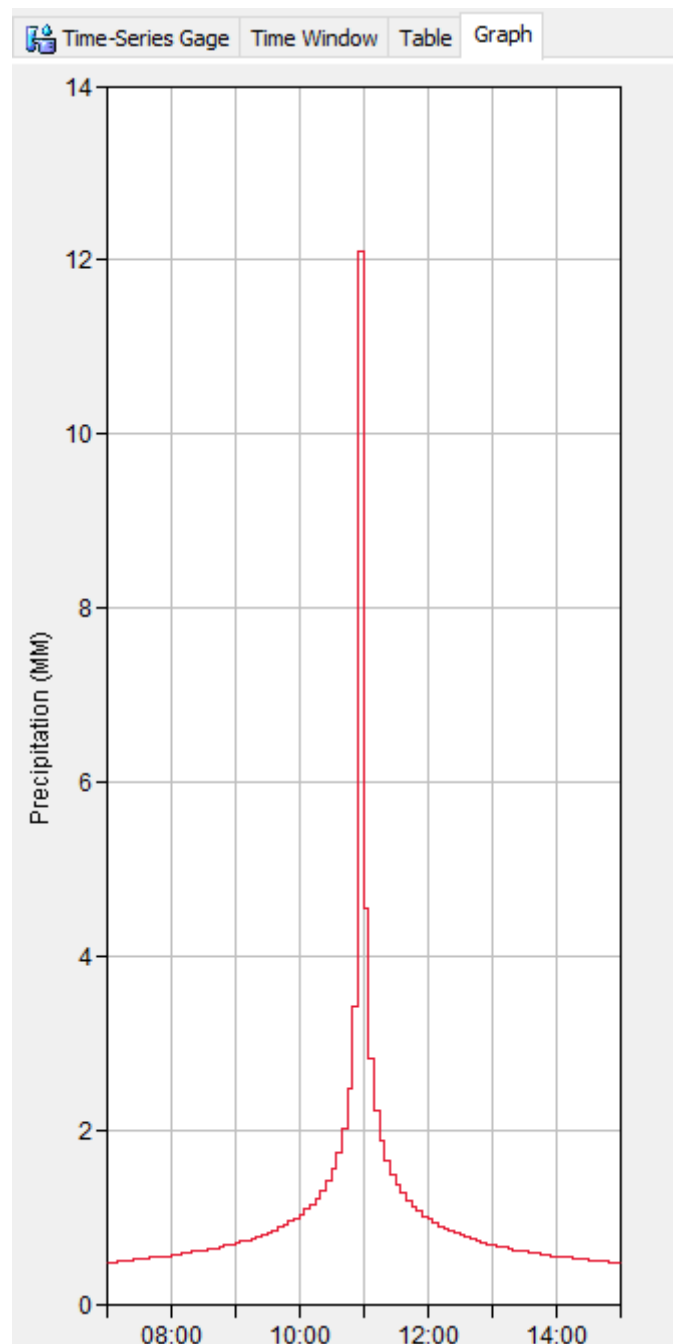
Fuente 36: HEC – HMS

Figura 34: Interfaz donde se ingresan los datos de precipitaciones del hietograma

Time (ddMMYY, HH:mm)	Precipitation (MM)
01ene.2000, 07:00	
01ene.2000, 07:05	0.48
01ene.2000, 07:10	0.48
01ene.2000, 07:15	0.49
01ene.2000, 07:20	0.49
01ene.2000, 07:25	0.50
01ene.2000, 07:30	0.51
01ene.2000, 07:35	0.51
01ene.2000, 07:40	0.52
01ene.2000, 07:45	0.53
01ene.2000, 07:50	0.53
01ene.2000, 07:55	0.54
01ene.2000, 08:00	0.55
01ene.2000, 08:05	0.56
01ene.2000, 08:10	0.57
01ene.2000, 08:15	0.58
01ene.2000, 08:20	0.59
01ene.2000, 08:25	0.60
01ene.2000, 08:30	0.61

Fuente 37: HEC – HMS

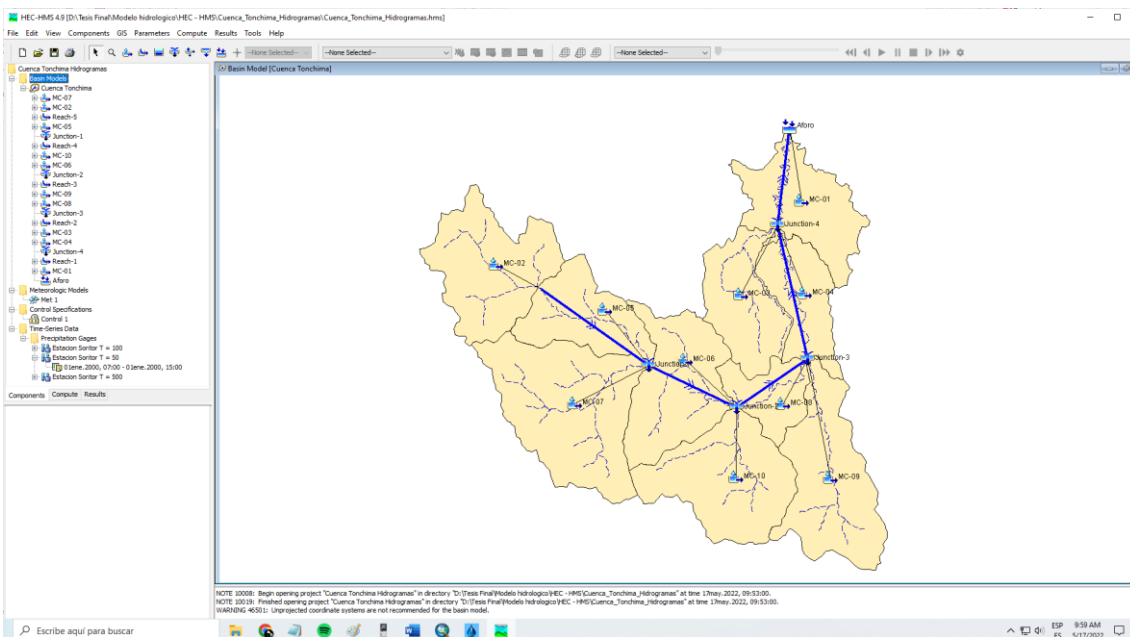
Figura 35: Interfaz donde se muestra en forma gráfica el hietograma de precipitaciones



Fuente 38: HEC – HMS

Luego de haber ingresado los parámetros necesarios para cada componente, se realizar las conexiones y ubicación de los componentes en la interfaz principal del programa.

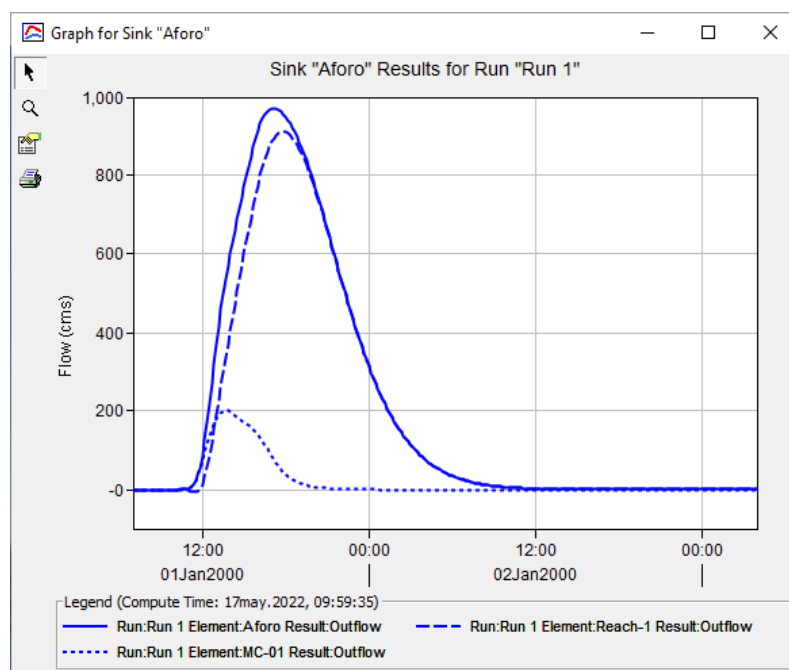
Figura 36: Modelo con todos los componentes creados en la interfaz principal



Fuente 39: HEC – HMS

Finalmente se obtendrá el hidrograma de salida, el cual es configurado por el usuario de acuerdo con los requisitos del proyecto a desarrollar.

Figura 37: Hidrograma obtenido de la simulación hidrológica en HEC – HMS



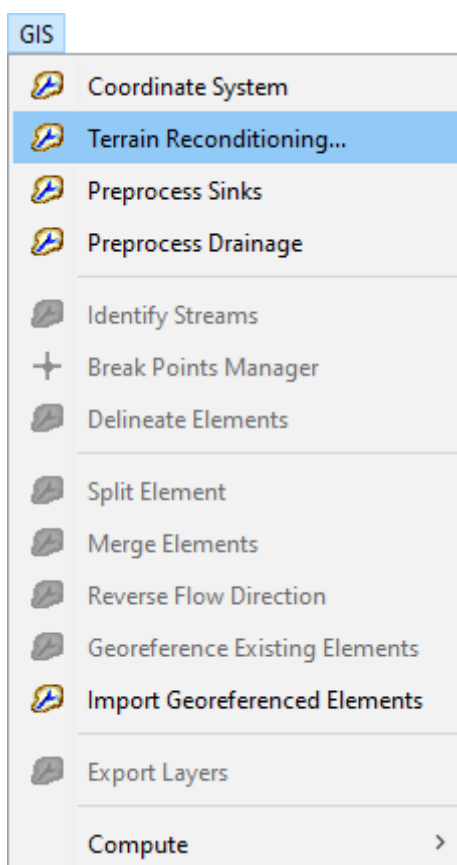
Fuente 40: HEC – HMS

Reacondicionamiento del terreno

Cuando la topografía de una zona es relativamente plana, como el caso de valles; la precisión de los Modelos de Elevación Digital (DEM) resulta desfavorables. El caso del tramo de estudio de este proyecto encaja en esta descripción, la topografía del tramo de río es prácticamente llana. La solución que nos ofrece la herramienta “Terrain reconditioning”, del programa HEC – HMS, es usado con frecuencia para remarcar el cauce de los ríos en los DEM y así poder tener resultados adecuados.

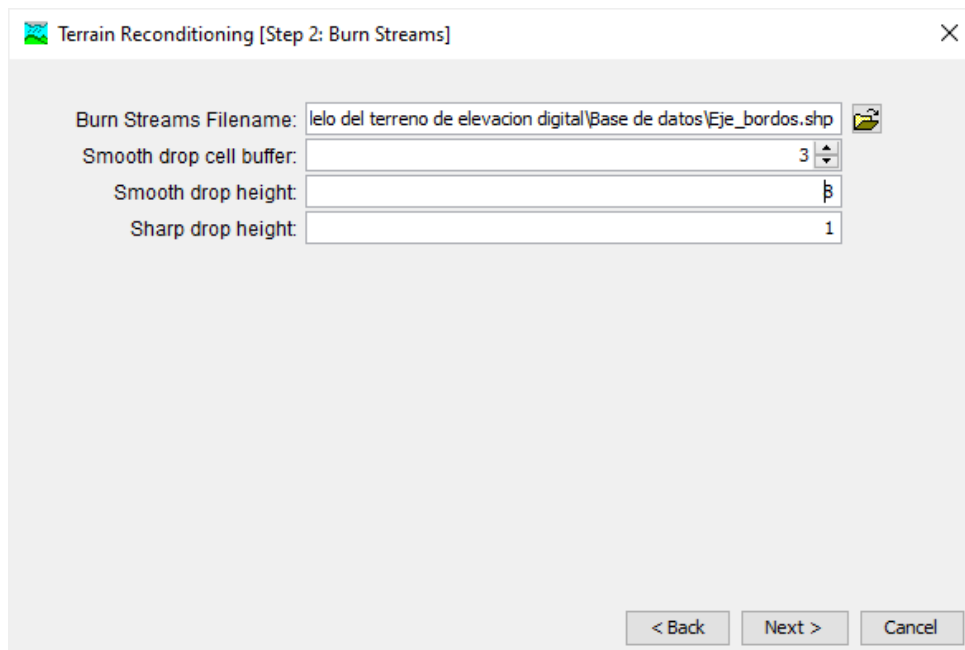
Para iniciar este procedimiento se debe ir al menú “GIS”, a la herramienta “Terrain Reconditioning”, en donde se nos pedirá en un formato SHP, el cauce de los ríos conocidos.

Figura 38: Herramienta “Terrain Reconditioning” del programa HEC – HMS



Fuente 41: HEC – HMS

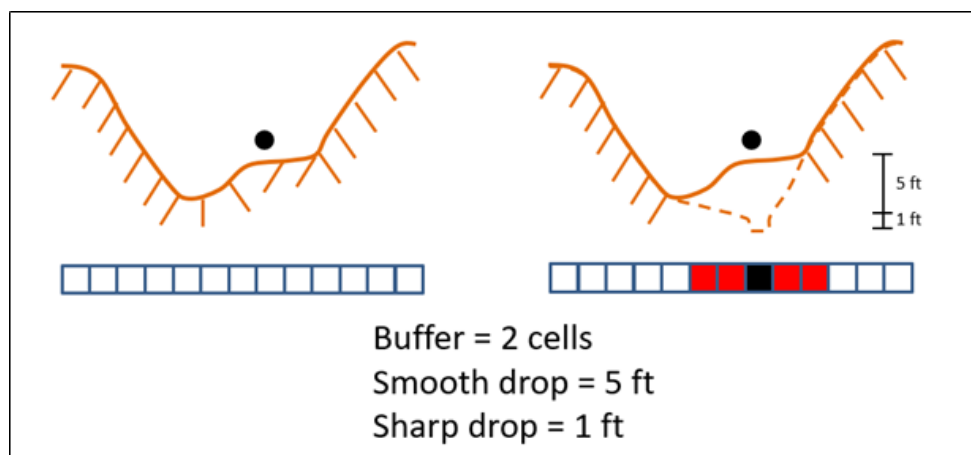
Figura 39: Interfaz de la herramienta "Terrain Reconditioning"



Fuente 42: HEC – HMS

El proceso consiste en quemar celdas del DEM, de acuerdo con 3 parámetros. El primer parámetro "Buffer", se refiere al número de celdas que se expandirá el reacondicionado respecto al eje del cauce del río; el segundo parámetro "Smooth drop", tiene que ver con la profundidad de quemado de celdas de manera suave y por último el tercer parámetro "Sharp drop" es parecido al anterior, pero con la diferencia de que es un quemado más brusco [32].

Figura 40: Parámetros que usa la herramienta "Terrain Reconditioning"



Fuente 43: HEC – HMS

Para definir estos parámetros se debe conocer el ancho promedio del cauce del río, así como también su profundidad medida desde la planicie del borde del río hasta su eje.

Análisis hidráulico

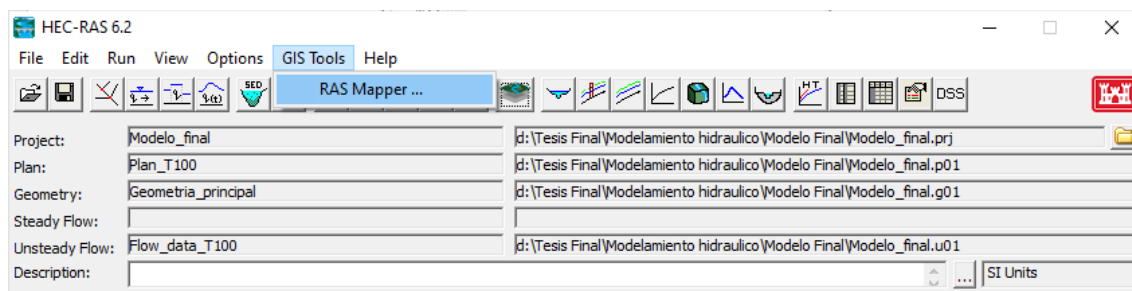
HEC – RAS

El programa Hydrological Engineering Center – River Analysis System (HEC – RAS) realiza cálculos de flujos estacionarios y no estacionarios con flujos inestables en una y dos dimensiones. El software nos permite simular flujos de cauces naturales o canales artificiales con el objetivo principal de realizar estudios de inundación. En el mismo programa se pueden simular diversas obras hidráulicas, tales como presas, puentes conductos, entre otros.

Creación de un modelo hidráulico

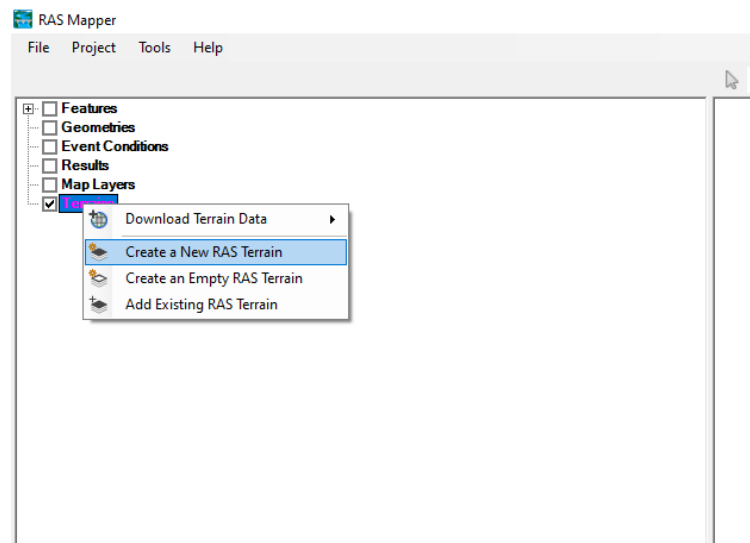
Para este estudio se usó un análisis en 2 dimensiones, debido a que un análisis en 1 dimensión no es lo más adecuado al tratarse de un meandro y por estar en una planicie. Para ello primero se debe ir a la herramienta “RAS Mapper” ubicada en la venta principal de HEC – RAS, “GIS Tools”, para luego agregar un DEM, que será el terreno de la simulación.

Figura 41: Opción “RAS Mapper” para la creación geométrica y visualización de resultados



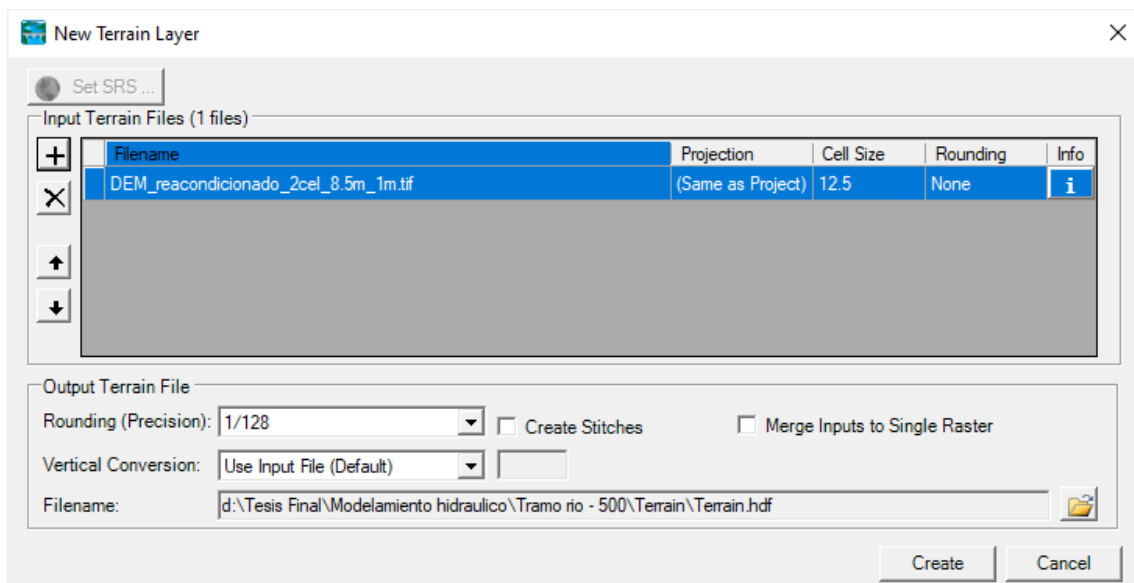
Fuente 44: HEC – RAS

Figura 42: Menú para la creación de un terreno para el modelo hidráulico



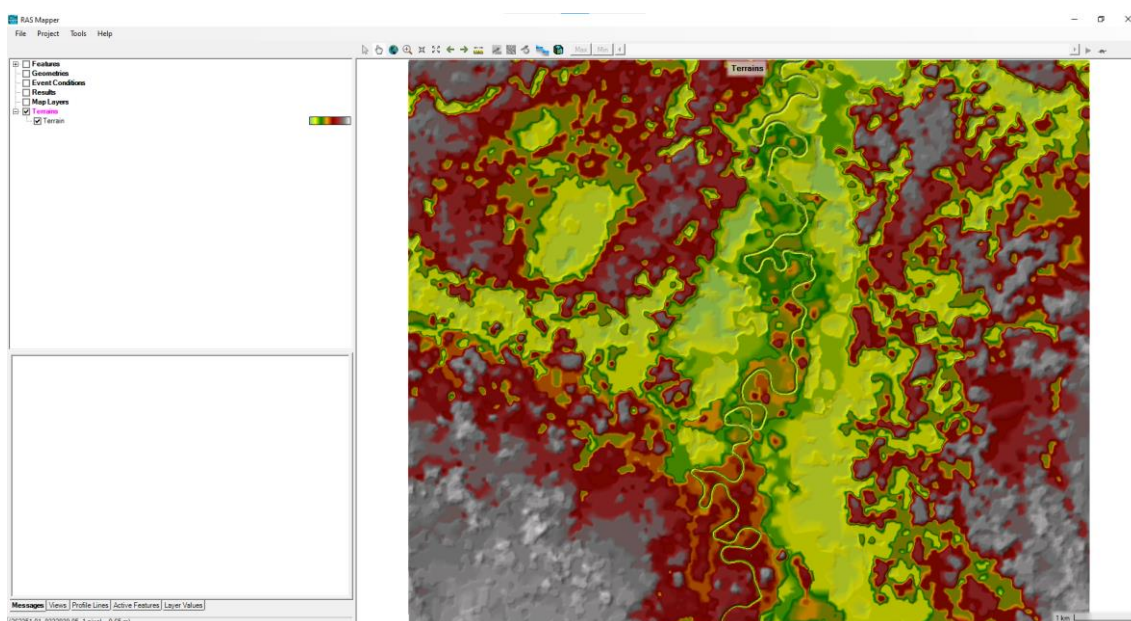
Fuente 45: HEC – RAS

Figura 43: Interfaz para la inclusión del DEM para el terreno del modelo hidráulico



Fuente 46: HEC – RAS

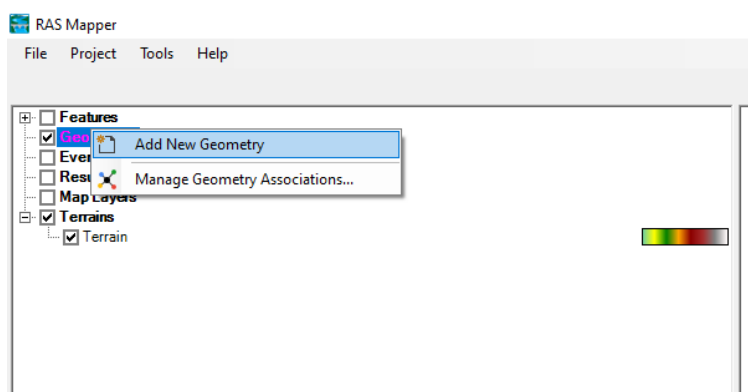
Figura 44: Vista del DEM o terreno en la pantalla principal del programa



Fuente 47: HEC – RAS

Posteriormente se deberá crear una geometría, en donde se especificará el área de estudio y las condiciones de contorno.

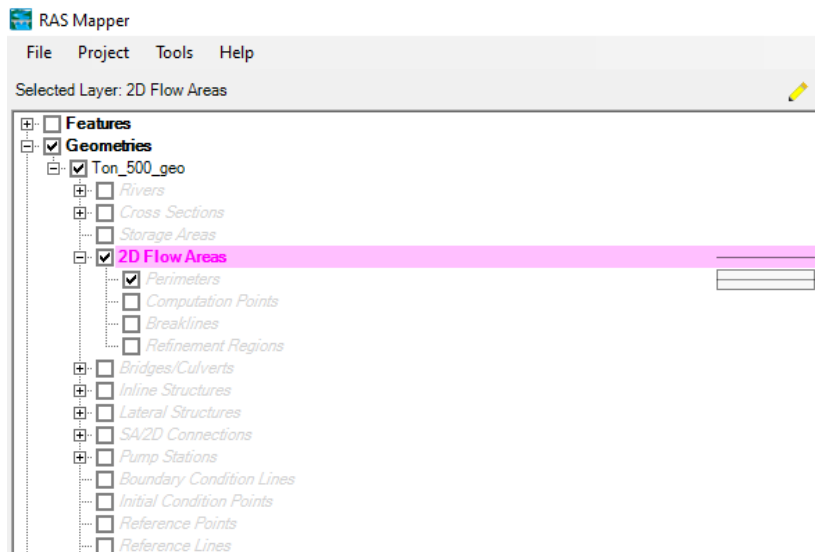
Figura 45: Menú para crear una geometría



Fuente 48: HEC – RAS

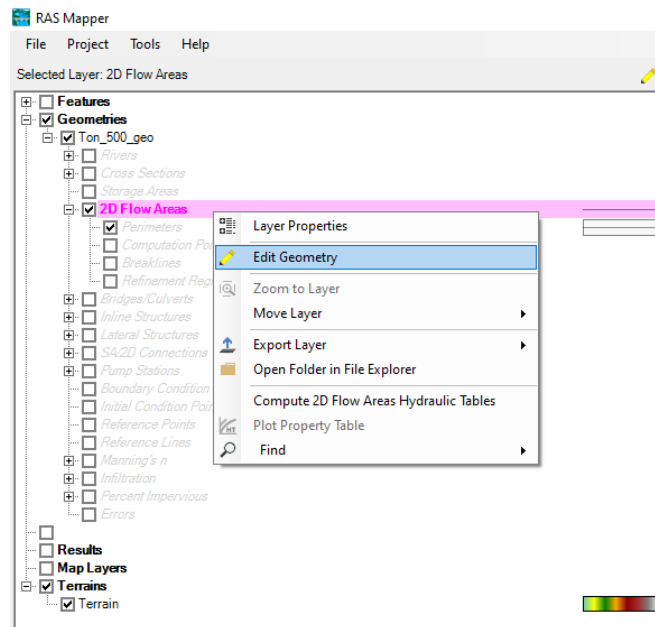
Como se realizará un análisis en dos dimensiones deberemos crear los parámetros antes mencionados en la pestaña “2D Flow Areas”. Para ello se iniciará con el perímetro o delimitación del área a estudiar, para crear este contorno se debe presionar en la opción “Edit Geometry”.

Figura 46: Parámetros que usa el menú “2D Flow Areas”



Fuente 49: HEC – RAS

Figura 47: Edición de la geometría para la delimitación perímetrica del área a estudiar

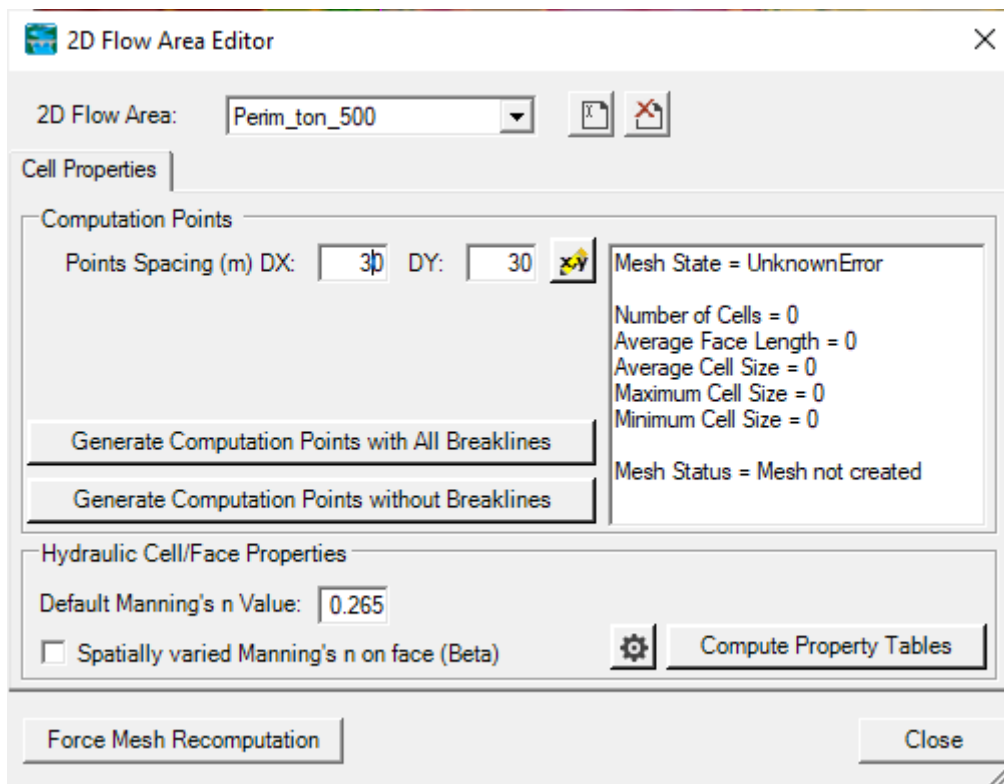


Fuente 50: HEC – RAS

Una vez definida el perímetro del área de estudio, se deberá definir la división de la malla, entre más pequeña sea el tamaño de estas celdas mejor será el resultado, pero

requerirá de mayor tiempo y hardware. En esta ventana también se deberá ingresar el coeficiente de Manning.

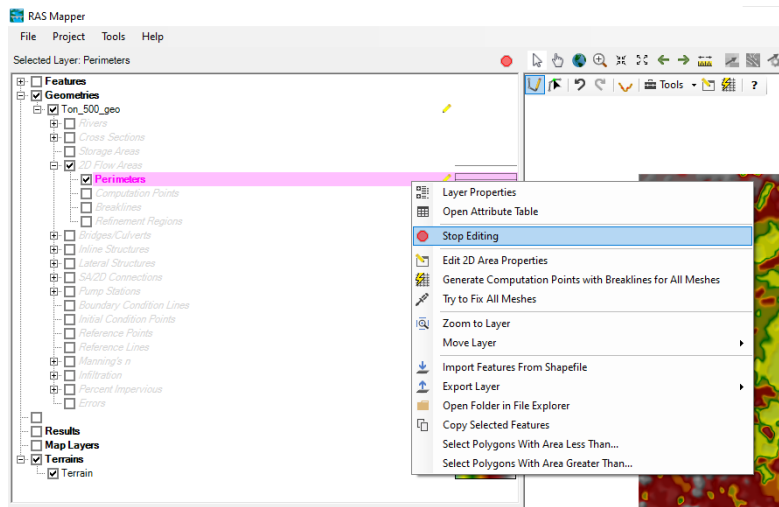
Figura 48: Interfaz para la división en celdas del área de estudio



Fuente 51: HEC – RAS

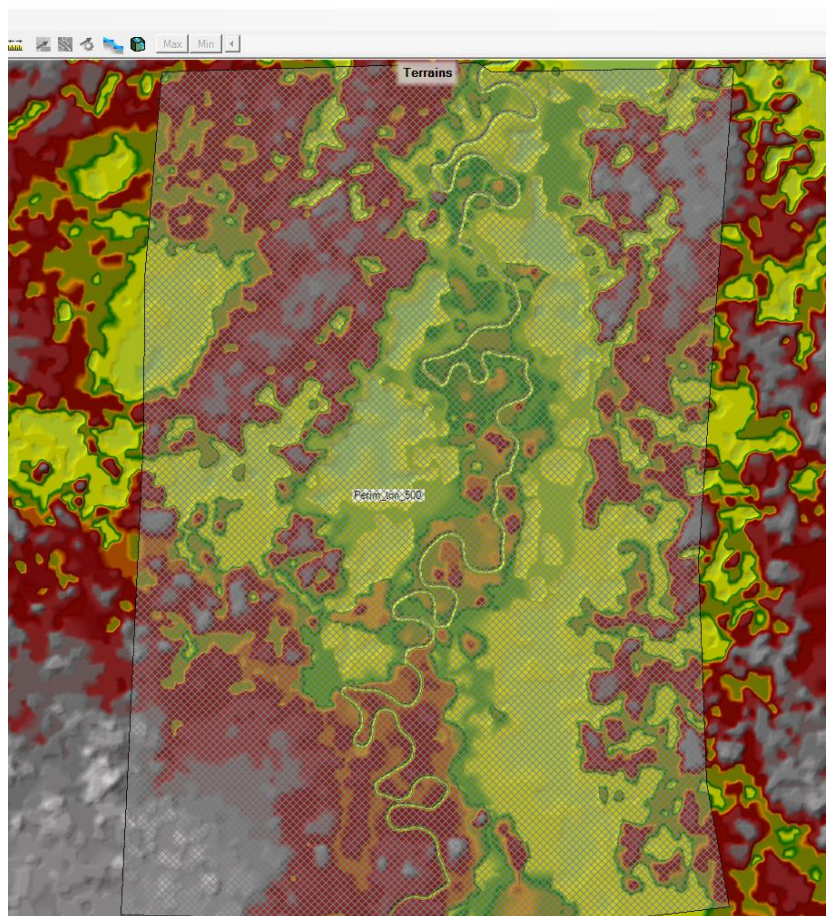
Para finalizar y confirmar la edición para estay todas las futuras ediciones, se deberá presionar en la opción “Stop Editing”.

Figura 49: Finalización de la edición con “Stop Editing”



Fuente 52: HEC – RAS

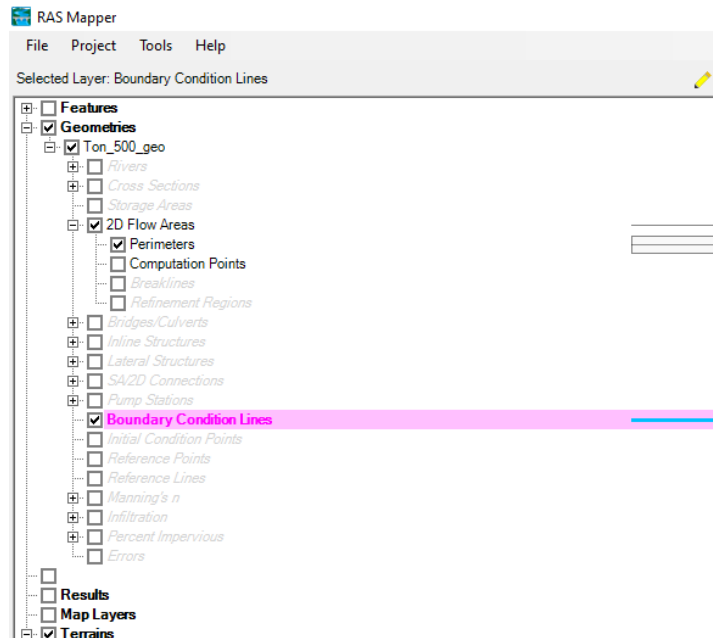
Figura 50: Área delimitada y dividida en celdas



Fuente 53: HEC – RAS

Posteriormente se deberán ingresar las condiciones contorno, es decir las líneas de aguas arriba y abajo, en el menú “Boundary Condition Lines”.

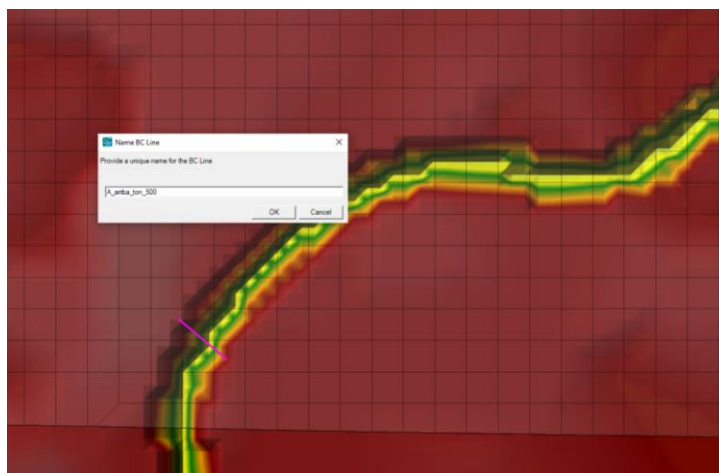
Figura 51: Menú de “Boundary Condition Lines” para e ingreso de las condiciones de contorno



Fuente 54: HEC – RAS

Para la línea de aguas arriba se deberá dibujar una línea que este dentro del área de estudio, posteriormente darle un nombre representativo para su posterior identificación.

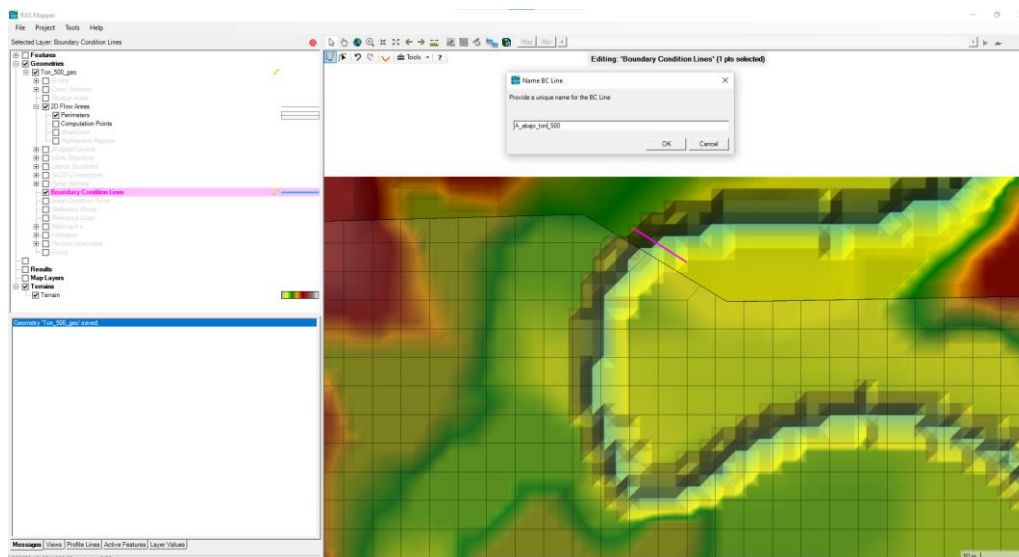
Figura 52: Creación de la línea aguas arriba del modelo hidráulico



Fuente 55: HEC – RAS

De igual forma para la línea aguas abajo, con la diferencia de que esta deberá ser dibujada fuera del área de estudio.

Figura 53: Parámetros que usa la herramienta “Terrain Reconditioning”



Fuente 56: HEC – RAS

La razón por la cual se indica que la línea aguas arriba y aguas abajo sean dibujados dentro y fuera del área respectivamente es para que el programa identifique como una conexión interna y externa respectivamente a estas líneas. Eso se puede corroborar en el menú “Open attribute Table” de “Boundary Condition Lines”.

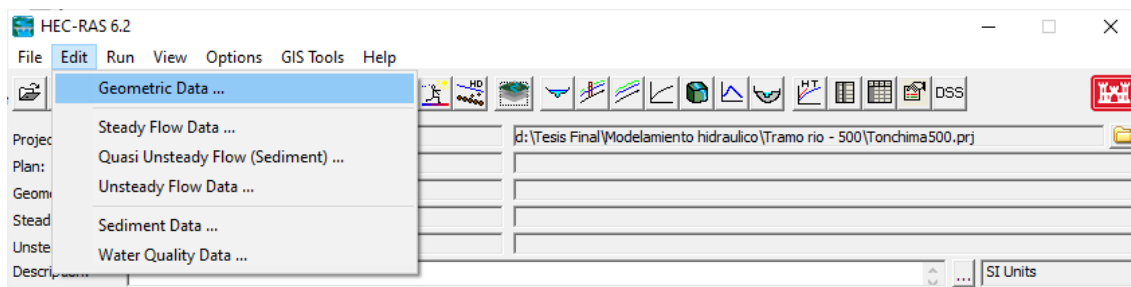
Figura 54: Tipo de conexiones de las condiciones de contorno

FID	Name	SA/2D Area	Connection Type
0	Aguas_amba	Per_principal	Internal
1	Aguas_abajo	Per_principal	External

Fuente 57: HEC – RAS

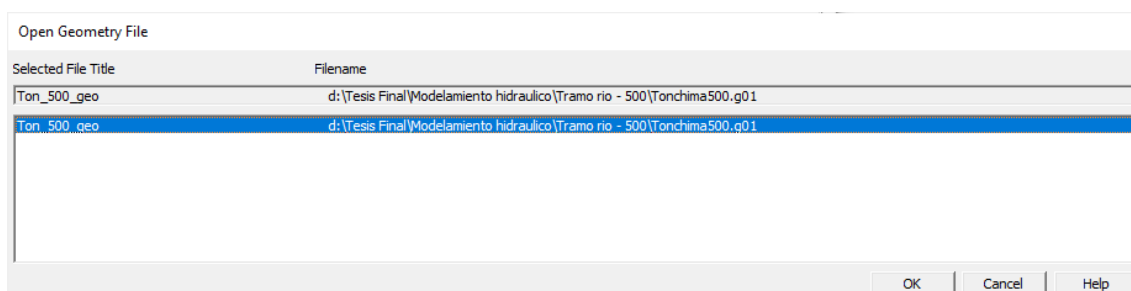
Luego en la ventana principal de HEC – RAS, se deberá importar la geometría antes creada en el menú “Geometric Data”.

Figura 55: Menú “Geometric Data” en la ventana principal de HEC – RAS



Fuente 58: HEC – RAS

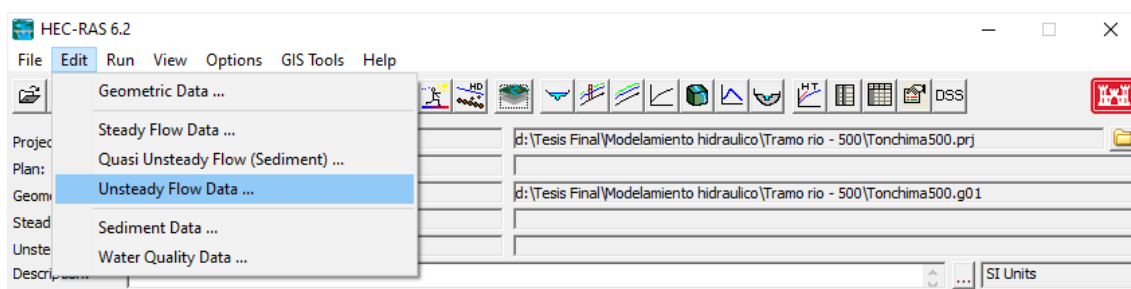
Figura 56: Importación de la geometría para el modelo hidráulico



Fuente 59: HEC – RAS

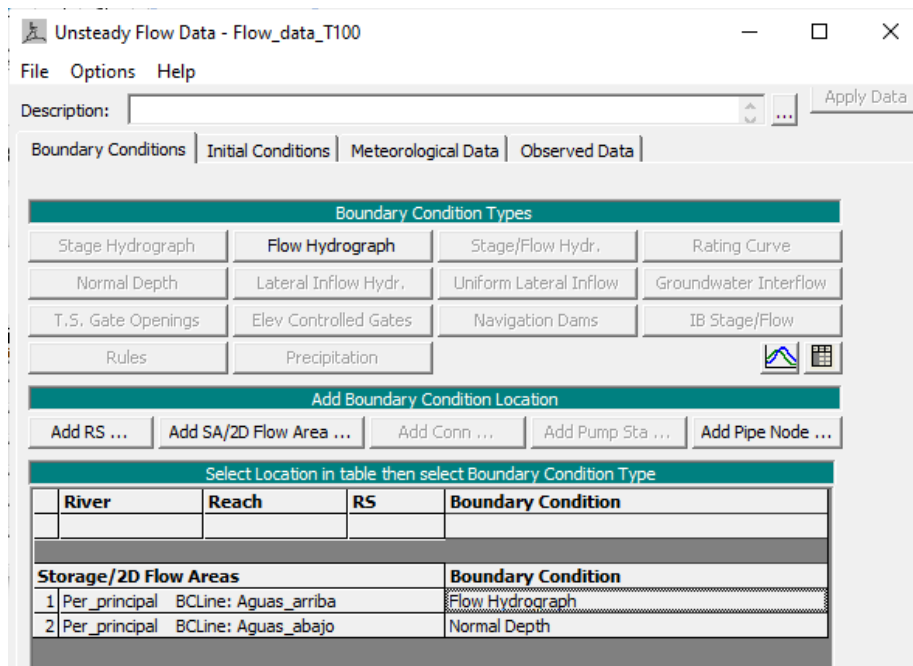
Luego el siguiente paso será el definir los parámetros del flujo inestable en el menú “Edit” de la ventana principal de HEC – RAS, el cual está relacionado con las condiciones de contorno creadas anteriormente.

Figura 57: Menú “Unsteady Flow Data” de la ventana principal de HEC – RAS



Fuente 60: HEC – RAS

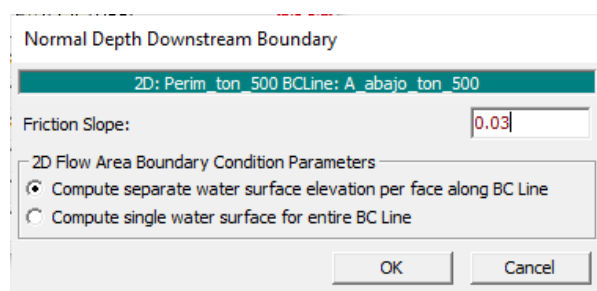
Figura 58: Interfaz del menú “Unsteady Flow Data”



Fuente 61: HEC – RAS

Como primer parámetro a ingresar será en líneas abajo, el cual por ejemplo en este estudio al no tener caudales de salida se usó la opción “Normal Depth Downstream Boundary”, el cual requiere como dato a la pendiente aguas abajo.

Figura 59: Parámetros que usa la herramienta “Terrain Reconditioning”



Fuente 62: HEC – RAS

Y para la condición de aguas arriba se usará un hidrograma de caudales, se tendrá en cuenta también en consideración el caudal mínimo (si es que lo hubiese) y la pendiente aguas arriba. Se deberá tener en cuenta los tiempos de inicio y fin del hidrograma, así como también los intervalos del hidrograma.

Figura 60: Ingreso del hidrograma en el menú "Flow Hydrograph" de la línea aguas arriba

Flow Hydrograph

2D: Perim ton 500 BCLine: A_arriba ton 500

Read from DSS before simulation Select DSS file and Path

File:

Path:

Enter Table Data time interval: 1 Hour

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

Use Simulation Time: Date: Time:

Fixed Start Time: Date: 23JUN2022 Time: 0700

No. Ordinates Interpolate Missing Values Del Row Ins Row

Hydrograph Data		
No.	Date	Flow (m3/s)
2	23jun2022 0800	0
3	23jun2022 0900	0
4	23jun2022 1000	1.6
5	23jun2022 1100	68.1
6	23jun2022 1200	351.2
7	23jun2022 1300	794
8	23jun2022 1400	1176.4
9	23jun2022 1500	1472.4
10	23jun2022 1600	1712.2
11	23jun2022 1700	1839.5
12	23jun2022 1800	1865.6
13	23jun2022 1900	1825.6
14	23jun2022 2000	1720.2
15	23jun2022 2100	1559.8
16	23jun2022 2200	1363

Time Step Adjustment Options ("Critical" boundary conditions)

Monitor this hydrograph for adjustments to computational time step

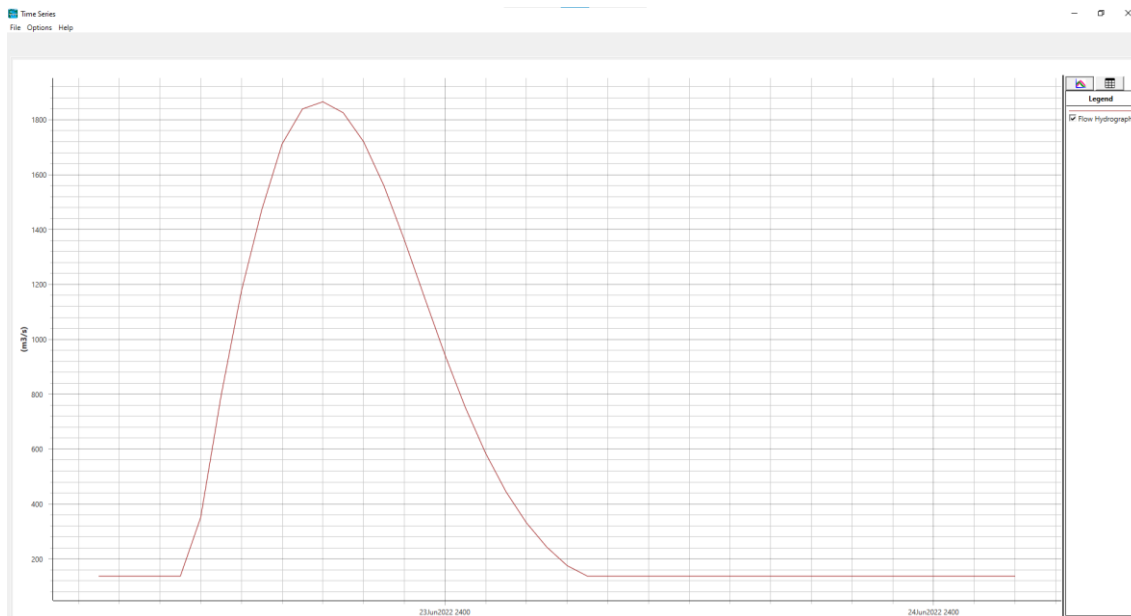
Max Change in Flow (without changing time step):

Min Flow: 137.01 Multiplier: EG Slope for distributing flow along BC Line: 0.03 TW Check

Plot Data OK Cancel

Fuente 63: HEC – RAS

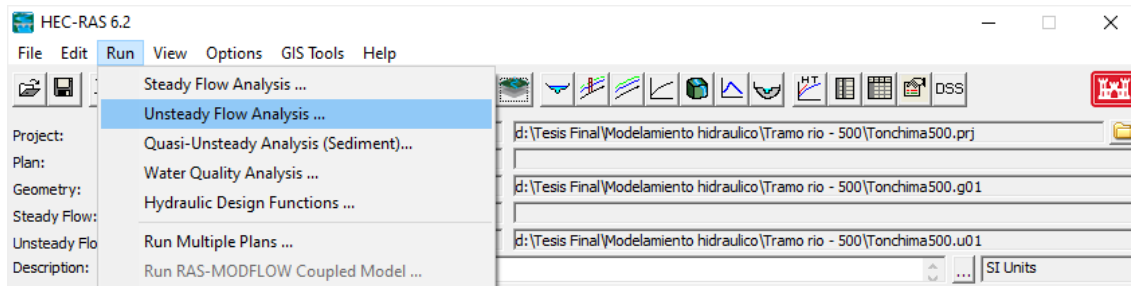
Figura 61: Vista grafica del hidrograma a usar en la opción "Plot Data"



Fuente 64: HEC – RAS

Luego se deberá definir el plan de análisis del modelo para ello se deber ir a la ventana principal de HEC – RAS en el menú “Run” y opción “Unsteady Flow Analysis”.

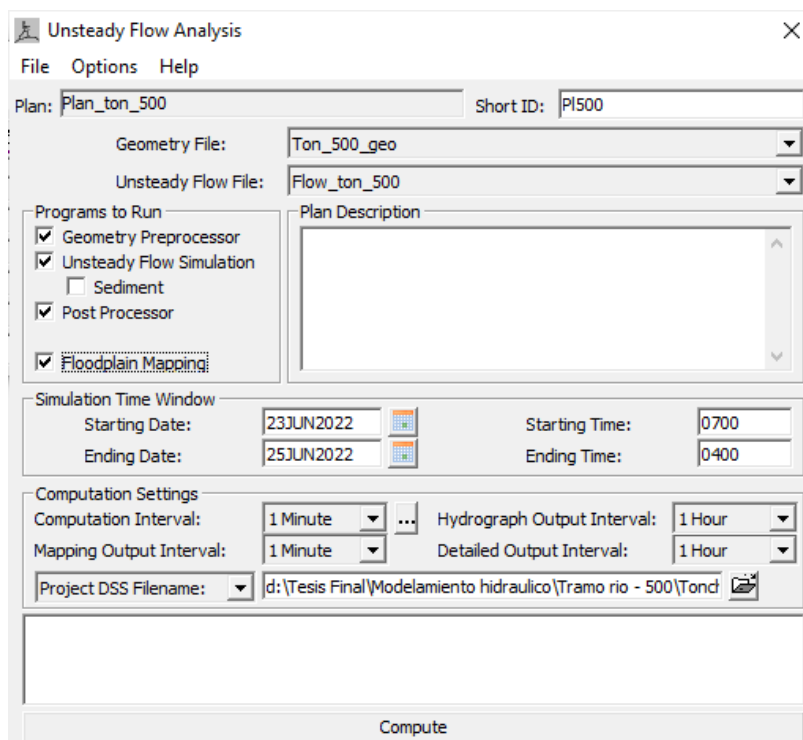
Figura 62: Menú “Unsteady Flow Analysis” en la ventana principal de HEC – RAS



Fuente 65: HEC – RAS

En la nueva ventana se definirán las opciones de análisis, se podrá elegir otras geometrías y datos de flujo inestable. Se debe establecer las fechas de inicio y fin de la simulación, así como también los intervalos de cómputo; cuanto menor sea estos intervalos mejor será la visualización de los resultados, pero requerirán mayor tiempo y mejor hardware.

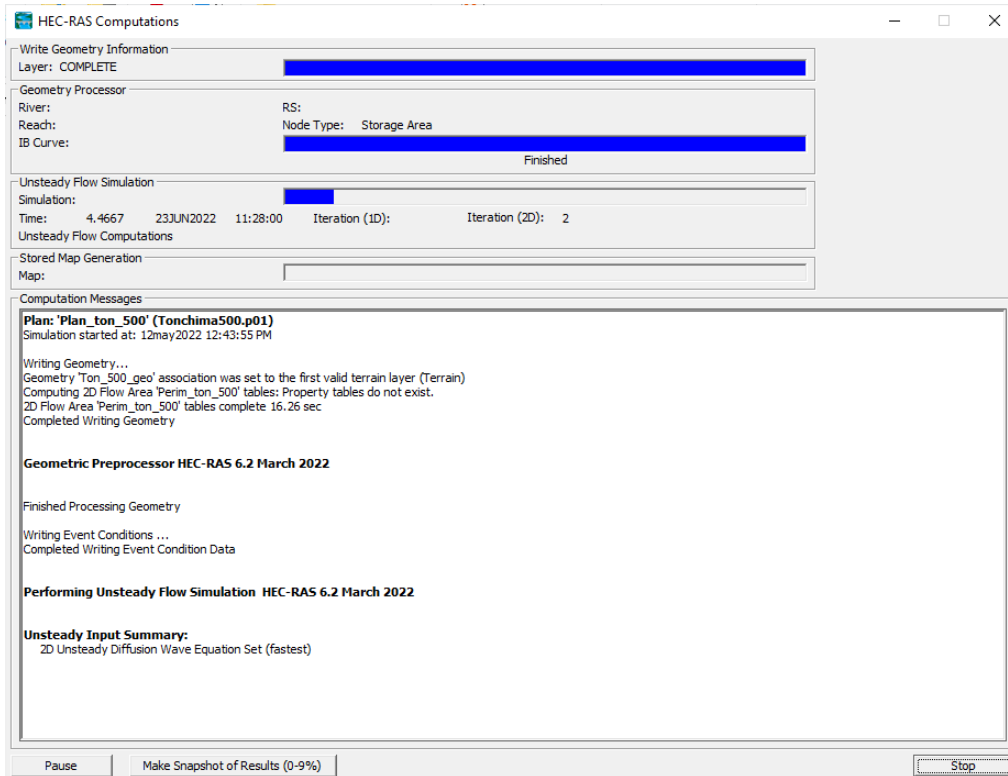
Figura 63: Interfaz de la configuración del análisis de flujo inestable



Fuente 66: HEC – RAS

Finalmente, para correr la simulación se deberá presionar en la opción “Compute”, apareciendo una nueva ventana en donde se nos informará del progreso o errores que ocurran durante la simulación.

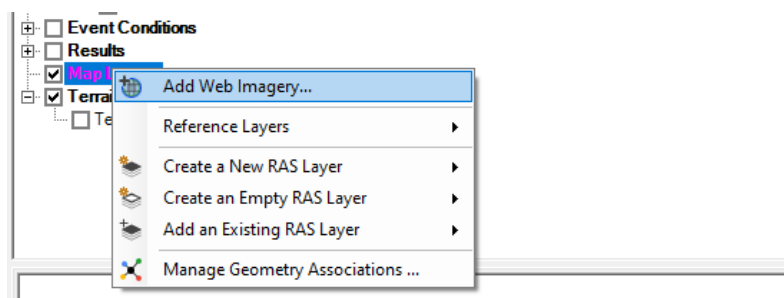
Figura 64: Ventana donde muestra el progreso de simulación hidráulica



Fuente 67: HEC – RAS

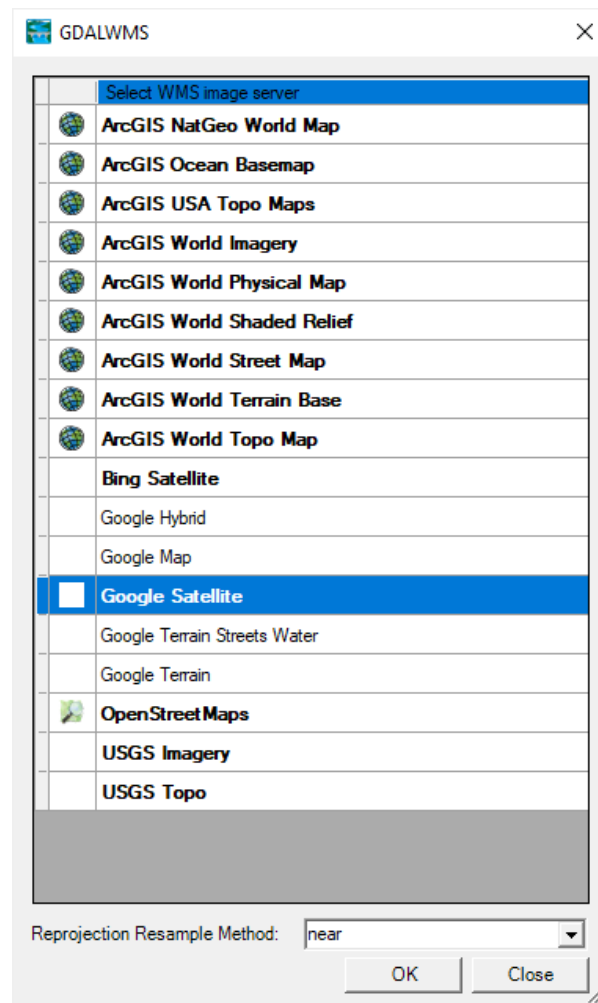
Al finalizar el proceso de simulación, solo le damos en “Close” y no dirigimos al “RAS Mapper” a observar los resultados. Pero antes para una mejor representación de la inundación podemos agregar una imagen satelital, por ejemplo, la del satélite de Google.

Figura 65: Menú en donde se puede agregar imágenes satelitales



Fuente 68: HEC – RAS

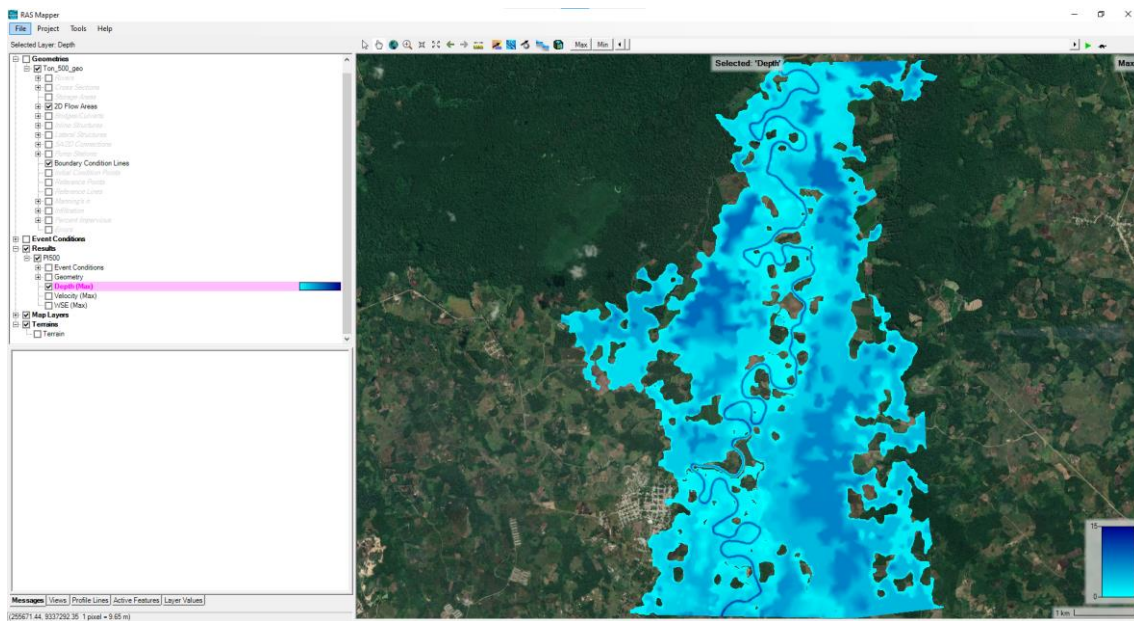
Figura 66: Ventana en donde se selecciona la imagen del satélite a usar



Fuente 69: HEC – RAS

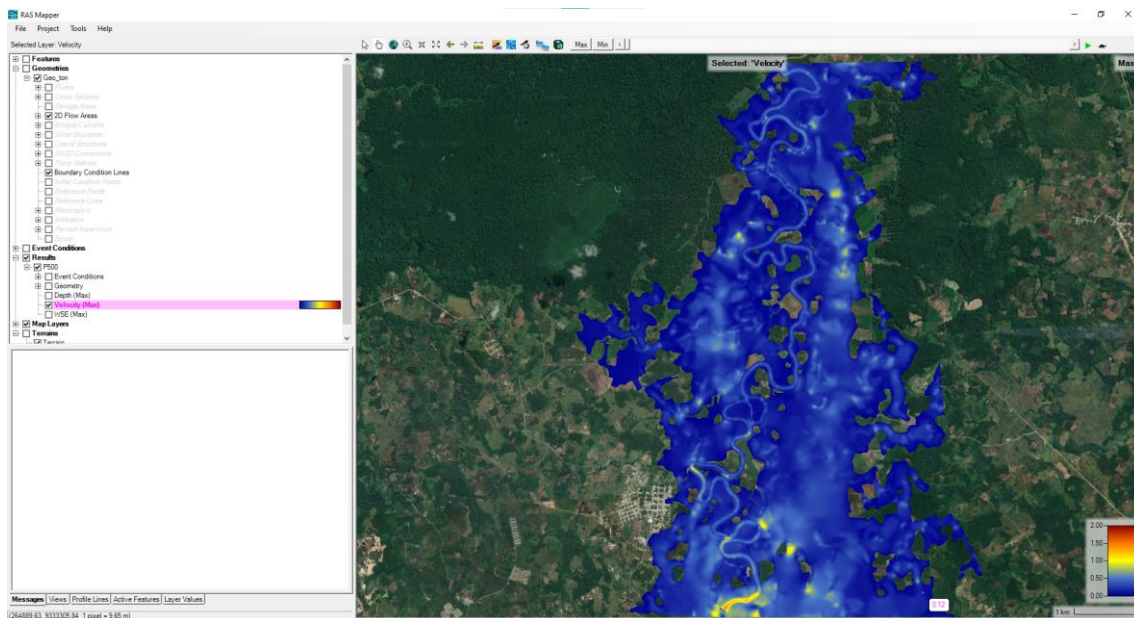
Finalmente se obtendrá de manera grafica los resultados, tales como altura de inundación y velocidad del flujo.

Figura 67: Resultados obtenidos de la simulación hidráulica, altura de inundación



Fuente 70: HEC – RAS

Figura 68: Resultados obtenidos de la simulación hidráulica, velocidad de inundación



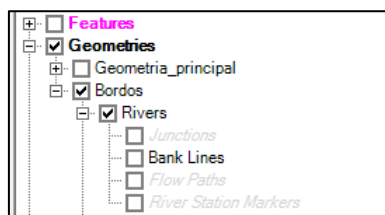
Fuente 71: HEC – RAS

Simulación de estructuras hidráulicas

La simulación de las estructuras de mitigación de inundaciones se genera modificando el terreno, para ello primero debe definirse la geometría de la estructura. Todas las estructuras se crearán en una dimensión por lo que se usara los elementos geométricos pertinentes de “Rivers”.

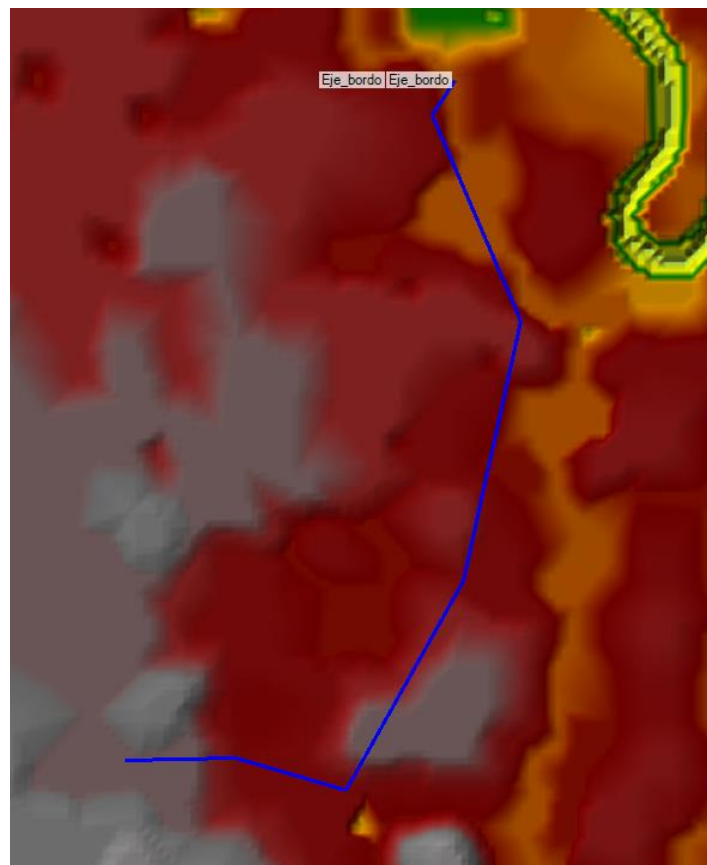
El primer paso es crear el eje de las estructuras, en el ejemplo que se mostrara a continuación se trata del eje de bordos.

Figura 69: Geometría “Rivers” para modelos en una dimensión



Fuente 72: HEC – RAS

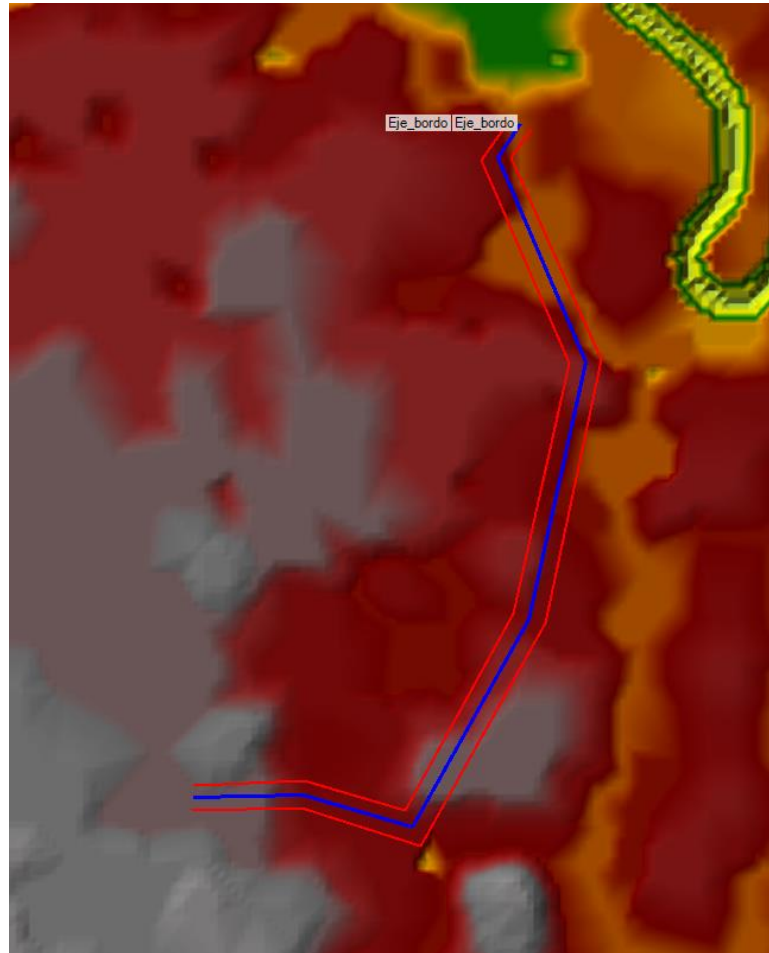
Figura 70: Eje longitudinal de la estructura hidráulica



Fuente 73: HEC – RAS

En segundo lugar, se deberá delimitar las zonas de influencia del eje mediante los “Bank Lines”.

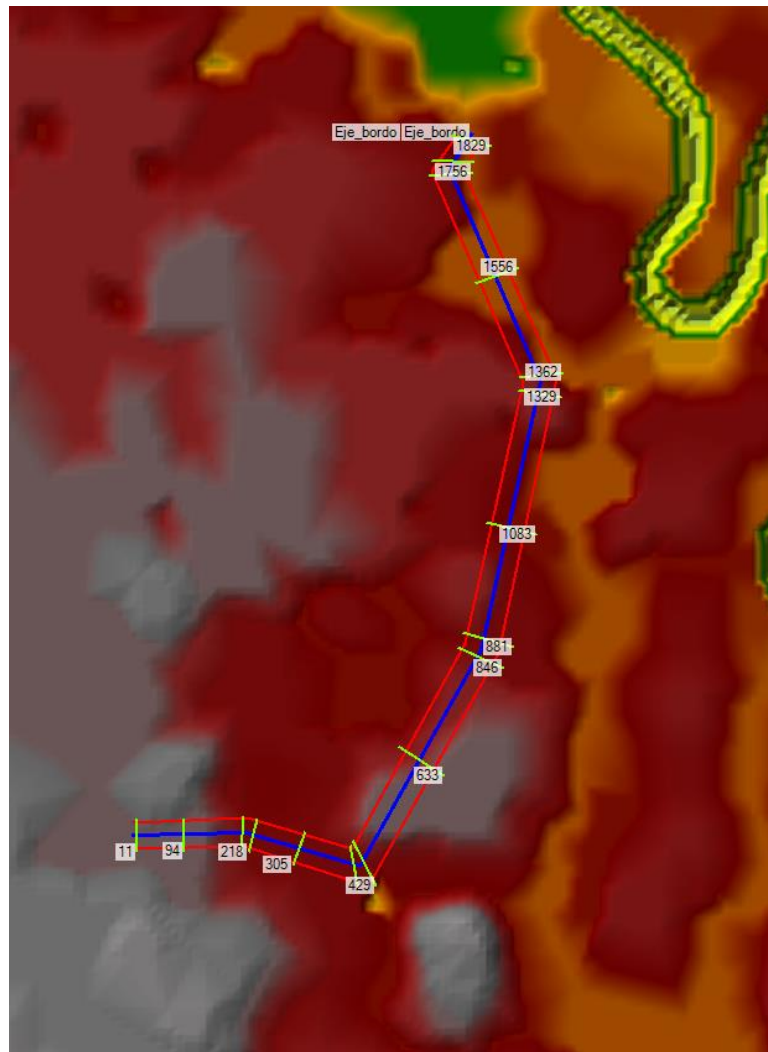
Figura 71: “Bank Lines” o bordes (color rojo) de la estructura hidráulica



Fuente 74: HEC – RAS

Por último, en lo que respecta a la geometría se deberán crear las secciones del perfil del eje, para ello cada línea de sección deberá interceptar los “Bank Lines” y el eje de la estructura.

Figura 72: Secciones (color verde) para la posterior modificación del terreno



Fuente 75: HEC – RAS

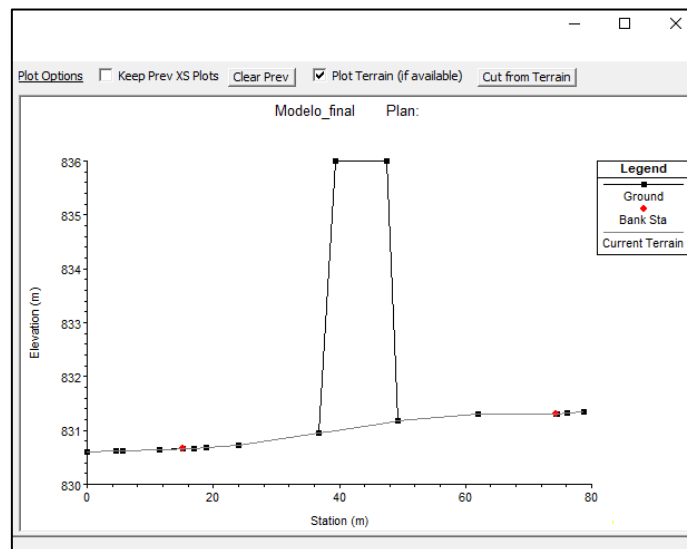
Luego debemos ir a editar las cotas o el terreno en la opción de “Geometry” de la ventana principal del programa. Para ello debemos ir a la opción de “Cross Section”, en donde nos aparecerá una ventana como Excel en donde podemos modificar las cotas del terreno.

Figura 73: Opción “Cross Section” para modificar el terreno



Fuente 76: HEC – RAS

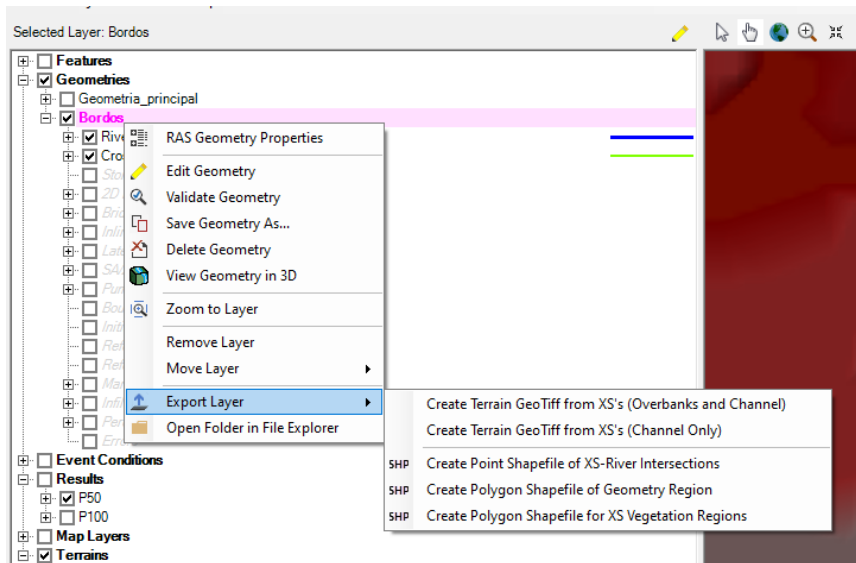
Figura 74: Interfaz en donde se puede modificar las cotas del terreno, para simular la estructura hidráulica



Fuente 77: HEC – RAS

Una vez que se tenga correctamente las modificaciones del terreno, se regresara al “RAS Mapper” en donde se exportara en formato ráster la geometría. Para ello debemos ir a la opción de “Export Layer”, “Create Terrain GeoTiff from XS’s (Channel Only).

Figura 75: Exportación de la geometría en formato ráster



Fuente 78: HEC – RAS

Figura 76: Archivo obtenido tras la exportación de la geometría

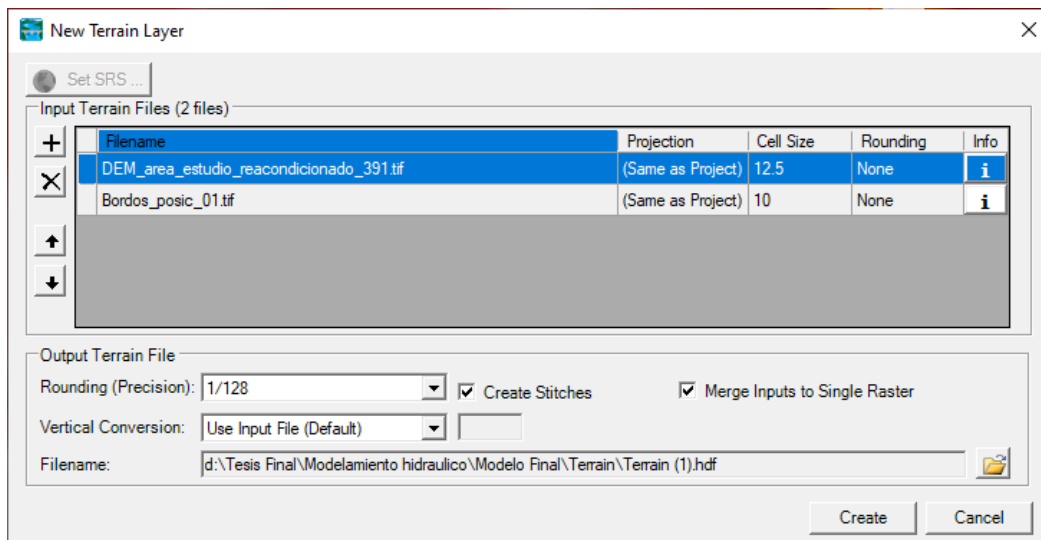


Bordos_posic_01.tif

Fuente 79: Elaboración propia

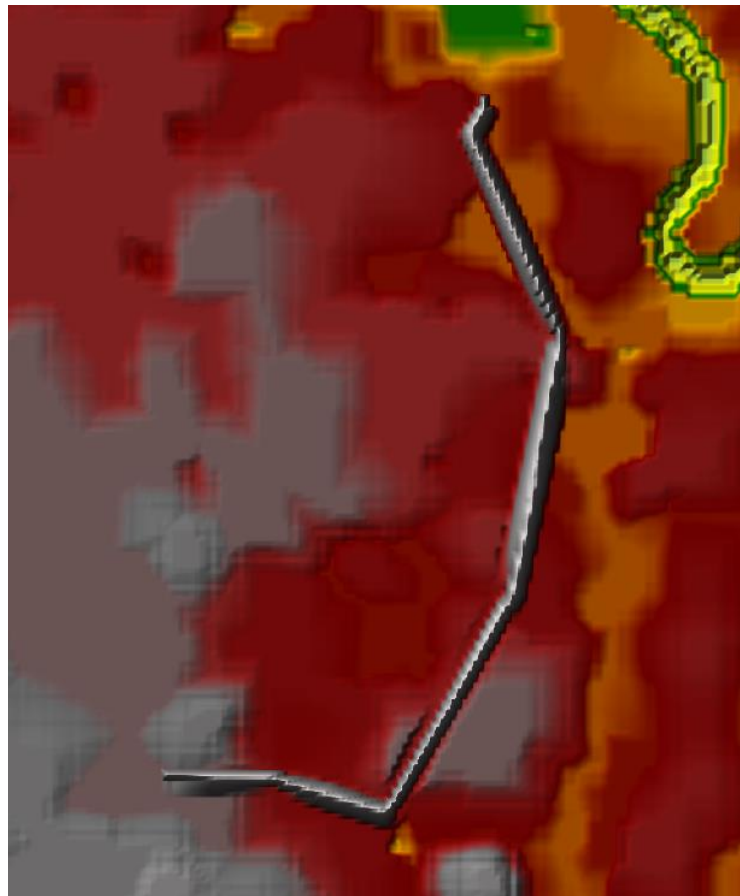
Finalmente, para simular las estructuras debemos realizar la combinación del ráster anterior con el del terreno.

Figura 77: Creación del terreno con la geometría de la estructura hidráulica



Fuente 80: HEC – RAS

Figura 78: Resultado final de la modificación del terreno para simular la estructura hidráulica



Fuente 81: HEC – RAS

Medidas de prevención y mitigación

Medidas estructurales

Debido a que el río de estudio presenta altas sinuosidades el confinamiento del cauce es muy costoso y no se tendrían resultados satisfactorios. Por ello dentro de las soluciones que brinda el autor José Antonio Maza Álvarez, se han seleccionado como la alternativa económicamente más viable a los bordos longitudinales.

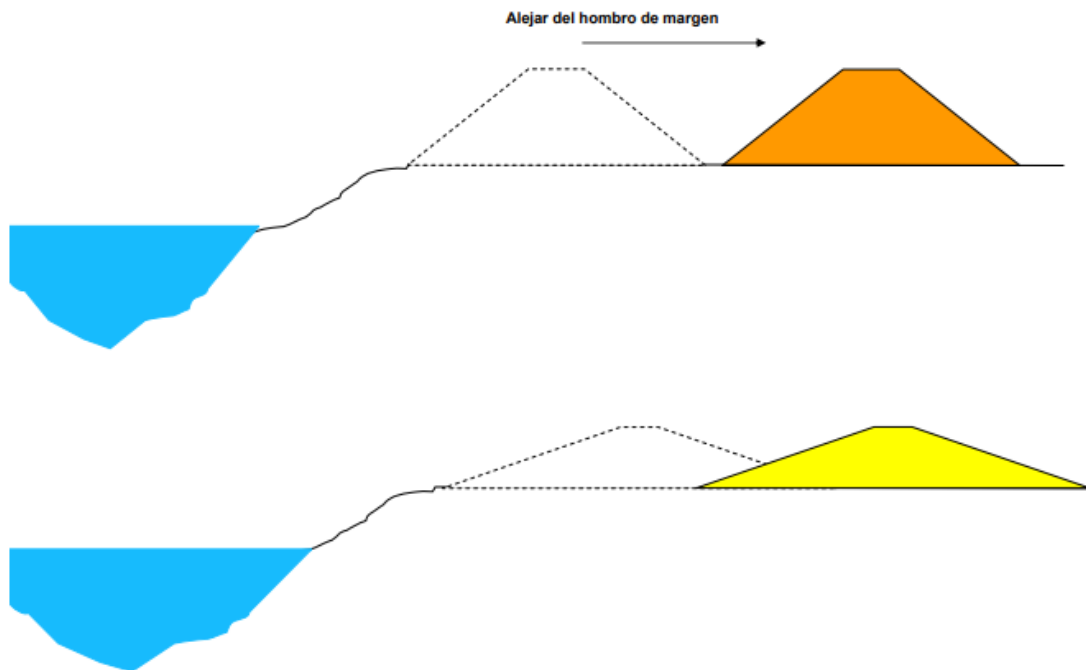
El diseño que se plantea es adecuar el eje de las estructuras (bordos) al contexto geomorfológico del río, en otras palabras, en encausar al río meándrico en zonas más lejanas tratando de cubrir toda la extensión indudable sin alterar las zonas naturales de divagación [33].

Figura 79: Ubicación correcta de los bordos longitudinales según Maza Álvarez en ríos meándricos



Fuente 82: Maza Álvarez

Figura 80: Criterios de ubicación de los bordos según Maza Álvarez



Fuente 83: Maza Álvarez

En el mundo y en el Perú de las diversas estructuras que se pueden usar como bordos, para este proyecto se usaron los terraplenes, gaviones y muros de contención, por ser los más conocidos.

Factor de seguridad

Para los factores de seguridad (FS), frente al volcamiento, FS_v y deslizamiento FS_d , se usarán los valores estipulados en el artículo 5.5.5. de las especificaciones AASHTO.

Tabla 4: Criterio de factores de seguridad para la estabilidad general

FS		
Deslizamiento	1.5	
Volteo	Suelo	2
	Roca	1.5

Fuente 84: Artículo 5.5.5, AASHTO

Para el cálculo de estos FS se usarán las siguientes ecuaciones.

$$FS_v = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_h} \quad (20)$$

$$FS_d = \frac{\Sigma F_v}{\Sigma F_h} \quad (21)$$

Siendo ΣM_v y ΣM_h , la sumatoria de los momentos producidos por fuerzas verticales y horizontales respectivamente; mientras que ΣF_v y ΣF_h , la sumatoria de estas fuerzas.

Terraplén

De acuerdo con el manual de pavimentos, un terraplén se refiere al proceso de escarificar, nivelar y compactar el suelo de la base para preparar el terreno de fundación. Luego, se construyen y compactan las capas de relleno en la base y la superficie utilizando materiales que han sido previamente analizados en laboratorio.

En el contexto de los terraplenes, se pueden identificar tres zonas constructivas distintas. La base es la parte que se encuentra por debajo del nivel original del terreno. El cuerpo del terraplén se sitúa entre la base y la corona, abarcando una porción central. Por último, la corona se refiere a la parte superior del terraplén, que incluye tanto la capa superior del cuerpo como la subrasante, y tiene un espesor de 12 in [34].

Prediseño

Para el prediseño, en este tipo de estructuras solamente se debe definir la geometría del terraplén, tal como el talud, altura y ancho de cada capa. Los requisitos de talud se definen en la siguiente tabla.

Tabla 5: Talud según el tipo de material para terraplenes

Materiales	Talud (V:H)		
	Altura (m)		
	< 5	5 - 10	> 10
Gravas, limo arenoso y arcilla	1:1.5	1:1.75	1:2
Arena	1:2	1:2.25	1:2.5
Enrocado	1:1	1:1.25	1:1.5

Fuente 85: Manual de carreteras

Los requisitos de aceptabilidad del terraplén están definidos por el Manual de Carreteras mediante las siguientes tablas.

Tabla 6: Requisito de los materiales para un terraplén

Condición	Partes del terraplén		
	Base	Cuerpo	Corona
Tamaño máximo (cm)	15.00	10.00	7.50
% Máximo de fragmentos de roca > 7.62 cm	30.00	20.00	
Índice de plasticidad (%)	< 11	< 11	< 10

Fuente 86: Manual de carreteras

Además, se deberán realizar ensayos periodos para verificar la calidad de los materiales

Tabla 7: Ensayos y frecuencias para los terraplenes

Propiedades y características	Método de ensayo	Norma ASTM	Norma AASHTO	Frecuencia	Lugar de muestreo
Granulometría	MTC E 204	D 422	T 29	1 cada 1000 m ³	Cantera
Limites de consistencia	MTC E 111	D 4318	T 89	1 cada 1000 m ³	Cantera
Contenido de material orgánico	MTC E 118	-	-	1 cada 3000 m ³	Cantera
Abrasión Los Ángeles	MTC E 207	C 131	T 96	1 cada 3000 m ³	Cantera
Relación densidad - humedad	MTC E 115	D 1557	T 180	1 cada 1000 m ³	Pista
Compactación de la base y cuerpo	MTC E 117	D 1556	T 191	1 cada 500 m ²	Pista
Compactación de la corona	MTC E 124	D 2922	T 238	1 cada 250 m ²	Pista

Fuente 87: Manual de carreteras

En cuanto a los espesores de estas capas para su determinación se deben realizar estudios especializados, tales como pruebas aleatorias longitudinales, transversales y profundidad; los cuales ya forman parte del diseño definitivo [34]. En este estudio se

considerarán los siguientes espesores para su prediseño, basado en el proyecto realizado por la Asociación Española de la Carretera [35].

Tabla 8: Espesores mínimos para los elementos de un terraplén

Elemento	Espesor (m)
Corona	0.50 - 1.00
Cuerpo	Variable
Base	1.00

Fuente 88: Asociación Española de la Carretera

Gaviones

Los gaviones son piedras envueltas en cajas con alambre galvanizados armadas en el mismo lugar donde irán colocadas; estas piedras generalmente son obtenidas de los ríos que van a controlar. Cuando se superponen estos elementos se logran crear muros de gravedad permeables y flexibles [26].

Una de las principales ventajas de este sistema es que son muy económicas ya que el material principal son rocas que pueden ser obtenidas, trasladadas y colocadas como se mencionó de un río.

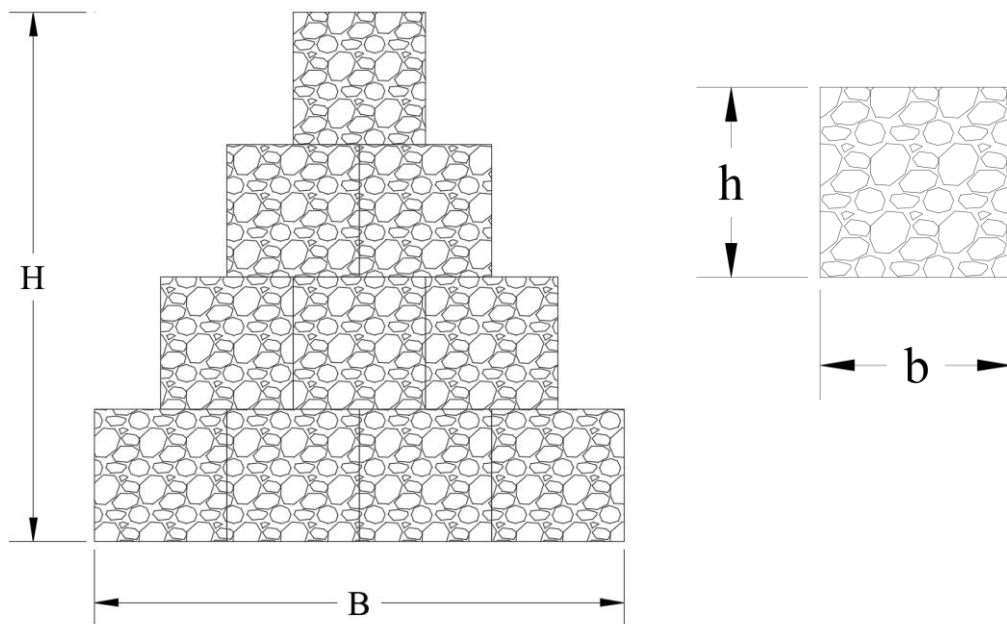
Prediseño

Para el prediseño se debe tener como base de datos de entrada al peso específico del agua, rocas, ángulo de fricción del suelo, base y altura de los gaviones y por último la capacidad admisible del suelo.

$$\begin{aligned} \gamma_a &= 1000.00 \text{ [kg/m}^3\text{]} && \text{(Agua)} \\ \gamma_s &= 2800.00 \text{ [kg/m}^3\text{]} && \text{(Roca)} \\ \sigma_{adm} &= 0.89 \text{ [kg/cm}^2\text{]} && \text{(Capacidad admisible del suelo)} \end{aligned}$$

Primeramente, se debe definir una geometría para los gaviones, en la altura se debe dejar un borde libre de 1 m. según recomendaciones del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje; posteriormente se verificará si esta geometría cumple con los requisitos o límites de diseño.

Figura 81: Geometría de los gaviones



Fuente 89: Elaboración propia

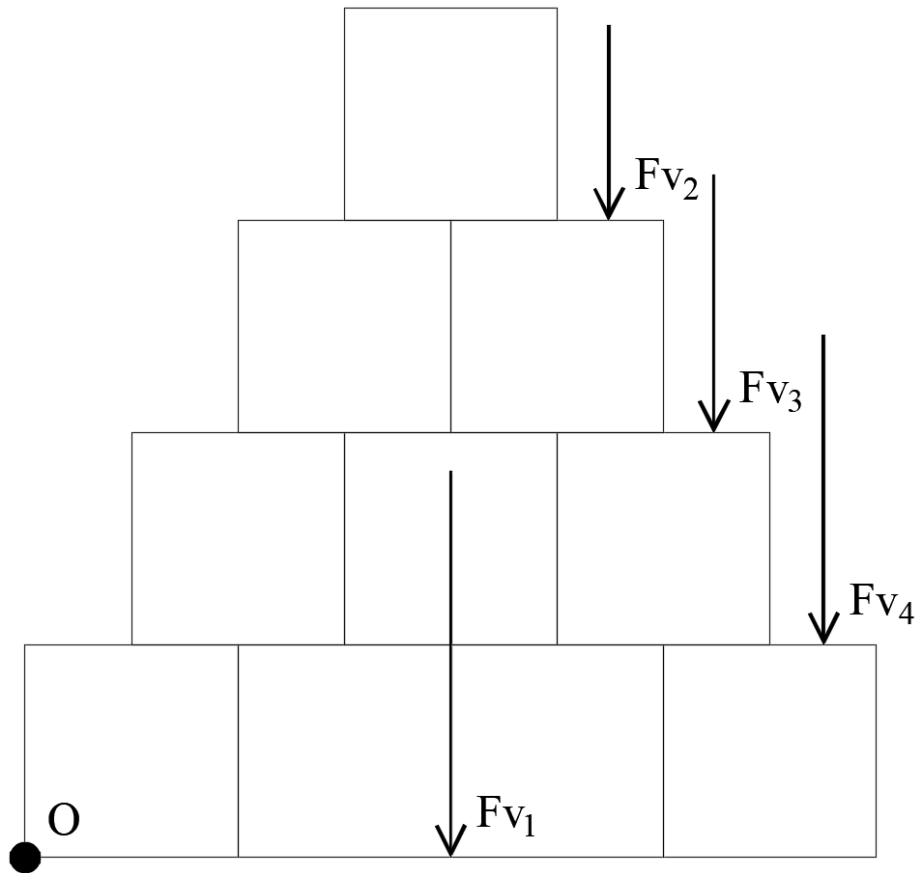
B =	4 [m]	(Ancho del gavion)
H =	4 [m]	(Altura del gavion)
ha =	3 [m]	(Altura máxima de inundación)
b =	1 [m]	(Ancho del bloque)
h =	1 [m]	(Altura del bloque)
V =	0.8 [m ³]	(Volumen del bloque, considerando 20% de vacíos)
N =	10 [und]	(Cantidad de bloques)

Se considerará los siguientes FS para las verificaciones correspondientes.

FD _v =	2 [-]	(Factor de seguridad al volteo)
FD _d =	1.5 [-]	(Factor de seguridad al deslizamiento)

En segundo lugar, se procederá a realizar el cálculo de las fuerzas verticales y horizontales, así como también los brazos de giro de dichas fuerzas y en consecuencia los momentos respectivos, se presenta el ejemplo a continuación.

Figura 82: Fuerzas verticales que intervienen en los gaviones



Fuente 90: Elaboración propia

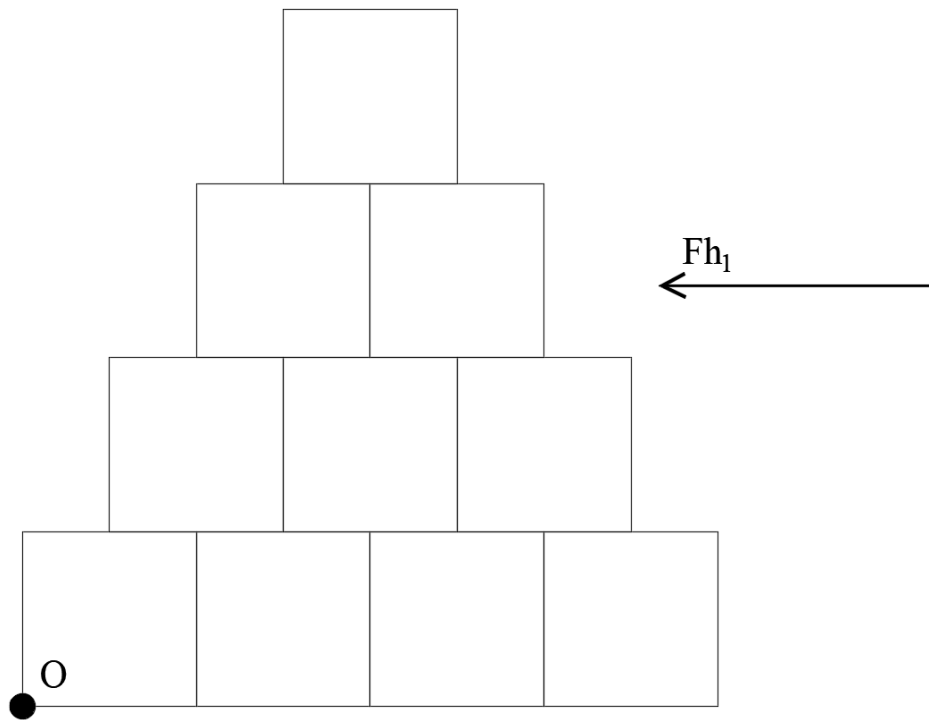
Fuerzas

$F_{v1} =$	$2800 \cdot 0.8 \cdot 10 =$	22400.00	[kg]	(Peso de todos los bloques)
$F_{v2} =$	$1000 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 1 =$	500.00	[kg]	(Peso del agua)
$F_{v3} =$	$1000 \cdot 0.5 \cdot 2 \cdot 1 =$	1000.00	[kg]	(Peso del agua)
$F_{v4} =$	$1000 \cdot 0.5 \cdot 3 \cdot 1 =$	1500.00	[kg]	(Peso del agua)
		$\Sigma F_v =$	25400.00	[kg] (Peso total)

Momentos

$M_{v1} =$	$22400 \cdot 2 =$	44800	[kg·m]
$M_{v2} =$	$500 \cdot 2.75 =$	1375	[kg·m]
$M_{v3} =$	$500 \cdot 3.25 =$	3250	[kg·m]
$M_{v4} =$	$500 \cdot 3.75 =$	5625	[kg·m]
		$\Sigma M_v =$	55050.00 [kg·m]

Figura 83: Fuerzas horizontales que intervienen en los gaviones



Fuente 91: Elaboración propia

Fuerzas

$$F_{h1} = (1/2)1000 \cdot 3^2 = 4500 \text{ [kg]} \quad (\text{Empuje del agua})$$

Momentos

$$M_{h1} = 4500 \cdot 1/3 \cdot 3 = 4500 \text{ [kg}\cdot\text{m]}$$

Posteriormente se verificarán la estructura por volteo y deslizamiento teniendo en cuenta los límites de los FS y su definición para su cálculo.

$$FS = 12.23 \quad [-] \quad \checkmark$$

$$FS = 5.64 \quad [-] \quad \checkmark$$

Finalmente se debe verificar el esfuerzo producido en el suelo el cual deberá ser menor que el esfuerzo admisible del mismo. Para ello primero se debe calcular la ubicación de la fuerza resultante de la presión del suelo x .

$$x = \frac{\Sigma M_v - \Sigma M_h}{\Sigma F_v} \quad (22)$$

Luego se procederá a calcular la excentricidad e , de la estructura con la siguiente ecuación.

$$e = \frac{B}{2} - x \quad (23)$$

Y por último para la verificación del esfuerzo del suelo causado por la estructura, se usará la siguiente ecuación.

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{\Sigma F_v}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (24)$$

Siendo A , el área de la estructura en contacto con el suelo.

Muros de contención en voladizo

En su libro del Doctor Jorge Alva Hurtado, titulado “Diseño de muros de contención” nos menciona que los muros de contención son estructuras diseñadas para brindar estabilidad al terreno natural u otro material cuando se modifica su pendiente natural. Estos muros se utilizan como soporte para rellenos, productos mineros y agua, entre otros. Su función principal es resistir las fuerzas laterales generadas por la presión del suelo o el agua, evitando el colapso o deslizamiento del terreno. Los muros de contención pueden estar contruidos con diferentes materiales, como concreto armado, mampostería o elementos prefabricados, y su diseño se adapta a las características específicas del proyecto y las condiciones del terreno. El tipo de muro de contención que se planteara en este proyecto es el muro en voladizo.

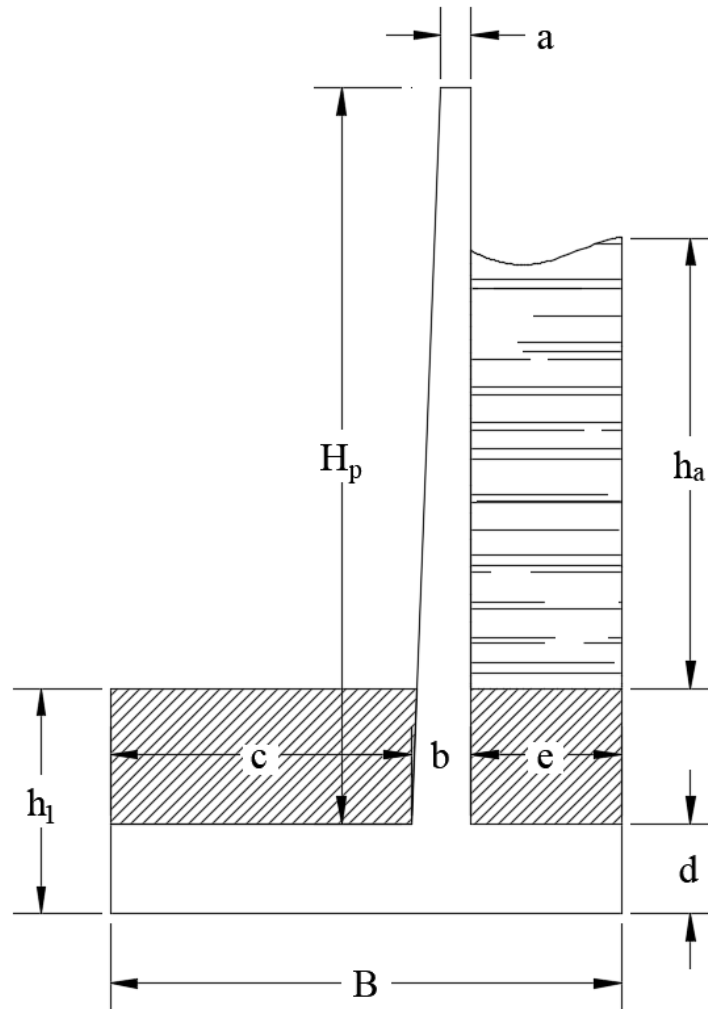
Prediseño

Para el prediseño se debe tener como base de datos de entrada al peso específico del agua, rocas, ángulo de fricción del suelo, base y altura de los gaviones y por último la capacidad admisible del suelo y datos del concreto.

$\gamma_a =$	1000.00 [kg/m ³]	(Agua)
$\gamma_s =$	1350.00 [kg/m ³]	(Suelo)
$\sigma_{adm} =$	0.89 [kg/cm ²]	(Capacidad admisible del suelo)
$f'_c =$	210 [kg/cm ²]	(Esfuerzo a compresión del concreto)
$f_y =$	4200 [kg/cm ²]	(Fluencia del acero)
$\gamma_c =$	2400 [kg/cm ²]	(Peso específico del concreto armado)

Primeramente, se debe definir una geometría para el muro de contención en voladizo, en la altura se debe dejar un borde libre de 1 m. según recomendaciones del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje; posteriormente se verificará si esta geometría cumple con los requisitos o límites de diseño.

Figura 84: Geometría del muro de contención en voladizo



Fuente 92: Elaboración propia

$H_p =$	4.90 [m]	(Altura de la pantalla)
$h_1 =$	1.50 [m]	(Profundidad de cimentación)
$h_a =$	3 [m]	(Altura máxima de inundación)
r (muro) =	4.00 [cm]	(Recubrimiento acero muro en voladizo)
r (zap.) =	7.50 [cm]	(Recubrimiento acero zapata)

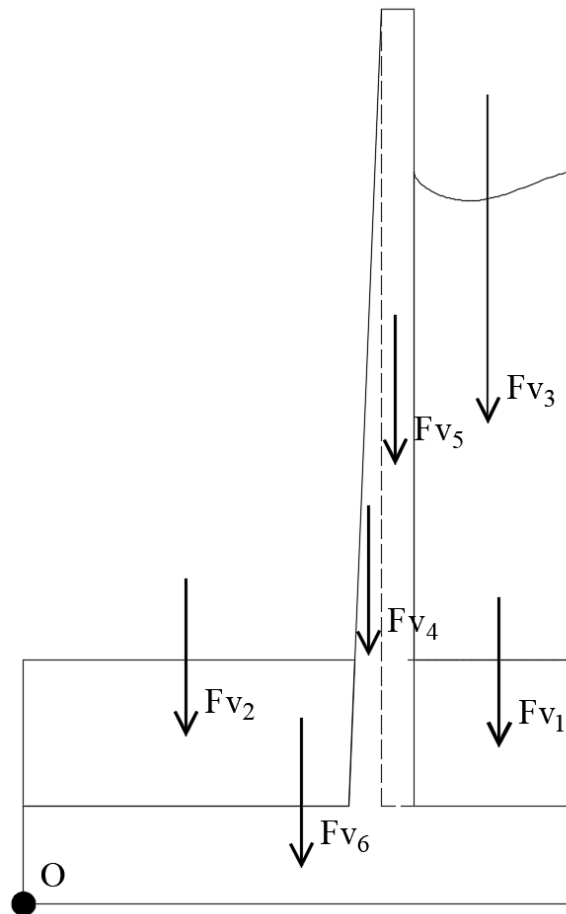
$a =$	0.20 [m]	(Ancho superior pantalla)
$b =$	0.40 [m]	(Ancho inferior pantalla)
$c =$	2.00 [m]	(Ancho talón)
$d =$	0.60 [m]	(Altura zapata)
$e =$	1.00 [m]	(Ancho punta)
$B =$	3.40 [m]	(Ancho base zapata)

Se considerará los siguientes FS para las verificaciones correspondientes.

$FD_v =$	2 [-]	(Factor de seguridad al volteo)
$FD_d =$	1.5 [-]	(Factor de seguridad al deslizamiento)

En segundo lugar, se procederá a realizar el cálculo de las fuerzas verticales y horizontales, así como también los brazos de giro de dichas fuerzas y en consecuencia los momentos respectivos, se presenta el ejemplo a continuación.

Figura 85: Fuerzas verticales que intervienen en el muro voladizo



Fuente 93: Elaboración propia

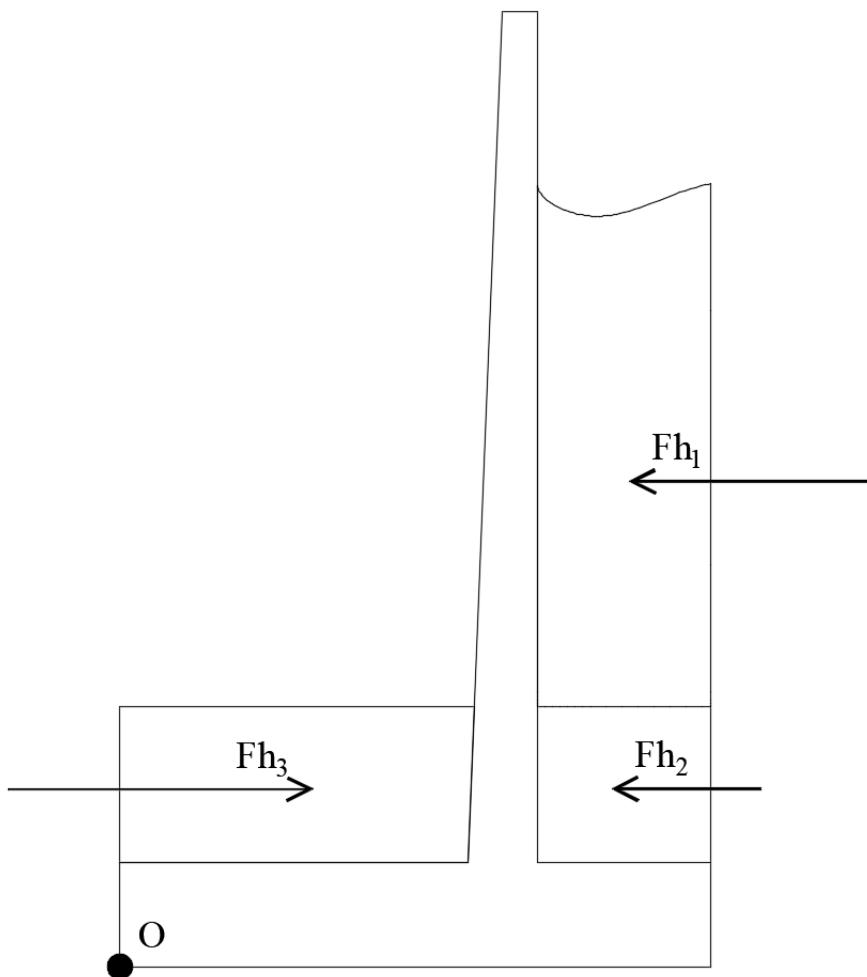
Fuerzas

$F_{v1} =$	$1350 \cdot 0.9 \cdot 1 \cdot 1 =$	1215.00	[kg]	(Peso de tierra sobre punta, e)
$F_{v2} =$	$1350 \cdot 0.9 \cdot 2 \cdot 1 =$	2430.00	[kg]	(Peso de tierra sobre talón, c)
$F_{v3} =$	$1000 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 1 =$	3000.00	[kg]	(Peso de agua inundable)
$F_{v4} =$	$2400(0.4-0.2)4.9/2 \cdot 1 =$	1176.00	[kg]	(Peso pantalla sobrante triangular)
$F_{v5} =$	$2400 \cdot 0.2 \cdot 4.9 \cdot 1 =$	2352.00	[kg]	(Peso de pantalla)
$F_{v6} =$	$2400 \cdot 3.4 \cdot 0.6 \cdot 1 =$	4896.00	[kg]	(Peso zapata)
	$\Sigma F_v =$	15069.00	[kg]	(Peso total)

Momentos

$M_{v_1} =$	$1215 \cdot 2.9 =$	3523.5	$[\text{kg} \cdot \text{m}]$
$M_{v_2} =$	$2430 \cdot 1 =$	2430	$[\text{kg} \cdot \text{m}]$
$M_{v_3} =$	$3000 \cdot 2.9 =$	8700	$[\text{kg} \cdot \text{m}]$
$M_{v_4} =$	$1176 \cdot 2.33 =$	2665.6	$[\text{kg} \cdot \text{m}]$
$M_{v_5} =$	$2352 \cdot 2.3 =$	4939.2	$[\text{kg} \cdot \text{m}]$
$M_{v_6} =$	$2352 \cdot 1.7 =$	8323.2	$[\text{kg} \cdot \text{m}]$
	$\Sigma M_v =$	30581.50	$[\text{kg} \cdot \text{m}]$

Figura 86: Fuerzas horizontales que intervienen en el muro voladizo



Fuente 94: Elaboración propia

Para este cálculo se despreciaron las fuerzas producidas por el suelo Fh_1, Fh_2 ; debido a que la resultante contribuye a mejorar la estabilidad del muro.

Fuerzas

$$Fh_1 = (1/2)1000 \cdot 4.9^2 = 4500 \text{ [kg]} \quad (\text{Empuje del agua})$$

Momentos

$$Mh_1 = 4500 \cdot 2.5 = 11250 \text{ [kg}\cdot\text{m]}$$

Posteriormente se verificarán la estructura por volteo y deslizamiento teniendo en cuenta los límites de los FS y su definición para su cálculo.

$$FS = 2.72 \quad [-] \quad \checkmark$$

$$FS = 3.35 \quad [-] \quad \checkmark$$

Finalmente se debe verificar el esfuerzo producido en el suelo el cual deberá ser menor que el esfuerzo admisible del mismo. Para ello primero se debe calcular la ubicación de la fuerza resultante de la presión del suelo x .

$$x = \frac{\Sigma M_v - \Sigma M_h}{\Sigma F_v} \quad (25)$$

Luego se procederá a calcular la excentricidad e , de la estructura con la siguiente ecuación.

$$e = \frac{B}{2} - x \quad (26)$$

Y por último para la verificación del esfuerzo del suelo causado por la estructura, se usará la siguiente ecuación.

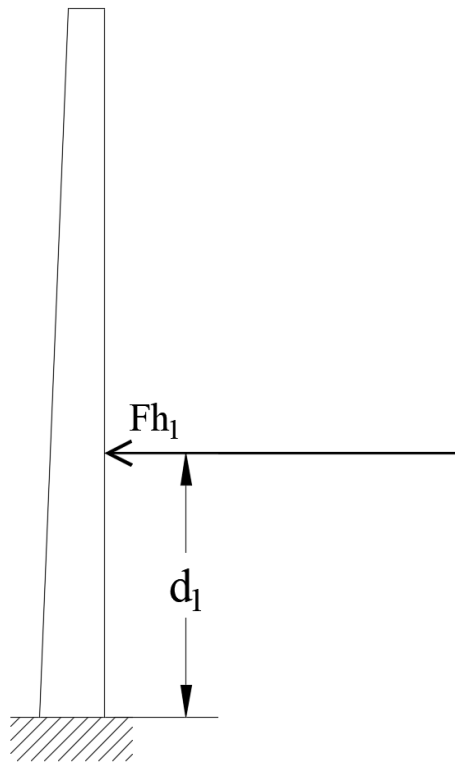
$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{\Sigma F_v}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (27)$$

Siendo A , el área de la estructura en contacto con el suelo.

Una vez comprobada la geometría de la estructura se procederá a realizar el cálculo del acero. Para ello primero se deberán calcular los momentos y cortantes de los elementos de la estructura (pantalla, talón y punta).

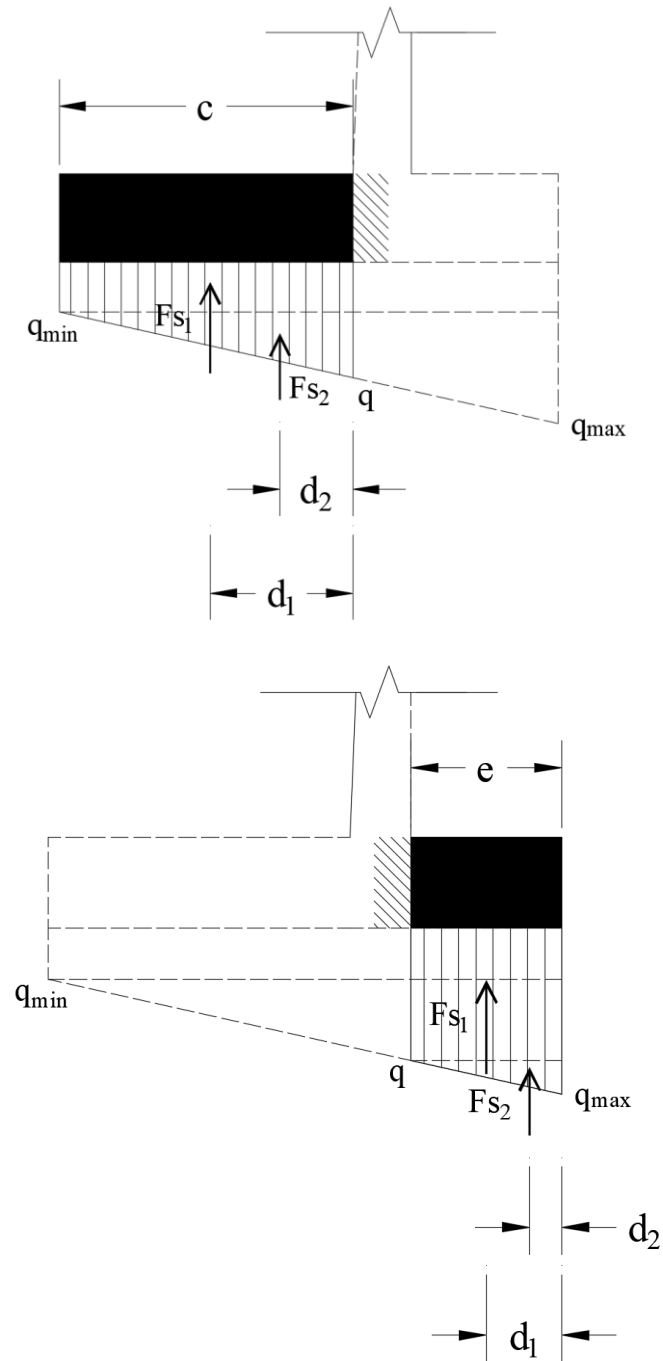
En el caso de la pantalla solo se tendrá la fuerza del agua, y se considerará un empotramiento perfecto en la unión con la zapata. El momento se obtendrá al multiplicar la fuerza por el brazo de giro ya que es parecido a una viga en voladizo. El cortante será la suma de las fuerzas perpendicular al eje longitudinal del elemento. Para la zapata (punta y talón), primero se deberá analizar el esfuerzo producido por el suelo, para luego hallar el momento producido de igual forma que para la pantalla.

Figura 87: Fuerzas para el cálculo del momento máximo en la pantalla del muro en voladizo



Fuente 95: Elaboración propia

Figura 88: Fuerzas para el cálculo del momento máximo en la zapata del muro en voladizo



Fuente 96: Elaboración propia

Adicionalmente en estos elementos se deberá realizar la verificación del cortante máximo el cual deberá ser menor al cortante que aporta el concreto el cual según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) en la Norma E060, se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd \quad (28)$$

Siendo V_c , el cortante que resiste la sección de concreto; f'_c , resistencia a la compresión del concreto y b, d , base y peralte efectivo del elemento.

Posteriormente se realizará el cálculo del acero con las siguientes ecuaciones también detalladas en la Norma E060.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} \quad (29)$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (30)$$

Siendo A_s , el área de acero a encontrar; M_u , momento ultimo de diseño (en este proyecto se ha aumentado un 40% según el RNE E020 por tratar solo con cargas muertas); ϕ , coeficiente de reducción (Para flexión es 0.9); a , profundidad del bloque a compresión del concreto y f_y fluencia del acero.

Las cuantías la pantalla del muro en voladizo se detallan a continuación según el RNE E060.

a- Acero Mínimo Vertical en muros:

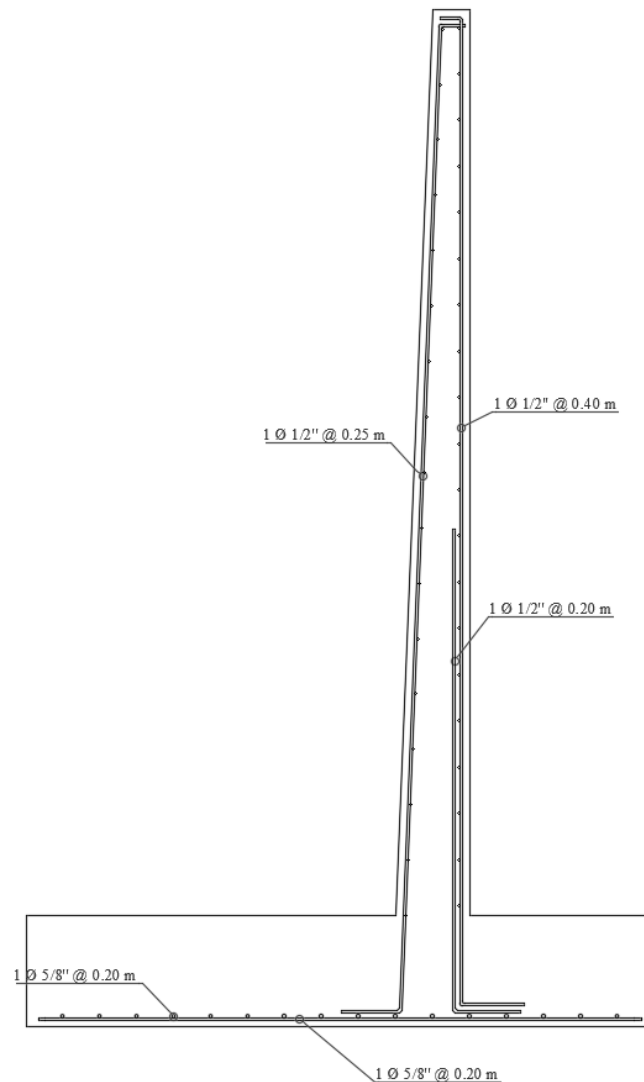
- Para $\emptyset \leq 5/8"$	A_{smin} (Vertical) =	0.0012	b	h
- Para $\emptyset > 5/8"$	A_{smin} (Vertical) =	0.0015	b	h

b- Acero Mínimo Horizontal en muros:

- Para $\emptyset \leq 5/8"$	A_{smin} (Horizontal) =	0.0020	b	h
- Para $\emptyset > 5/8"$	A_{smin} (Horizontal) =	0.0025	b	h

Para el caso cara interior se llamará al lado que quedará en contacto con el agua, mientras que se llamará cara exterior al lado opuesto. La forma en que se distribuirán los aceros es de la siguiente manera.

Figura 89: Distribución de aceros en el muro de contención en voladizo



Fuente 97: Elaboración propia

Medidas no estructurales

Mapas de riesgo

En zonas en donde no se pueden plantear medidas estructurales por motivos de economía, población, entre otros; lo que se puede plantear son medidas de prevención o alerta. Los mapas de riesgo es una de las alternativas principales para este tipo de medidas, debido a que con esta se pueden plantear soluciones de carácter no estructural, tales como informar a la población que zonas son vulnerables e inclusive sirven para en el futuro plantear medidas estructurales.

Según el Manual para la elaboración de mapas de riesgo [20], las etapas para la elaboración de lo mencionado se dividen en lo siguiente.

Caracterización de la amenaza

Esta etapa consiste en encontrar el parámetro más importante que define a las inundaciones, el cual es la altura de agua de inundación. Como producto se debe tener la representación gráfica de la amenaza el cual puede ser obtenido por análisis de computador.

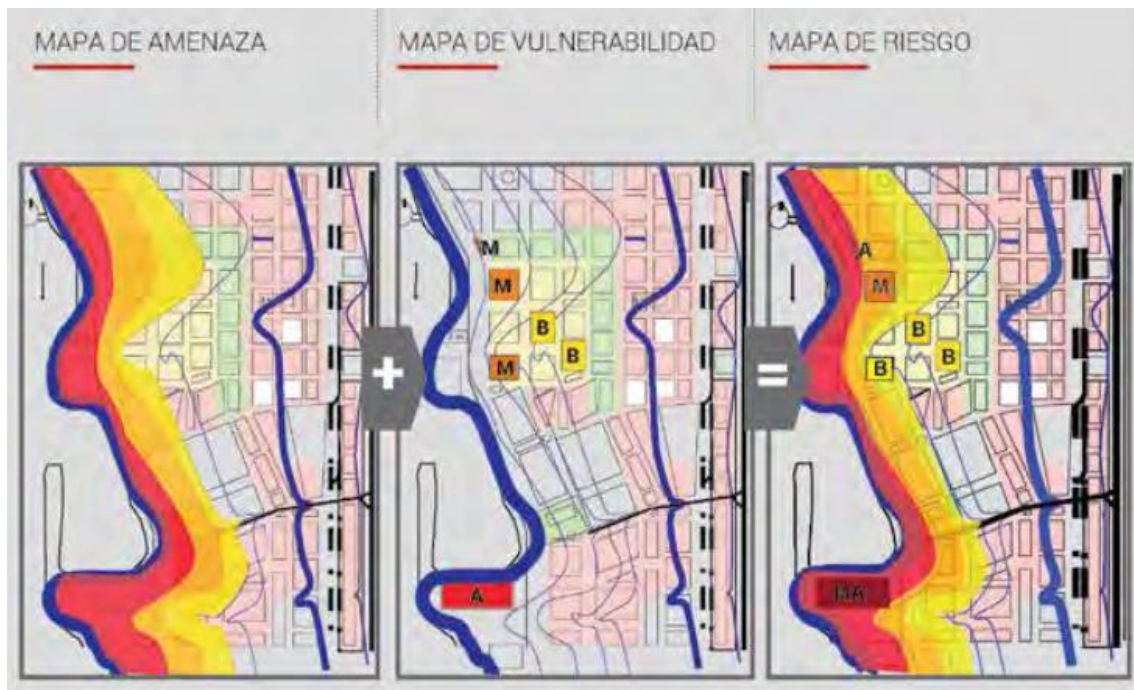
Caracterización de la vulnerabilidad

Además de haber identificado las zonas expuestas a las inundaciones se debe considerar la información adicional como el uso de los suelos, la distribución demográfica para así determinar el grado de exposición y vulnerabilidad frente a esta amenaza. Para determinar la vulnerabilidad se pueden usar la altimetría del terreno, la calidad de las viviendas, la proximidad, función y cantidad de las mismas cercanas al río.

Mapa de riesgo

Esta última etapa se logra superponiendo o combinando las dos etapas anteriores. Se evalúan las variables que pueden sumarse para mostrar una síntesis de la situación crítica.

Figura 90: Esquema de construcción de un mapa de riesgos



Fuente 98: Manual para la elaboración de mapas de riesgo

Materiales y métodos

Tipo y nivel de investigación

De acuerdo con el fin que se persigue, este proyecto es de investigación aplicada y descriptiva.

Técnicas e instrumentos de recolección de datos

A continuación, se muestran de manera organizada las técnicas e instrumentos utilizados durante la ejecución de esta tesis, en esta no se incluyen las coordinaciones o consultas a entidades de regulación como la Autoridad Local del Agua o la Municipalidad de Posic.

PROCEDIMIENTO	INSTRUMENTO	ELEMENTOS
Recolección y procesamiento de datos	<ul style="list-style-type: none"> • EMS de proyectos aledaños y afines con este estudio • Cartas Nacionales • Imágenes de radar satelitales (Alos Palsar, Sentinel 1) • Imágenes de alta resolución del terreno corregidos • ArcGIS 	<ul style="list-style-type: none"> • Datos de estudios de mecánica de suelos similares al proyecto • DEM • Datos de precipitaciones • Caudales de aforo
Delimitación de la cuenca hidrográfica	<ul style="list-style-type: none"> • ArcGIS 	<ul style="list-style-type: none"> • Cuenca Tonchima • Microcuencas
Parámetros geomorfológicos de la cuenca hidrográfica	<ul style="list-style-type: none"> • ArcGIS • Microsoft Excel 	<ul style="list-style-type: none"> • Área • Perímetro • Longitud del cauce principal • Entre otros

Análisis estadísticos	<ul style="list-style-type: none"> • Hidroesta versión dos 	Prueba de bondad de ajuste, Kolmogórov - Smimov
Hietogramas de diseño	<ul style="list-style-type: none"> • Hidroesta versión dos • Microsoft Excel 	<ul style="list-style-type: none"> • Curvas IDF • Hietograma para los periodos de retorno de 50, 100 y 500 años
Modelo hidrológico	<ul style="list-style-type: none"> • HEC – HMS 	<ul style="list-style-type: none"> • Hidrogramas de diseño para los periodos de retorno de 50, 100 y 500 años. • DEM reacondicionado
Modelo hidráulico	<ul style="list-style-type: none"> • HEC – RAS 	<ul style="list-style-type: none"> • Áreas de inundación
Mapas de inundación	<ul style="list-style-type: none"> • ArcGIS 	<ul style="list-style-type: none"> • Alturas de inundación para los periodos de retorno de 50, 100 y 500 años. • Identificación de zonas críticas
Topografía	<ul style="list-style-type: none"> • Equipo topográfico (GPS diferencial, estación total, entre otros) 	<ul style="list-style-type: none"> • Topografía a detalle de las zonas críticas
Planteamiento de medidas de	<ul style="list-style-type: none"> • Autodesk Civil 3D • Autodesk AutoCAD 	<ul style="list-style-type: none"> • Prediseño de las estructuras de

prevención y mitigación	<ul style="list-style-type: none"> • Microsoft Excel 	mitigación de inundaciones <ul style="list-style-type: none"> • Mapa de riesgos • Comparación y lección de las medidas más adecuadas
-------------------------	---	--

Plan de procesamiento y análisis de datos

Etapa I

Se llevo a cabo la recolección y procesamiento de datos tales como, EMS cercano a la zona de estudio, el cual fue proporcionado por la ALA de la ciudad de Rioja; DEM obtenido de la selección entre cartas nacionales e imágenes satelitales de radar y por último se obtuvieron los datos de precipitaciones de la estación Soritor, perteneciente a la zona de estudio el cual también fue obtenido de la ALA. Además, se recopiló información bibliográfica para llevar a cabo posteriormente tanto el estudio hidrológico como el hidráulico.

Etapa II

Se hizo la delimitación de la cuenca hidrográfica en el software ArcGIS, así como también la subdivisión de la misma en microcuencas; para posteriormente hallar los parámetros geomorfológicos. También se realizaron los análisis estadísticos para determinar que distribución de datos usar mediante las pruebas de bondad de Kolmogórov – Smimov en precipitaciones y caudales.

Etapa III

En esta tercera etapa se obtuvieron las curvas IDF, con los cuales se obtuvieron los hietogramas de diseño para los periodos de retorno de 50, 100 y 500 años; posteriormente con cada hietograma se realizó la simulación hidrológica en el software HEC – HMS logrando obtener los hidrogramas de diseño para los periodos de retorno mencionados

anteriormente. Durante esta etapa también se realizó la simulación hidráulica en el programa HEC – RAS, mediante un análisis en dos dimensiones; obteniendo para cada periodo de retorno las áreas inundables.

Etapa IV

En esta última etapa se realizaron los mapas de inundaciones en función a los resultados de la simulación hidráulica, y en con base a estos mapas se identificaron las zonas críticas inundables. Posteriormente se realizó la topografía a detalle en la zona crítica identificada anteriormente para luego plantear las medidas de prevención y mitigación de inundaciones a nivel de prediseño. Se realizó la comparación y elección de las medidas más adecuadas en base a la viabilidad económica de ejecución de las mismas. Finalmente se elaboró el informe del proyecto, conclusiones y recomendaciones.

Procedimientos

Recolección y procesamiento de datos

Se obtuvo la información de mecánica de suelos de un estudio realizado por la Municipalidad de Posic para un proyecto de construcción de muros de contención en la PTAR de la misma localidad. Este estudio nos sirvió para realizar el prediseño de las estructuras de contención de inundaciones.

Luego de haber realizado una exhaustiva búsqueda entre cartas nacionales e imágenes de radar se seleccionó el DEM de la página de la NASA, específicamente del satélite de radar ALOS PALSAR, el cual se destaca por su precisión de 12.5 m.

En lo que respecta a los datos de precipitación, se hizo la consulta a la Autoridad Local del Agua (ALA), la cual nos proporcionó los datos de precipitaciones de lluvia mensual en 24 h de la estación de Soritor, la cual es la única estación que nos puede proporcionar información correcta y adecuada para el estudio. También la ALA, nos facilitó datos de caudales de aforo realizados en el río Tonchima que pasa por Soritor.

Adicionalmente se seleccionó información del Número de Curva que nos proporcionó la Autoridad Nacional del Agua (ANA), de su base de datos virtual.

Delimitación de la cuenca hidrográfica

Se usó las herramientas de “Hydrology” que nos proporcionó el software ArcGIS; se siguió los pasos que están descritos en el apartado de bases teóricas de este documento, así como también para la delimitación de las microcuencas. Además, con el mismo software se hizo el cálculo del Número de Curva (CN).

Parámetros geomorfológicos de la cuenca hidrográfica

Una vez conocida la delimitación de la cuenca hidrográfica se procedió a con la ayuda del mismo software, es decir ArcGIS y en conjunto con la hoja de cálculos del programa Microsoft Excel para obtener los datos como área, perímetro, longitud del cauce principal, tiempo de concentración, entre otros.

Análisis estadísticos

Usando el software Hidroesta, en su segunda versión; se realizaron pruebas de ajustes de bondad al conjunto de datos de precipitaciones y caudales. Se aplicó la prueba de bondad de ajuste de Kolmogórov – Smimov para la distribución de Gumbel, LogGumbel, Normal, LogNormal con 2 parámetros y por último a la distribución LogPearson III.

Hietogramas de diseño

Definido la distribución de datos a usar para la estación Soritor, lo primero que se realizó para obtener el hietograma, fue obtener las curvas de IDF. Luego se aplicó el método de los bloques alternos para finalmente obtener el hietograma para los periodos de retorno de 50, 100 y 500 años.

Modelo hidrológico

Una vez definida la distribución más adecuada de acuerdo con las pruebas de ajustes de bondad, es decir la distribución que arroje el delta teórico más pequeño; se procedió a realizar el hietograma de diseño. Para ello se eligieron los 3 tiempos de retorno estipulados en los objetivos de este proyecto. También se realizó el reacondicionamiento

del tramo de río de la zona de estudio. Finalmente se usó la aplicación de computador HEC – HMS para realizar el modelado hidrológico con el fin de obtener el hidrograma de caudales de diseño para los periodos de retorno estipulados.

Modelo hidráulico

Usando el programa HEC – RAS, se realizó la simulación con el hidrograma correspondiente a cada tiempo de retorno, se modeló el río empleando herramientas de dos dimensiones. Se optó por realizar el modelamiento dos dimensiones debido a la topografía del terreno y a que el río es un meandro con sinuosidades muy altas. El propósito del modelo hidráulico fue el de obtener las áreas de inundación.

Mapas de inundación

Ya conocidas las áreas inundables, con el software ArcGIS se procesó la altura de inundación y en base a este parámetro se realizó los mapas de inundación para los periodos de retorno de 50, 100 y 500 años. Posteriormente se identificaron la zona crítica en base a estos mapas de inundación.

Topografía

Una vez que se definió la zona crítica en base a los mapas de inundación, considerando su viabilidad estructural; se realizó la topografía a detalle en la misma.

Planteamiento de medidas de prevención y mitigación

Se realizaron las medidas de mitigación y prevención, tales como gaviones, terraplenes y muros de contención; los cuales fueron de carácter estructural a nivel de prediseño; mientras que para las medidas no estructurales o de prevención se plantearon los mapas de riesgo. Finalmente se realizó una pequeña comparación de las alternativas estructurales en base a la viabilidad económica y se seleccionó la mejor alternativa.

Resultados y discusión

Recolección y procesamiento de datos

Estudio de mecánica de suelos

El estudio de mecánica de suelos se resume en la siguiente tabla, para ver el estudio completo se recomienda ir a los anexos de este proyecto. Este estudio se realizó en el mes de abril del año 2021, cerca de la PTAR de la localidad de Pósic.

Tabla 9: Resumen de los parámetros más importantes del EMS

Datos	Descripción	Unidad	C1	C2	C3
γ	Peso específico	ton/m ³	1.54	1.54	1.54
D_f	Profundidad de cimentación	m	1.50	1.50	1.50
c	Cohesión	kg/cm ²	0.21	0.25	0.36
N_γ	Factores de carga	-	1.22	0.79	0.38
N_c		-	11.95	10.55	8.76
N_q		-	3.93	3.18	2.28
ϕ	Angulo de rozamiento	-	20.20	17.20	12.40
SUCS (Predominante)	Tipo de suelo	-	CL	CL	CL

Fuente 99: Estudio brindado por la Municipalidad del distrito de Pósic

Tabla 10: Capacidades admisibles del suelo para cada calicata

Datos	C1 (Kg/cm2)	C2 (Kg/cm2)	C3 (Kg/cm2)
Cimiento continuo	0.88	0.85	0.89
Cimiento cuadrado	1.05	1.03	1.10
Platea de cimentación	2.39	2.05	1.83

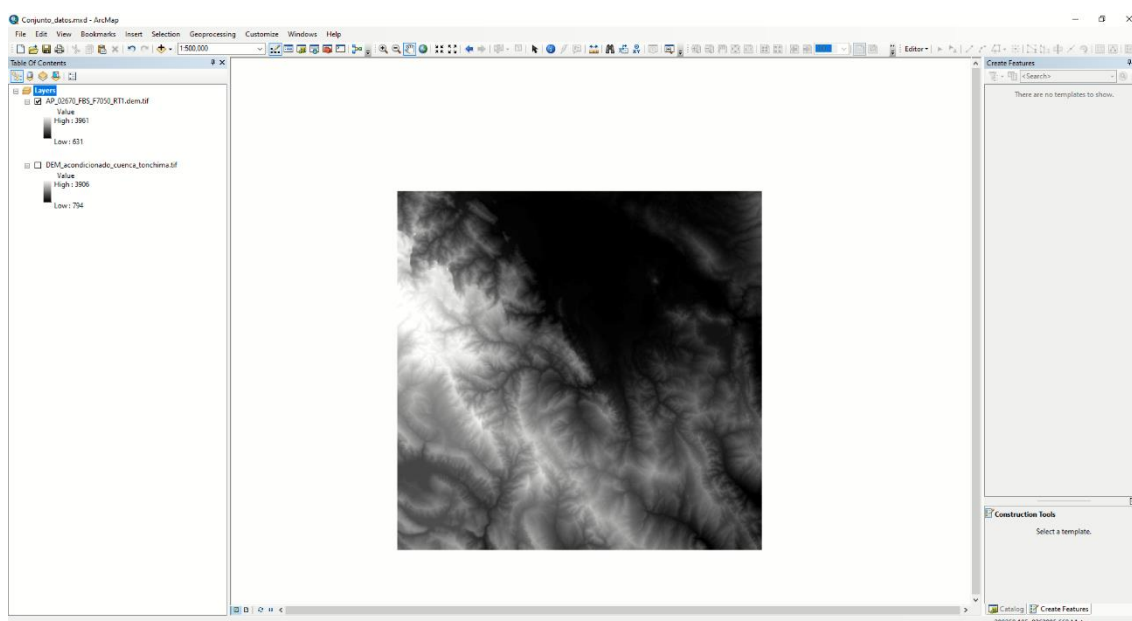
Fuente 100: Estudio brindado por la Municipalidad del distrito de Pósic

De las capacidades admisibles se escogió el de menor valor para la cimentación correspondiente.

Modelo de elevación digital del terreno

Se obtuvo el siguiente DEM para la delimitación de la cuenca, modelamiento hidrológico e hidráulico.

Figura 91: Modelo de elevación digital (DEM)



Fuente 101: Satélite Alos Palsar, NASA

Datos de precipitaciones

Los datos de precipitaciones fueron obtenidos de los por SENAMHI, los cuales fueron facilitados por la Autoridad Local del Agua (ALA) de la ciudad de Rioja, de igual manera que el estudio de mecánica de suelos se recomienda ir a los anexos para ver los datos completos. La única estación relevante para este estudio fue la estación ubicada en Soritor.

Tabla 11: Datos de precipitaciones mensuales máximos en 24 h, estación Soritor

AÑO	Precipitacion mensual maxima en 24 h (mm)	AÑO	Precipitacion mensual maxima en 24 h (mm)
1985	125.00	2003	134.70
1986	60.00	2004	80.80
1987	79.00	2005	78.50
1988	90.00	2006	72.20
1989	82.00	2007	53.80
1990	87.00	2008	102.00
1991	75.00	2009	51.30
1992	23.00	2010	70.30
1993	55.60	2011	84.00
1994	32.60	2012	130.60
1995	85.00	2013	67.00
1996	45.00	2014	61.00
1997	69.10	2015	70.20
1998	65.00	2016	71.40
1999	83.70	2017	88.00
2000	103.00	2018	140.80
2001	70.40	2019	72.00
2002	88.30		

Fuente 102: SENAMHI

Datos de caudales

Los datos de caudales que se presentan a continuación fueron obtenidos de los datos de aforo en Soritor realizados por la Autoridad Local del Agua (ALA) de la ciudad de Rioja. Estos caudales fueron máximos y mínimos para los años mostrados en las tablas. Los datos completos por mes están en los anexos de este documento.

Tabla 12: Caudales anuales del aforo Soritor, caudales máximos (izquierda) y mínimos (derecha)

AÑO	Caudal (m ³ /s)
1984	250.21
1985	145.42
1986	121.30
1987	179.69
2001	184.36
2002	320.00
2003	775.00
2004	495.53
2005	533.98
2006	172.08
2007	800.00
2008	384.27
2009	219.58
2010	182.73
2011	429.41
2012	329.14
2013	219.71
2014	260.00
2015	312.32

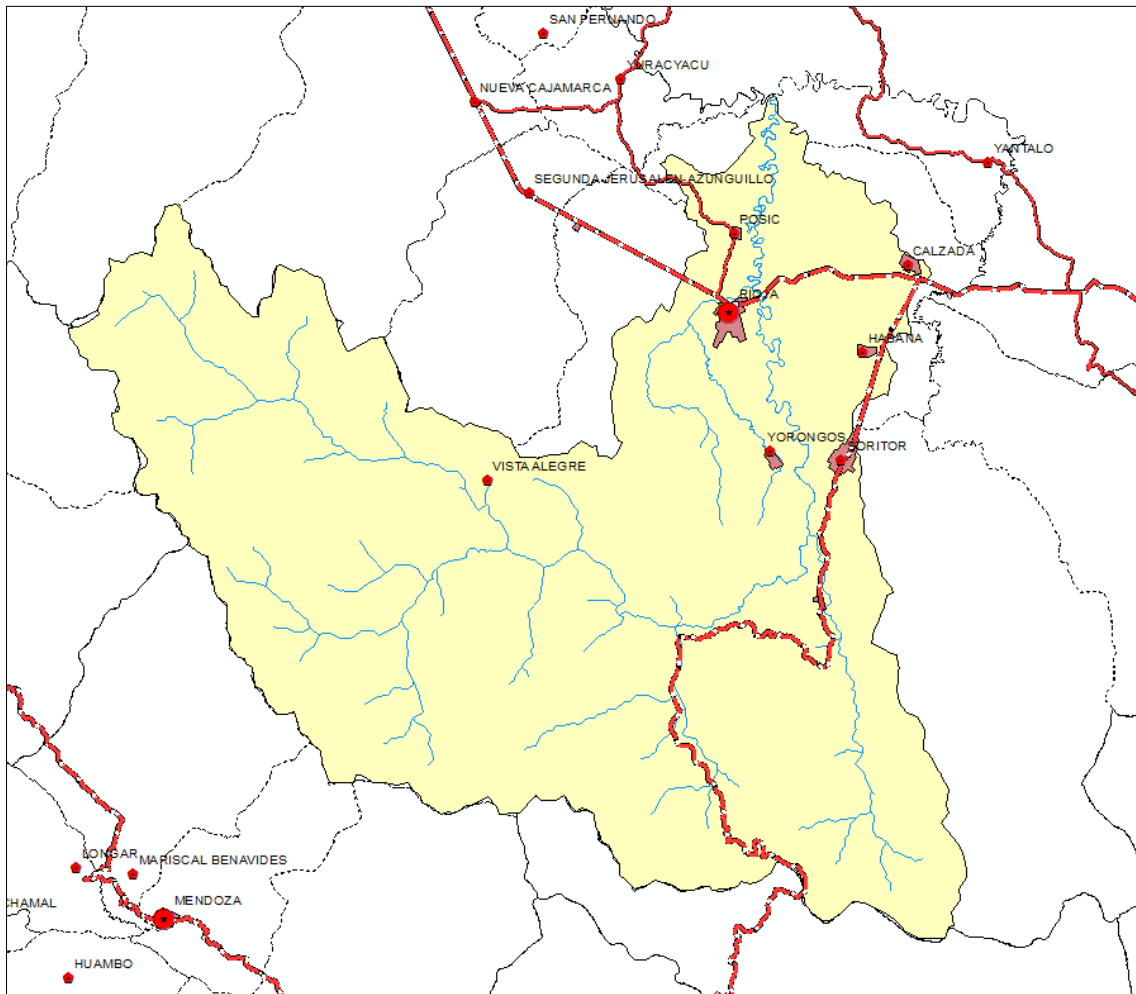
AÑO	Caudal (m ³ /s)
2001	10.10
2002	2.15
2003	8.50
2004	1.26
2005	3.85
2006	13.70
2007	13.34
2008	3.30
2009	11.90
2010	10.04
2011	14.11
2012	12.22
2013	25.13
2014	11.70
2015	52.88

Fuente 103: Autoridad Local del Agua, Rioja

Delimitación de la cuenca hidrográfica

Se obtuvo la siguiente forma de la cuenca hidrográfica, delimitado con el programa ArcGIS. Se recomienda ir a los anexos para tener una mejor perspectiva de la imagen.

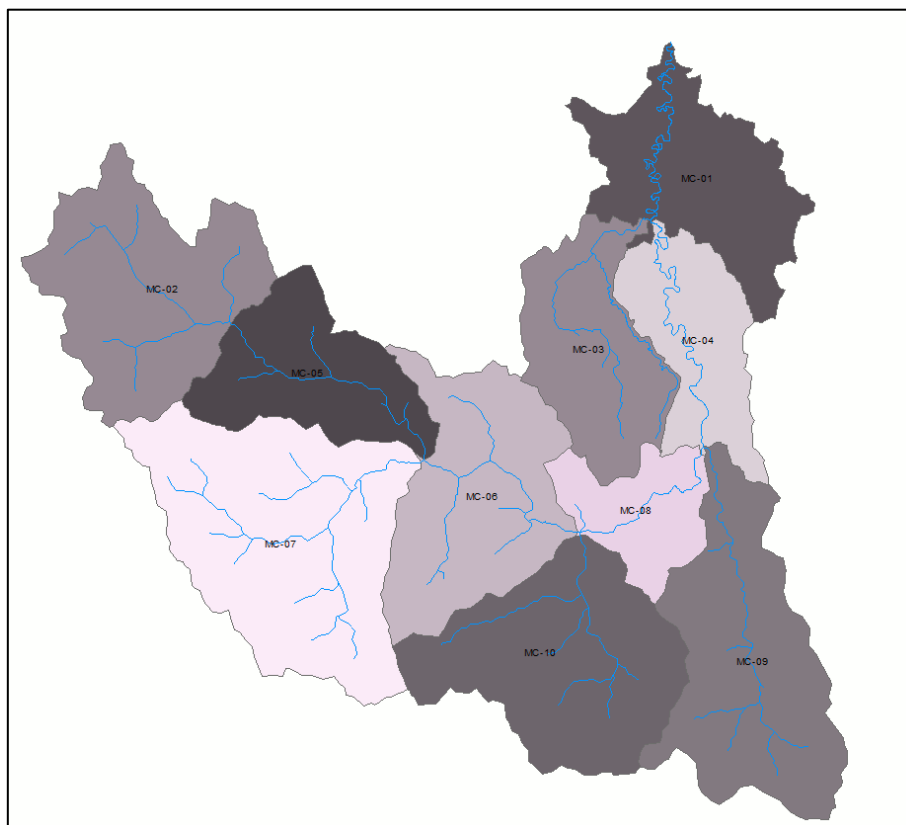
Figura 92: Delimitación de la cuenca hidrográfica Tónchima



Fuente 104: Elaboración propia

Se obtuvo diez microcuencas, tratando de que las microcuencas sean homogéneas en área. Los nombres de cada microcuenca fueron a criterio. Se recomienda ir a los anexos para tener una mejor perspectiva de la imagen.

Tabla 13: Prueba de bondad distribución LogGumbel, caudales máximos del aforo Soritor



Fuente 105: Elaboración propia

Parámetros geomorfológicos de la cuenca hidrográfica

Se obtuvo los siguientes parámetros de la cuenca hidrográfica principal.

Tabla 14: Pendiente promedio de la red hídrica

Orden Red	N° ocurrencia (A)	Pendiente promedio (B)	A * B
1	1768	7.013354	12399.6099
2	903	6.200465	5599.0199
3	579	5.801449	3359.03897
4	1129	2.717957	3068.57345
Total	4379		24426.2422
Pendiente promedio red hídrica (%)			5.58

Fuente 106: Elaboración propia

Tabla 15: Parámetros geomorfológicos de la cuenca hidrográfica Tónchima

Parámetros relativos a la forma de la cuenca hidrográfica				
Descripción	Símbolo	Und.	Valor	Observación
Area	A	km ²	1473.08	
Perímetro	P	km	251.65	
Longitud de la cuenca	L	km	52.00	
Coefficiente de compacidad	Kc	-	1.85	
Factor de forma de Horton	Kf	-	0.54	Muy achatada
Relación de elongación	Re	-	0.83	Plana con porciones accidentales

Parámetros relativos al relieve de la cuenca hidrográfica				
Descripción	Símbolo	Und.	Valor	Observación
Cota mayor	CM	m s. n. m.	3762	
Cota menor	Cm	m s. n. m.	796.00	
Elevación promedio del relieve	Lep	m s. n. m.	1853.07	
Pendiente media de la cuenca	Pmc	%	13.86	
Cota mayor de cauce	CMc	m s. n. m.	3509.88	
Cota menor de cauce	Cmc	m s. n. m.	799.00	
Pendiente promedio del cauce	Sc	%	2.24	Promedio simple

Parámetros relativos al drenaje de la cuenca hidrográfica				
Descripción	Símbolo	Und.	Valor	Observación
Longitud del cauce principal	Lc	km	120.94	
Orden de los cauces	-	-	-	Ver en resultados y anexos
Longitud de los cauces de orden uno	L1	km	141.50	
Densidad de drenaje	Dd	km/km ²	0.08	
Coefficiente de torrencialidad	Ct	-	0.03	
Tiempo de concentración	Tc	min	484.79	
Tiempo de retardo	Tr	min	290.87	

Fuente 107: Elaboración propia

Para calcular el tiempo de concentración de la cuenca principal se usó la pendiente promedio de la red hídrica por ser el más cercano a la realidad. En lo que respecta a los parámetros de las microcuencas, solo se hallaron las áreas y tiempos de concentración debido a su relevancia en el estudio.

Tabla 16: Áreas de las microcuencas de la cuenca hidrográfica Tónchima

Áreas de las microcuencas	
Código de la microcuenca	Área (km ²)
MC - 01	134.89
MC - 02	172.91
MC - 03	117.06
MC - 04	95.77
MC - 05	113.17
MC - 06	160.37
MC - 07	243.64
MC - 08	66.75
MC - 09	184.61
MC - 10	183.87

Fuente 108: Elaboración propia

Mediante el promedio de los métodos de California, Kirpich y Temez se obtuvo los siguientes tiempos de concentración para cada microcuenca y su respectivo tiempo de retardo.

Tabla 17: Tiempo de concentración y de retardo para cada microcuenca

Tiempo de concentración y retardo					
Código de la microcuenca	Tc (min)				Tr (min)
	California	Kirpich	Temez	Promedio	
MC - 01	197.32	197.02	178.07	190.80	114.48
MC - 02	79.33	79.21	94.88	84.47	50.68
MC - 03	116.60	116.42	128.36	120.46	72.27
MC - 04	147.54	147.31	154.76	149.87	89.92
MC - 05	87.35	87.22	102.49	92.35	55.41
MC - 06	79.53	79.41	90.45	83.13	49.88
MC - 07	111.90	111.72	124.29	115.97	69.58
MC - 08	86.04	85.91	89.73	87.22	52.33
MC - 09	173.62	173.35	163.47	170.15	102.09
MC - 10	103.93	103.77	106.19	104.63	62.78

Fuente 109: Elaboración propia

Análisis estadísticos

Pruebas de bondad

Se obtuvo los siguientes deltas teóricos para la prueba de bondad por Kolmogórov – Smimov para las distintas distribuciones de datos de precipitación, estación Soritor.

Tabla 18: Prueba de bondad para la distribución Normal, estación Soritor

Estación Soritor - Método Normal						
m	x	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta	
1	23.00	0.0278	0.0167	0.0140	0.0110	
2	32.60	0.0556	0.0393	0.0345	0.0162	
3	45.00	0.0833	0.0997	0.0923	0.0163	
4	51.30	0.1111	0.1487	0.1407	0.0376	
5	53.80	0.1389	0.1720	0.1640	0.0331	
6	55.60	0.1667	0.1902	0.1822	0.0235	
7	60.00	0.1944	0.2393	0.2319	0.0448	
8	61.00	0.2222	0.2513	0.2442	0.0291	
9	65.00	0.2500	0.3026	0.2965	0.0526	
10	67.00	0.2778	0.3298	0.3244	0.0520	
11	69.10	0.3056	0.3594	0.3549	0.0539	
12	70.20	0.3333	0.3753	0.3712	0.0420	
13	70.30	0.3611	0.3768	0.3727	0.0157	
14	70.40	0.3889	0.3782	0.3742	0.0107	
15	71.40	0.4167	0.3929	0.3893	0.0238	
16	72.00	0.4444	0.4017	0.3985	0.0427	
17	72.20	0.4722	0.4047	0.4016	0.0675	
18	75.00	0.5000	0.4467	0.4450	0.0533	
19	78.50	0.5278	0.5001	0.5001	0.0277	
20	79.00	0.5556	0.5077	0.5080	0.0478	
21	80.80	0.5833	0.5352	0.5364	0.0481	
22	82.00	0.6111	0.5534	0.5552	0.0577	
23	83.70	0.6389	0.5791	0.5817	0.0598	
24	84.00	0.6667	0.5835	0.5863	0.0831	
25	85.00	0.6944	0.5984	0.6017	0.0960	
26	87.00	0.7222	0.6278	0.6319	0.0945	
27	88.00	0.7500	0.6422	0.6467	0.1078	
28	88.30	0.7778	0.6464	0.6512	0.1313	
29	90.00	0.8056	0.6703	0.6757	0.1352	
30	102.00	0.8333	0.8161	0.8241	0.0172	
31	103.00	0.8611	0.8261	0.8342	0.0350	
32	125.00	0.8889	0.9626	0.9673	0.0737	
33	130.60	0.9167	0.9771	0.9805	0.0604	
34	134.70	0.9444	0.9844	0.9870	0.0399	
35	140.80	0.9722	0.9915	0.9932	0.0193	
					Max	0.1352

Fuente 110: Elaboración propia

Tabla 19: Prueba de bondad para la distribución LogNormal 2 parámetros, estación Soritor

Estación Soritor - Método LogNormal 2 parámetros					
m	x	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	23.00	0.0278	0.0007	0.0003	0.0271
2	32.60	0.0556	0.0122	0.0085	0.0434
3	45.00	0.0833	0.0859	0.0736	0.0026
4	51.30	0.1111	0.1570	0.1428	0.0459
5	53.80	0.1389	0.1905	0.1764	0.0516
6	55.60	0.1667	0.2160	0.2023	0.0493
7	60.00	0.1944	0.2821	0.2704	0.0876
8	61.00	0.2222	0.2976	0.2866	0.0754
9	65.00	0.2500	0.3606	0.3525	0.1106
10	67.00	0.2778	0.3921	0.3858	0.1144
11	69.10	0.3056	0.4250	0.4206	0.1195
12	70.20	0.3333	0.4421	0.4386	0.1088
13	70.30	0.3611	0.4436	0.4403	0.0825
14	70.40	0.3889	0.4452	0.4419	0.0563
15	71.40	0.4167	0.4605	0.4581	0.0439
16	72.00	0.4444	0.4697	0.4678	0.0252
17	72.20	0.4722	0.4727	0.4710	0.0005
18	75.00	0.5000	0.5143	0.5152	0.0143
19	78.50	0.5278	0.5640	0.5678	0.0362
20	79.00	0.5556	0.5709	0.5751	0.0153
21	80.80	0.5833	0.5950	0.6006	0.0117
22	82.00	0.6111	0.6106	0.6171	0.0005
23	83.70	0.6389	0.6320	0.6397	0.0069
24	84.00	0.6667	0.6357	0.6436	0.0309
25	85.00	0.6944	0.6479	0.6563	0.0466
26	87.00	0.7222	0.6713	0.6809	0.0510
27	88.00	0.7500	0.6825	0.6927	0.0675
28	88.30	0.7778	0.6859	0.6962	0.0919
29	90.00	0.8056	0.7042	0.7153	0.1014
30	102.00	0.8333	0.8106	0.8247	0.0227
31	103.00	0.8611	0.8178	0.8319	0.0433
32	125.00	0.8889	0.9248	0.9364	0.0360
33	130.60	0.9167	0.9405	0.9508	0.0238
34	134.70	0.9444	0.9499	0.9593	0.0054
35	140.80	0.9722	0.9612	0.9694	0.0110
				Max	0.1195

Fuente 111: Elaboración propia

Tabla 20: Prueba de bondad para la distribución LogPearson Tipo III, estación Soritor

Estación Soritor - Método LogPearson Tipo III					
m	x	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	23.00	0.0278	0.0000	0.0000	0.0278
2	32.60	0.0556	0.0000	0.0000	0.0556
3	45.00	0.0833	0.0000	0.0000	0.0833
4	51.30	0.1111	0.0000	0.0000	0.1111
5	53.80	0.1389	0.0000	0.0000	0.1389
6	55.60	0.1667	0.0000	0.0000	0.1667
7	60.00	0.1944	0.0000	0.0000	0.1944
8	61.00	0.2222	0.0000	0.0000	0.2222
9	65.00	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500
10	67.00	0.2778	0.0000	0.0000	0.2778
11	69.10	0.3056	0.0000	0.0000	0.3056
12	70.20	0.3333	0.0000	0.0000	0.3333
13	70.30	0.3611	0.0000	0.0000	0.3611
14	70.40	0.3889	0.0000	0.0000	0.3889
15	71.40	0.4167	0.0000	0.0000	0.4167
16	72.00	0.4444	0.0000	0.0000	0.4444
17	72.20	0.4722	0.0000	0.0000	0.4722
18	75.00	0.5000	0.0000	0.0000	0.5000
19	78.50	0.5278	0.0000	0.0000	0.5278
20	79.00	0.5556	0.0000	0.0000	0.5556
21	80.80	0.5833	0.0000	0.0000	0.5833
22	82.00	0.6111	0.0000	0.0000	0.6111
23	83.70	0.6389	0.0000	0.0000	0.6389
24	84.00	0.6667	0.0000	0.0000	0.6667
25	85.00	0.6944	0.0000	0.0000	0.6944
26	87.00	0.7222	0.0000	0.0000	0.7222
27	88.00	0.7500	0.0000	0.0000	0.7500
28	88.30	0.7778	0.0000	0.0000	0.7778
29	90.00	0.8056	0.0000	0.0000	0.8056
30	102.00	0.8333	0.0000	0.0000	0.8333
31	103.00	0.8611	0.0000	0.0000	0.8611
32	125.00	0.8889	0.0000	0.0000	0.8889
33	130.60	0.9167	0.0000	0.0000	0.9167
34	134.70	0.9444	0.0000	0.0000	0.9444
35	140.80	0.9722	0.0000	0.0000	0.9722
Max					0.9722

Fuente 112: Elaboración propia

Tabla 21: Prueba de bondad para la distribución Gumbel, estación Soritor

Estación Soritor - Método Gumbel					
m	x	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	23.00	0.0278	0.0002	0.0002	0.0276
2	32.60	0.0556	0.0047	0.0053	0.0508
3	45.00	0.0833	0.0544	0.0569	0.0290
4	51.30	0.1111	0.1181	0.1214	0.0070
5	53.80	0.1389	0.1511	0.1545	0.0123
6	55.60	0.1667	0.1774	0.1807	0.0107
7	60.00	0.1944	0.2483	0.2513	0.0538
8	61.00	0.2222	0.2654	0.2684	0.0432
9	65.00	0.2500	0.3363	0.3387	0.0863
10	67.00	0.2778	0.3724	0.3744	0.0946
11	69.10	0.3056	0.4103	0.4119	0.1047
12	70.20	0.3333	0.4300	0.4314	0.0967
13	70.30	0.3611	0.4318	0.4332	0.0707
14	70.40	0.3889	0.4336	0.4349	0.0447
15	71.40	0.4167	0.4513	0.4525	0.0346
16	72.00	0.4444	0.4618	0.4629	0.0174
17	72.20	0.4722	0.4653	0.4664	0.0069
18	75.00	0.5000	0.5134	0.5140	0.0134
19	78.50	0.5278	0.5705	0.5705	0.0427
20	79.00	0.5556	0.5783	0.5782	0.0227
21	80.80	0.5833	0.6057	0.6054	0.0224
22	82.00	0.6111	0.6234	0.6229	0.0123
23	83.70	0.6389	0.6474	0.6467	0.0086
24	84.00	0.6667	0.6516	0.6508	0.0151
25	85.00	0.6944	0.6651	0.6643	0.0293
26	87.00	0.7222	0.6910	0.6899	0.0312
27	88.00	0.7500	0.7033	0.7022	0.0467
28	88.30	0.7778	0.7070	0.7058	0.0708
29	90.00	0.8056	0.7269	0.7256	0.0787
30	102.00	0.8333	0.8379	0.8362	0.0046
31	103.00	0.8611	0.8450	0.8434	0.0161
32	125.00	0.8889	0.9445	0.9433	0.0556
33	130.60	0.9167	0.9576	0.9565	0.0409
34	134.70	0.9444	0.9652	0.9642	0.0207
35	140.80	0.9722	0.9741	0.9733	0.0018
				Max	0.1047

Fuente 113: Elaboración propia

Tabla 22: Prueba de bondad para la distribución LogGumbel, estación Soritor

Estación Soritor - Método LogGumbel					
m	x	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	23.00	0.0278	0.0000	0.0000	0.0278
2	32.60	0.0556	0.0000	0.0000	0.0555
3	45.00	0.0833	0.0392	0.0358	0.0442
4	51.30	0.1111	0.1297	0.1244	0.0186
5	53.80	0.1389	0.1778	0.1724	0.0389
6	55.60	0.1667	0.2148	0.2095	0.0481
7	60.00	0.1944	0.3084	0.3042	0.1140
8	61.00	0.2222	0.3296	0.3257	0.1074
9	65.00	0.2500	0.4117	0.4091	0.1617
10	67.00	0.2778	0.4504	0.4484	0.1726
11	69.10	0.3056	0.4890	0.4876	0.1834
12	70.20	0.3333	0.5083	0.5072	0.1749
13	70.30	0.3611	0.5100	0.5090	0.1489
14	70.40	0.3889	0.5117	0.5107	0.1228
15	71.40	0.4167	0.5286	0.5279	0.1119
16	72.00	0.4444	0.5385	0.5379	0.0940
17	72.20	0.4722	0.5417	0.5412	0.0695
18	75.00	0.5000	0.5850	0.5852	0.0850
19	78.50	0.5278	0.6334	0.6344	0.1056
20	79.00	0.5556	0.6399	0.6409	0.0843
21	80.80	0.5833	0.6620	0.6633	0.0787
22	82.00	0.6111	0.6760	0.6775	0.0649
23	83.70	0.6389	0.6947	0.6964	0.0558
24	84.00	0.6667	0.6979	0.6996	0.0312
25	85.00	0.6944	0.7082	0.7101	0.0137
26	87.00	0.7222	0.7277	0.7297	0.0054
27	88.00	0.7500	0.7368	0.7390	0.0132
28	88.30	0.7778	0.7395	0.7417	0.0383
29	90.00	0.8056	0.7542	0.7565	0.0514
30	102.00	0.8333	0.8339	0.8366	0.0006
31	103.00	0.8611	0.8391	0.8418	0.0220
32	125.00	0.8889	0.9151	0.9174	0.0262
33	130.60	0.9167	0.9268	0.9290	0.0101
34	134.70	0.9444	0.9341	0.9362	0.0104
35	140.80	0.9722	0.9433	0.9453	0.0289
				Max	0.1834

Fuente 114: Elaboración propia

Para la estación de Soritor según las pruebas de bondad, la distribución que mejor funcionó fue el del método de Gumbel, por tener el menor delta teórico.

Adicionalmente se obtuvieron las pruebas de bondad para las mismas distribuciones para los caudales máximos y mínimos de aforo del río Tónchima ubicada en Soritor.

Tabla 23: Prueba de bondad distribución Normal, caudales máximos del aforo Soritor

Caudales máximos - Método Normal					
m	x	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	121.30	0.0500	0.1431	0.1316	0.0931
2	145.42	0.1000	0.1724	0.1608	0.0724
3	172.08	0.1500	0.2090	0.1977	0.0590
4	179.69	0.2000	0.2202	0.2092	0.0202
5	182.73	0.2500	0.2248	0.2138	0.0252
6	184.36	0.3000	0.2272	0.2163	0.0728
7	219.58	0.3500	0.2844	0.2750	0.0656
8	219.71	0.4000	0.2846	0.2752	0.1154
9	250.21	0.4500	0.3390	0.3316	0.1110
10	260.00	0.5000	0.3573	0.3506	0.1427
11	312.32	0.5500	0.4597	0.4577	0.0903
12	320.00	0.6000	0.4751	0.4739	0.1249
13	329.14	0.6500	0.4935	0.4932	0.1565
14	384.27	0.7000	0.6035	0.6084	0.0965
15	429.41	0.7500	0.6881	0.6966	0.0619
16	495.53	0.8000	0.7952	0.8065	0.0048
17	533.98	0.8500	0.8459	0.8575	0.0041
18	775.00	0.9000	0.9874	0.9905	0.0874
19	800.00	0.9500	0.9909	0.9934	0.0409
				Max	0.1565

Fuente 115: Elaboración propia

Tabla 24: Prueba de bondad distribución Normal, caudales máximos del aforo Soritor

Caudales máximos - Método LogNormal 2 parámetros					
m	x	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	121.30	0.0500	0.0553	0.0609	0.0053
2	145.42	0.1000	0.1039	0.1108	0.0039
3	172.08	0.1500	0.1715	0.1788	0.0215
4	179.69	0.2000	0.1926	0.1998	0.0074
5	182.73	0.2500	0.2012	0.2083	0.0488
6	184.36	0.3000	0.2058	0.2129	0.0942
7	219.58	0.3500	0.3094	0.3146	0.0406
8	219.71	0.4000	0.3098	0.3150	0.0902
9	250.21	0.4500	0.3989	0.4019	0.0511
10	260.00	0.5000	0.4266	0.4287	0.0734
11	312.32	0.5500	0.5612	0.5594	0.0112
12	320.00	0.6000	0.5788	0.5765	0.0212
13	329.14	0.6500	0.5991	0.5962	0.0509
14	384.27	0.7000	0.7045	0.6989	0.0045
15	429.41	0.7500	0.7712	0.7644	0.0212
16	495.53	0.8000	0.8432	0.8358	0.0432
17	533.98	0.8500	0.8741	0.8668	0.0241
18	775.00	0.9000	0.9667	0.9625	0.0667
19	800.00	0.9500	0.9708	0.9669	0.0208
				Max	0.0942

Fuente 116: Elaboración propia

Tabla 25: Prueba de bondad distribución Normal, caudales máximos del aforo Soritor

Caudales máximos - Método LogPearson Tipo III					
m	x	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	121.30	0.0500	0.0394	0.0348	0.0106
2	145.42	0.1000	0.0927	0.0948	0.0073
3	172.08	0.1500	0.1713	0.1829	0.0213
4	179.69	0.2000	0.1960	0.2099	0.0040
5	182.73	0.2500	0.2060	0.2208	0.0440
6	184.36	0.3000	0.2114	0.2266	0.0886
7	219.58	0.3500	0.3290	0.3501	0.0210
8	219.71	0.4000	0.3294	0.3505	0.0706
9	250.21	0.4500	0.4258	0.4471	0.0242
10	260.00	0.5000	0.4547	0.4753	0.0453
11	312.32	0.5500	0.5893	0.6034	0.0393
12	320.00	0.6000	0.6062	0.6192	0.0062
13	329.14	0.6500	0.6254	0.6370	0.0246
14	384.27	0.7000	0.7225	0.7263	0.0225
15	429.41	0.7500	0.7818	0.7803	0.0318
16	495.53	0.8000	0.8446	0.8379	0.0446
17	533.98	0.8500	0.8715	0.8629	0.0215
18	775.00	0.9000	0.9558	0.9447	0.0558
19	800.00	0.9500	0.9600	0.9491	0.0100
				Max	0.0886

Fuente 117: Elaboración propia

Tabla 26: Prueba de bondad distribución Normal, caudales máximos del aforo Soritor

Caudales máximos - Método Gumbel					
m	x	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	121.30	0.0500	0.1102	0.1086	0.0602
2	145.42	0.1000	0.1517	0.1500	0.0517
3	172.08	0.1500	0.2046	0.2030	0.0546
4	179.69	0.2000	0.2208	0.2192	0.0208
5	182.73	0.2500	0.2274	0.2259	0.0226
6	184.36	0.3000	0.2310	0.2294	0.0690
7	219.58	0.3500	0.3115	0.3103	0.0385
8	219.71	0.4000	0.3119	0.3106	0.0881
9	250.21	0.4500	0.3843	0.3834	0.0657
10	260.00	0.5000	0.4076	0.4068	0.0924
11	312.32	0.5500	0.5277	0.5274	0.0223
12	320.00	0.6000	0.5443	0.5442	0.0557
13	329.14	0.6500	0.5637	0.5636	0.0863
14	384.27	0.7000	0.6696	0.6701	0.0304
15	429.41	0.7500	0.7413	0.7420	0.0087
16	495.53	0.8000	0.8229	0.8237	0.0229
17	533.98	0.8500	0.8590	0.8598	0.0090
18	775.00	0.9000	0.9686	0.9691	0.0686
19	800.00	0.9500	0.9733	0.9737	0.0233
				Max	0.0924

Fuente 118: Elaboración propia

Tabla 27: Prueba de bondad distribución LogGumbel, caudales máximos del aforo Soritor

Caudales máximos - Método LogGumbel					
m	x	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	121.30	0.0500	0.0130	0.0233	0.0370
2	145.42	0.1000	0.0593	0.0805	0.0407
3	172.08	0.1500	0.1503	0.1757	0.0003
4	179.69	0.2000	0.1809	0.2059	0.0191
5	182.73	0.2500	0.1933	0.2180	0.0567
6	184.36	0.3000	0.2001	0.2246	0.0999
7	219.58	0.3500	0.3455	0.3620	0.0045
8	219.71	0.4000	0.3460	0.3625	0.0540
9	250.21	0.4500	0.4585	0.4668	0.0085
10	260.00	0.5000	0.4907	0.4965	0.0093
11	312.32	0.5500	0.6307	0.6267	0.0807
12	320.00	0.6000	0.6472	0.6421	0.0472
13	329.14	0.6500	0.6657	0.6595	0.0157
14	384.27	0.7000	0.7544	0.7438	0.0544
15	429.41	0.7500	0.8053	0.7932	0.0553
16	495.53	0.8000	0.8571	0.8445	0.0571
17	533.98	0.8500	0.8788	0.8665	0.0288
18	775.00	0.9000	0.9480	0.9389	0.0480
19	800.00	0.9500	0.9517	0.9429	0.0017
Max					0.0999

Fuente 119: Elaboración propia

Tabla 28: Prueba de bondad distribución Normal, caudales mínimos del aforo Soritor

Caudales mínimos - Método Normal					
m	x	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	1.26	0.0625	0.1764	0.1295	0.1139
2	2.15	0.1250	0.1953	0.1486	0.0703
3	3.30	0.1875	0.2215	0.1758	0.0340
4	3.85	0.2500	0.2347	0.1898	0.0153
5	8.50	0.3125	0.3618	0.3338	0.0493
6	10.04	0.3750	0.4086	0.3895	0.0336
7	10.10	0.4375	0.4105	0.3917	0.0270
8	11.70	0.5000	0.4606	0.4521	0.0394
9	11.90	0.5625	0.4669	0.4598	0.0956
10	12.22	0.6250	0.4770	0.4721	0.1480
11	13.34	0.6875	0.5125	0.5152	0.1750
12	13.70	0.7500	0.5239	0.5291	0.2261
13	14.11	0.8125	0.5369	0.5448	0.2756
14	25.13	0.8750	0.8337	0.8804	0.0413
15	52.88	0.9375	0.9993	0.9999	0.0618
				Max	0.2756

Fuente 120: Elaboración propia

Tabla 29: Prueba de bondad distribución LogNormal 2 parámetros, caudales mínimos del aforo Soritor

Caudales mínimos - Método LogNormal 2 parámetros					
m	x	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	1.26	0.0625	0.0198	0.0179	0.0427
2	2.15	0.1250	0.0675	0.0636	0.0575
3	3.30	0.1875	0.1483	0.1434	0.0392
4	3.85	0.2500	0.1890	0.1842	0.0610
5	8.50	0.3125	0.4809	0.4805	0.1684
6	10.04	0.3750	0.5507	0.5517	0.1757
7	10.10	0.4375	0.5531	0.5542	0.1156
8	11.70	0.5000	0.6135	0.6157	0.1135
9	11.90	0.5625	0.6203	0.6226	0.0578
10	12.22	0.6250	0.6309	0.6334	0.0059
11	13.34	0.6875	0.6651	0.6683	0.0224
12	13.70	0.7500	0.6753	0.6786	0.0747
13	14.11	0.8125	0.6864	0.6898	0.1261
14	25.13	0.8750	0.8628	0.8676	0.0122
15	52.88	0.9375	0.9697	0.9722	0.0322
				Max	0.1757

Fuente 121: Elaboración propia

Tabla 30: Prueba de bondad distribución LogPearson Tipo III, caudales mínimos del aforo Soritor

Caudales mínimos - Método LogPearson Tipo III					
m	x	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	1.26	0.0625	0.0000	0.0000	0.0625
2	2.15	0.1250	0.0000	0.0260	0.1250
3	3.30	0.1875	0.0000	0.1330	0.1875
4	3.85	0.2500	0.0000	0.1914	0.2500
5	8.50	0.3125	0.0000	0.5429	0.3125
6	10.04	0.3750	0.0000	0.6098	0.3750
7	10.10	0.4375	0.0000	0.6121	0.4375
8	11.70	0.5000	0.0000	0.6659	0.5000
9	11.90	0.5625	0.0000	0.6717	0.5625
10	12.22	0.6250	0.0000	0.6808	0.6250
11	13.34	0.6875	0.0000	0.7095	0.6875
12	13.70	0.7500	0.0000	0.7178	0.7500
13	14.11	0.8125	0.0000	0.7268	0.8125
14	25.13	0.8750	0.0000	0.8628	0.8750
15	52.88	0.9375	0.0000	0.9500	0.9375
				Max	0.9375

Fuente 122: Elaboración propia

Tabla 31: Prueba de bondad distribución Gumbel, caudales mínimos del aforo Soritor

Caudales mínimos - Método de Gumbel					
m	x	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	1.26	0.0625	0.1574	0.1058	0.0949
2	2.15	0.1250	0.1848	0.1325	0.0598
3	3.30	0.1875	0.2228	0.1714	0.0353
4	3.85	0.2500	0.2418	0.1916	0.0082
5	8.50	0.3125	0.4133	0.3862	0.1008
6	10.04	0.3750	0.4700	0.4527	0.0950
7	10.10	0.4375	0.4721	0.4552	0.0346
8	11.70	0.5000	0.5286	0.5216	0.0286
9	11.90	0.5625	0.5355	0.5296	0.0270
10	12.22	0.6250	0.5463	0.5423	0.0787
11	13.34	0.6875	0.5832	0.5852	0.1043
12	13.70	0.7500	0.5946	0.5985	0.1554
13	14.11	0.8125	0.6074	0.6132	0.2051
14	25.13	0.8750	0.8504	0.8761	0.0246
15	52.88	0.9375	0.9905	0.9951	0.0530
				Max	0.2051

Fuente 123: Elaboración propia

Tabla 32: Prueba de bondad distribución LogGumbel, caudales mínimos del aforo Soritor

Caudales mínimos - Método LogGumbel					
m	x	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	1.26	0.0625	0.0004	0.0006	0.0621
2	2.15	0.1250	0.0219	0.0258	0.1031
3	3.30	0.1875	0.1174	0.1252	0.0701
4	3.85	0.2500	0.1756	0.1836	0.0744
5	8.50	0.3125	0.5504	0.5509	0.2379
6	10.04	0.3750	0.6207	0.6196	0.2457
7	10.10	0.4375	0.6231	0.6220	0.1856
8	11.70	0.5000	0.6785	0.6763	0.1785
9	11.90	0.5625	0.6845	0.6822	0.1220
10	12.22	0.6250	0.6937	0.6912	0.0687
11	13.34	0.6875	0.7226	0.7197	0.0351
12	13.70	0.7500	0.7309	0.7279	0.0191
13	14.11	0.8125	0.7399	0.7368	0.0726
14	25.13	0.8750	0.8709	0.8671	0.0041
15	52.88	0.9375	0.9507	0.9480	0.0132
				Max	0.2457

Fuente 124: Elaboración propia

Y según estas pruebas de bondad, la distribución que mejor funciono para los datos de caudales máximos fue el método de LogPearson Tipo III; mientras que para los caudales mínimos fue el método de LogNormal 2 parámetros, por tener el menor delta teórico en ambos grupos de datos.

Hietogramas de diseños

En primer lugar, se obtuvieron las curvas IDF. Con la ayuda del programa Hidroesta en su segunda versión, se obtuvo las precipitaciones mensuales máximas en 24 horas, para los periodos de retornos mostrados en la siguiente tabla. Adicionalmente según L. L. Weiss, se realizó la corrección de las precipitaciones.

Tabla 33: Precipitaciones diaria máxima probable para distintos periodos de retorno

<i>T (años)</i>	<i>Precipitación</i>	<i>Corrección</i>
	<i>XT'(mm)</i>	<i>XT (mm)</i>
2	74.21	83.86
5	97.27	109.92
10	112.54	127.17
25	131.84	148.98
50	146.15	165.15
100	160.36	181.21
500	193.19	218.30

Fuente 125: Elaboración propia

Luego se obtuvieron las precipitaciones máximas para distintos tiempos de duración, estas duraciones fueron calculadas en función a coeficientes estipulados en el manual de diseño de carreteras no pavimentadas de bajo volumen de tránsito, presentados en las bases teóricas.

Tabla 34: Precipitaciones máximas (mm) para diferentes tiempos de duración de lluvias

Tiempo de duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración						
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	X24 = 100%	83.86	109.92	127.17	148.98	165.15	181.21	218.30
18 hr	X18 = 90%	75.47	98.92	114.45	117.69	148.63	163.09	196.47
12 hr	X12 = 79%	66.25	86.83	100.46	117.69	130.47	143.15	172.46
8 hr	X8 = 64%	53.67	70.35	81.39	95.35	105.70	115.97	139.72
6 hr	X6 = 56%	46.96	61.55	71.22	83.43	92.48	101.48	122.25
5 hr	X5 = 50%	41.93	54.96	63.59	74.49	82.57	90.60	109.15
4 hr	X4 = 44%	36.90	48.36	55.95	65.55	72.67	79.73	96.05
3 hr	X3 = 38%	31.87	41.77	48.32	56.61	62.76	68.86	82.96
2 hr	X2 = 31%	26.00	34.07	39.42	46.18	51.20	56.17	67.67
1 hr	X1 = 25%	20.96	27.48	31.79	37.24	41.29	45.30	54.58

Fuente 126: Elaboración propia

Posteriormente se obtuvieron las intensidades de lluvias para los distintos periodos de retorno según la fórmula presentada en las bases teóricas, que relaciona la precipitación y el tiempo de duración.

Tabla 35: Intensidad de lluvia (mm/h) a partir de las precipitaciones máximas

Tiempo de duración		Intensidad de la lluvia (mm/h) según el Periodo de Retorno						
h	min	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	1440	3.49	4.58	5.30	6.21	6.88	7.55	9.10
18 hr	1080	4.19	5.50	6.36	6.54	8.26	9.06	10.92
12 hr	720	5.52	7.24	8.37	9.81	10.87	11.93	14.37
8 hr	480	6.71	8.79	10.17	11.92	13.21	14.50	17.46
6 hr	360	7.83	10.26	11.87	13.90	15.41	16.91	20.38
5 hr	300	8.39	10.99	12.72	14.90	16.51	18.12	21.83
4 hr	240	9.22	12.09	13.99	16.39	18.17	19.93	24.01
3 hr	180	10.62	13.92	16.11	18.87	20.92	22.95	27.65
2 hr	120	13.00	17.04	19.71	23.09	25.60	28.09	33.84
1 hr	60	20.96	27.48	31.79	37.24	41.29	45.30	54.58

Fuente 127: Elaboración propia

Luego para resolver la ecuación de intensidad con el cambio de variable, se realizó una regresión potencial cada periodo de retorno, comprobando los valores con la aproximación de regresión potencial del programa Microsoft Excel.

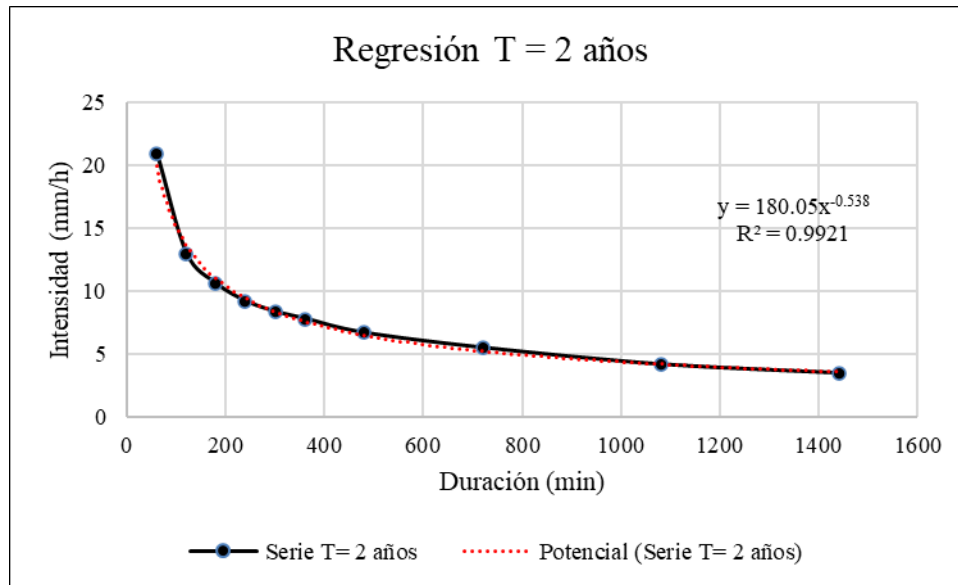
Así los valores y grafica de d y n de la ecuación fueron; para el tiempo de retorno de 2 años el siguiente.

Tabla 36: Regresión potencial para hallar los valores de d y n , para el periodo de retorno de 2 años

Periodo de retorno para $T = 2$ años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	3.4941	7.2724	1.2511	9.0982	52.8878
2	1080	4.1929	6.9847	1.4334	10.0118	48.7863
3	720	5.5206	6.5793	1.7085	11.2406	43.2865
4	480	6.7086	6.1738	1.9034	11.7511	38.1156
5	360	7.8267	5.8861	2.0575	12.1109	34.6462
6	300	8.3857	5.7038	2.1265	12.1293	32.5331
7	240	9.2243	5.4806	2.2218	12.1771	30.0374
8	180	10.6219	5.1930	2.3629	12.2705	26.9668
9	120	12.9979	4.7875	2.5648	12.2789	22.9201
10	60	20.9643	4.0943	3.0428	12.4584	16.7637
10	4980	89.9370	58.1555	20.6728	115.5268	346.9435
$Ln(d) =$	5.1933	$d =$	180.0541	$n =$	-0.5375	

Fuente 128: Elaboración propia

Figura 93: Grafico de la regresión potencial para el periodo de retorno de 2 años



Fuente 129: Elaboración propia

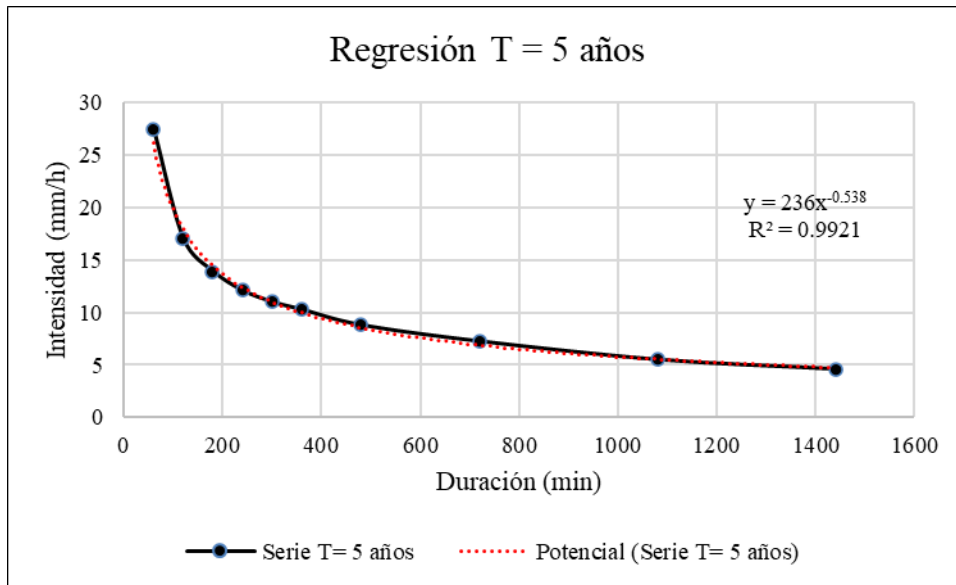
Para el periodo de retorno de 5 años fue la siguiente.

Tabla 37: Regresión potencial para hallar los valores de d y n , para el periodo de retorno de 5 años

Periodo de retorno para $T = 5$ años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	4.5798	7.2724	1.5217	11.0661	52.8878
2	1080	5.4958	6.9847	1.7040	11.9018	48.7863
3	720	7.2361	6.5793	1.9791	13.0209	43.2865
4	480	8.7932	6.1738	2.1740	13.4217	38.1156
5	360	10.2587	5.8861	2.3281	13.7036	34.6462
6	300	10.9915	5.7038	2.3971	13.6727	32.5331
7	240	12.0907	5.4806	2.4924	13.6601	30.0374
8	180	13.9226	5.1930	2.6335	13.6757	26.9668
9	120	17.0368	4.7875	2.8354	13.5743	22.9201
10	60	27.4788	4.0943	3.3134	13.5663	16.7637
10	4980	117.8839	58.1555	23.3787	131.2631	346.9435
$Ln(d) =$	5.4638	$d =$	236.0041	$n =$	-0.5375	

Fuente 130: Elaboración propia

Figura 94: Grafico de la regresión potencial para el periodo de retorno de 5 años



Fuente 131: Elaboración propia

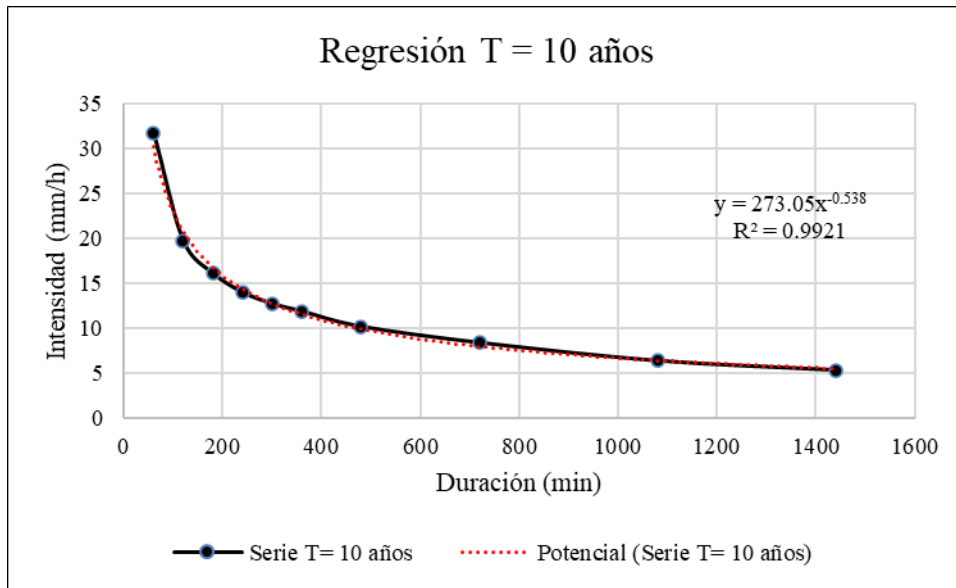
Para el periodo de retorno de 10 años fue la siguiente.

Tabla 38: Regresión potencial para hallar los valores de d y n , para el periodo de retorno de 10 años

<i>Periodo de retorno para T = 10 años</i>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	5.2988	7.2724	1.6675	12.1265	52.8878
2	1080	6.3585	6.9847	1.8498	12.9203	48.7863
3	720	8.3720	6.5793	2.1249	13.9802	43.2865
4	480	10.1736	6.1738	2.3198	14.3219	38.1156
5	360	11.8692	5.8861	2.4739	14.5619	34.6462
6	300	12.7170	5.7038	2.5429	14.5044	32.5331
7	240	13.9887	5.4806	2.6383	14.4593	30.0374
8	180	16.1082	5.1930	2.7793	14.4329	26.9668
9	120	19.7114	4.7875	2.9812	14.2725	22.9201
10	60	31.7926	4.0943	3.4592	14.1633	16.7637
10	4980	136.3900	58.1555	24.8369	139.7433	346.9435
$Ln(d) =$	5.6097	$d =$	273.0534	$n =$	-0.5375	

Fuente 132: Elaboración propia

Figura 95: Grafico de la regresión potencial para el periodo de retorno de 10 años



Fuente 133: Elaboración propia

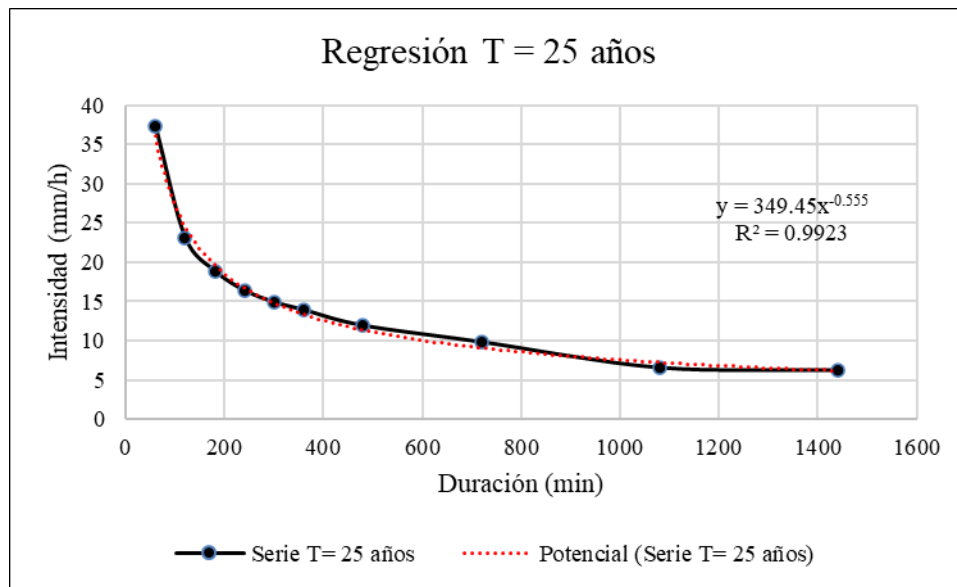
Para el periodo de retorno de 25 años fue la siguiente.

Tabla 39: Regresión potencial para hallar los valores de d y n , para el periodo de retorno de 25 años

Periodo de retorno para T = 25 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	6.2075	7.2724	1.8258	13.2776	52.8878
2	1080	6.5385	6.9847	1.8777	13.1153	48.7863
3	720	9.8078	6.5793	2.2832	15.0216	43.2865
4	480	11.9183	6.1738	2.4781	15.2991	38.1156
5	360	13.9047	5.8861	2.6322	15.4936	34.6462
6	300	14.8979	5.7038	2.7012	15.4072	32.5331
7	240	16.3877	5.4806	2.7965	15.3268	30.0374
8	180	18.8707	5.1930	2.9376	15.2549	26.9668
9	120	23.0918	4.7875	3.1395	15.0302	22.9201
10	60	37.2448	4.0943	3.6175	14.8113	16.7637
10	4980	158.8698	58.1555	26.2893	148.0376	346.9435
Ln (d) =	5.8564	d =	349.4481	n =	-0.5550	

Fuente 134: Elaboración propia

Figura 96: Grafico de la regresión potencial para el periodo de retorno de 25 años



Fuente 135: Elaboración propia

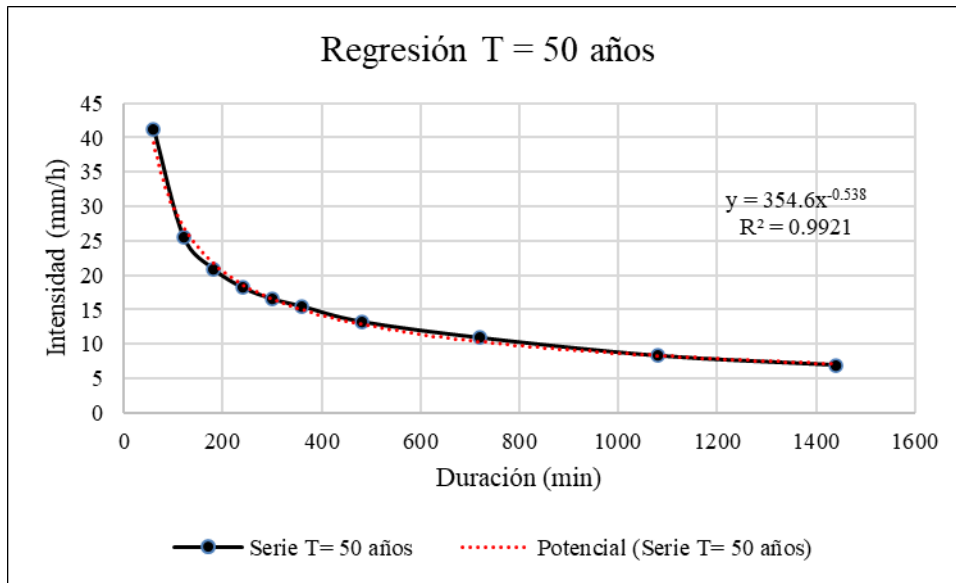
Para el periodo de retorno de 50 años fue la siguiente.

Tabla 40: Regresión potencial para hallar los valores de d y n , para el periodo de retorno de 50 años

T = 50 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	6.8812	7.2724	1.9288	14.0270	52.8878
2	1080	8.2575	6.9847	2.1111	14.7456	48.7863
3	720	10.8723	6.5793	2.3862	15.6996	43.2865
4	480	13.2120	6.1738	2.5811	15.9353	38.1156
5	360	15.4140	5.8861	2.7353	16.1001	34.6462
6	300	16.5150	5.7038	2.8043	15.9949	32.5331
7	240	18.1664	5.4806	2.8996	15.8915	30.0374
8	180	20.9189	5.1930	3.0407	15.7900	26.9668
9	120	25.5982	4.7875	3.2425	15.5235	22.9201
10	60	41.2874	4.0943	3.7206	15.2332	16.7637
10	4980	177.1228	58.1555	27.4501	154.9407	346.9435
Ln (d) =	5.8710	d =	354.6006	n =	-0.5375	

Fuente 136: Elaboración propia

Figura 97: Grafico de la regresión potencial para el periodo de retorno de 50 años



Fuente 137: Elaboración propia

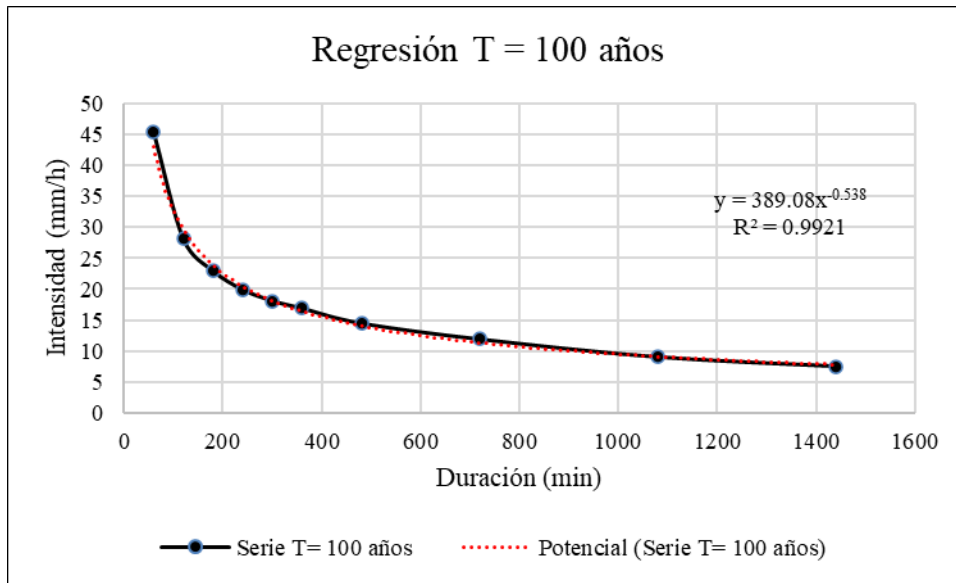
Para el periodo de retorno de 100 años fue la siguiente.

Tabla 41: Regresión potencial para hallar los valores de d y n , para el periodo de retorno de 100 años

<i>T = 100 años</i>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	7.5503	7.2724	2.0216	14.7018	52.8878
2	1080	9.0603	6.9847	2.2039	15.3937	48.7863
3	720	11.9294	6.5793	2.4790	16.3100	43.2865
4	480	14.4965	6.1738	2.6739	16.5082	38.1156
5	360	16.9126	5.8861	2.8281	16.6463	34.6462
6	300	18.1207	5.7038	2.8971	16.5242	32.5331
7	240	19.9327	5.4806	2.9924	16.4001	30.0374
8	180	22.9529	5.1930	3.1334	16.2718	26.9668
9	120	28.0871	4.7875	3.3353	15.9678	22.9201
10	60	45.3017	4.0943	3.8133	15.6131	16.7637
10	4980	194.3443	58.1555	28.3780	160.3368	346.9435
<i>Ln (d) =</i>	5.9638	<i>d =</i>	389.0780	<i>n =</i>	-0.5375	

Fuente 138: Elaboración propia

Figura 98: Grafico de la regresión potencial para el periodo de retorno de 100 años



Fuente 139: Elaboración propia

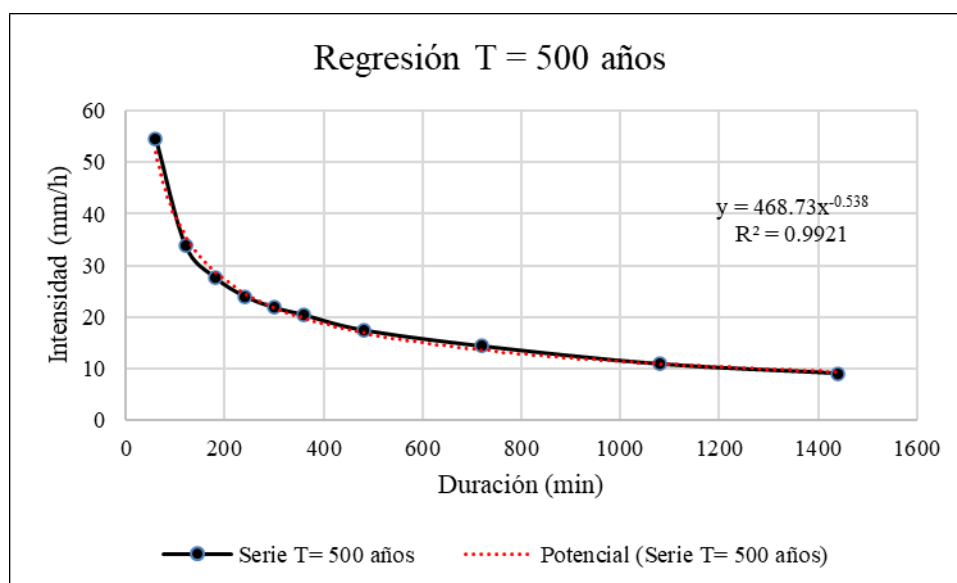
Y por último para el periodo de retorno de 500 años fue la siguiente.

Tabla 42: Regresión potencial para hallar los valores de d y n , para el periodo de retorno de 500 años

T = 500 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	9.0960	7.2724	2.2078	16.0563	52.8878
2	1080	10.9152	6.9847	2.3902	16.6946	48.7863
3	720	14.3717	6.5793	2.6653	17.5354	43.2865
4	480	17.4644	6.1738	2.8602	17.6580	38.1156
5	360	20.3751	5.8861	3.0143	17.7426	34.6462
6	300	21.8305	5.7038	3.0833	17.5865	32.5331
7	240	24.0135	5.4806	3.1786	17.4209	30.0374
8	180	27.6519	5.1930	3.3197	17.2390	26.9668
9	120	33.8372	4.7875	3.5216	16.8594	22.9201
10	60	54.5762	4.0943	3.9996	16.3757	16.7637
10	4980	234.1318	58.1555	30.2405	171.1685	346.9435
Ln (d) =	6.1500	d =	468.7327	n =	-0.5375	

Fuente 140: Elaboración propia

Figura 99: Grafico de la regresión potencial para el periodo de retorno de 500 años



Fuente 141: Elaboración propia

A continuación, se presenta el resumen de los términos de las regresiones de potencia (d y n), para todos los periodos de retorno.

Tabla 43: Resumen de los valores obtenidos de la regresión potencial d y n

Resumen de aplicación de regresión potencial		
Periodo de retorno (años)	Término cte. de la regresion (d)	Coef. de regresion (n)
2	180.0541	-0.5375
5	236.0041	-0.5375
10	273.0534	-0.5375
25	349.4481	-0.5550
50	354.6006	-0.5375
100	389.0780	-0.5375
500	468.7327	-0.5375
Promedio	321.5673	-0.5400

Fuente 142: Elaboración propia

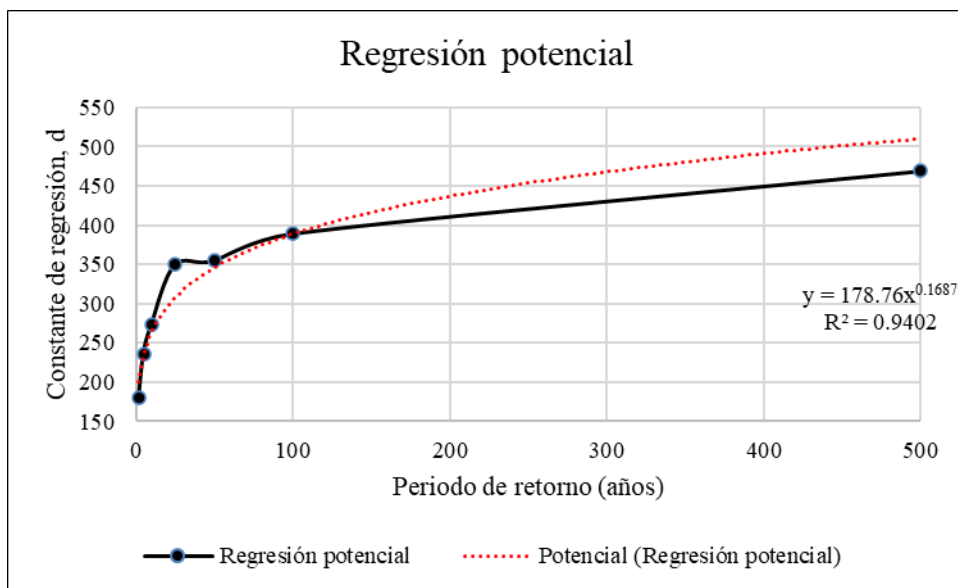
En función del cambio de variable d , se realizó otra regresión de potencia entre los periodos de retorno y esta constante de regresión d , obteniendo los siguientes valores de K y m .

Tabla 44: Regresión potencial para hallar los valores de K y m

Regresión potencial							
N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2	
1	2	180.0541	0.6931	5.1933	3.5997	0.4805	
2	5	236.0041	1.6094	5.4638	8.7937	2.5903	
3	10	273.0534	2.3026	5.6097	12.9167	5.3019	
4	25	349.4481	3.2189	5.8564	18.8509	10.3612	
5	50	354.6006	3.9120	5.8710	22.9675	15.3039	
6	100	389.0780	4.6052	5.9638	27.4642	21.2076	
7	500	468.7327	6.2146	6.1500	38.2200	38.6214	
7	692	2250.9710	22.5558	40.1079	132.8128	93.8667	
$Ln(K) =$	5.1861	$K =$	178.7616	$m =$	0.1687		

Fuente 143: Elaboración propia

Figura 100: Grafico de la regresión potencial final



Fuente 144: Elaboración propia

Finalmente se obtuvo la ecuación de la curva Intensidad – Duración – Frecuencia, la cual resulto en lo siguiente.

$$I = \frac{178.7616 \cdot T^{0.16877}}{t^{0.54001}} \quad (31)$$

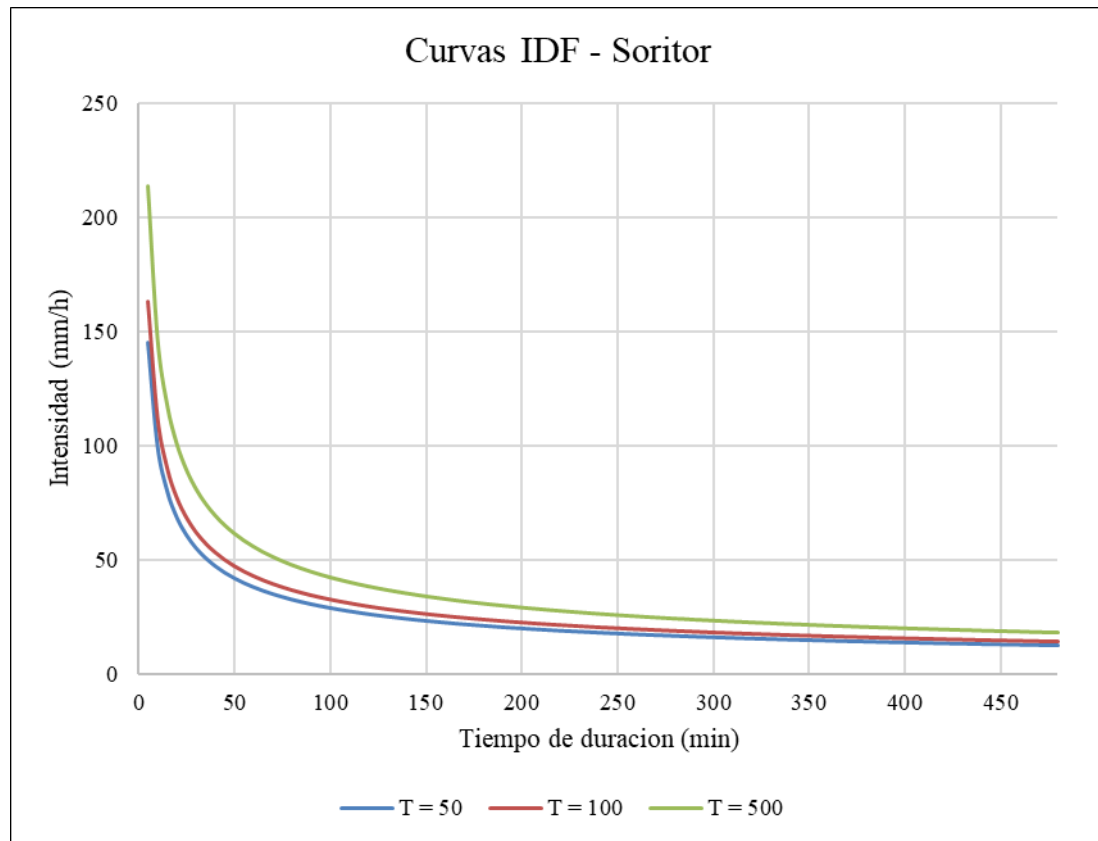
Mediante esta ecuación se pudo representar para cualquier tiempo de retorno (T), la variación de intensidad de precipitación. En las siguientes tablas se presentan los datos tabulados para cada tiempo de retorno. En lo que respecta a la representación gráfica, el tiempo de duración se redujo a intervalos de 50 min para ámbitos de presentación, pero la representación real fue de cada 5 min el cual está en los anexos de este documento.

Tabla 45: Intensidades de precipitación según las curvas de IDF

Valores de Intensidad de precipitación según Duración de la misma y Frecuencia de repetición							
Duración (minutos)	Periodo de retorno (años)			Duración (minutos)	Periodo de retorno (años)		
	50	100	500		50	100	500
5	145.03	163.03	213.89	245	17.73	19.93	26.15
10	99.75	112.12	147.10	250	17.54	19.71	25.87
15	80.13	90.08	118.18	255	17.35	19.51	25.59
20	68.60	77.12	101.17	260	17.17	19.30	25.32
25	60.82	68.36	89.69	265	17.00	19.10	25.06
30	55.11	61.95	81.28	270	16.83	18.91	24.81
35	50.71	57.00	74.79	275	16.66	18.73	24.57
40	47.18	53.04	69.58	280	16.50	18.54	24.33
45	44.28	49.77	65.30	285	16.34	18.37	24.10
50	41.83	47.02	61.68	290	16.19	18.20	23.87
55	39.73	44.66	58.59	295	16.04	18.03	23.65
60	37.91	42.61	55.90	300	15.89	17.87	23.44
65	36.30	40.81	53.54	305	15.75	17.71	23.23
70	34.88	39.20	51.44	310	15.62	17.55	23.03
75	33.60	37.77	49.55	315	15.48	17.40	22.83
80	32.45	36.48	47.86	320	15.35	17.25	22.64
85	31.41	35.30	46.32	325	15.22	17.11	22.45
90	30.45	34.23	44.91	330	15.10	16.97	22.26
95	29.58	33.24	43.62	335	14.98	16.83	22.08
100	28.77	32.34	42.42	340	14.86	16.70	21.91
105	28.02	31.50	41.32	345	14.74	16.57	21.74
110	27.32	30.71	40.30	350	14.63	16.44	21.57
115	26.68	29.99	39.34	355	14.51	16.31	21.40
120	26.07	29.30	38.45	360	14.40	16.19	21.24
125	25.50	28.67	37.61	365	14.30	16.07	21.08
130	24.97	28.06	36.82	370	14.19	15.95	20.93
135	24.46	27.50	36.08	375	14.09	15.84	20.78
140	23.99	26.96	35.38	380	13.99	15.73	20.63
145	23.54	26.46	34.71	385	13.89	15.61	20.49
150	23.11	25.98	34.08	390	13.79	15.51	20.34
155	22.70	25.52	33.48	395	13.70	15.40	20.20
160	22.32	25.09	32.91	400	13.61	15.30	20.07
165	21.95	24.67	32.37	405	13.52	15.19	19.93
170	21.60	24.28	31.85	410	13.43	15.09	19.80
175	21.26	23.90	31.36	415	13.34	14.99	19.67
180	20.94	23.54	30.89	420	13.25	14.90	19.55
185	20.64	23.20	30.43	425	13.17	14.80	19.42
190	20.34	22.86	30.00	430	13.09	14.71	19.30
195	20.06	22.55	29.58	435	13.00	14.62	19.18
200	19.79	22.24	29.18	440	12.92	14.53	19.06
205	19.52	21.95	28.79	445	12.85	14.44	18.95
210	19.27	21.66	28.42	450	12.77	14.35	18.83
215	19.03	21.39	28.06	455	12.69	14.27	18.72
220	18.79	21.12	27.71	460	12.62	14.18	18.61
225	18.57	20.87	27.38	465	12.54	14.10	18.50
230	18.35	20.62	27.06	470	12.47	14.02	18.39
235	18.14	20.38	26.74	475	12.40	13.94	18.29
240	17.93	20.15	26.44	480	12.33	13.86	18.19

Fuente 145: Elaboración propia

Figura 101: Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia para los periodos de retorno de 50, 100 y 500 años



Fuente 146: Elaboración propia

Finalmente, con las curvas IDF y el método de los bloques alternos, se obtuvieron los hietogramas de diseño para cada periodo de retorno estipulado en los objetivos de este proyecto.

Para el periodo de retorno de 50 años se obtuvo lo siguiente.

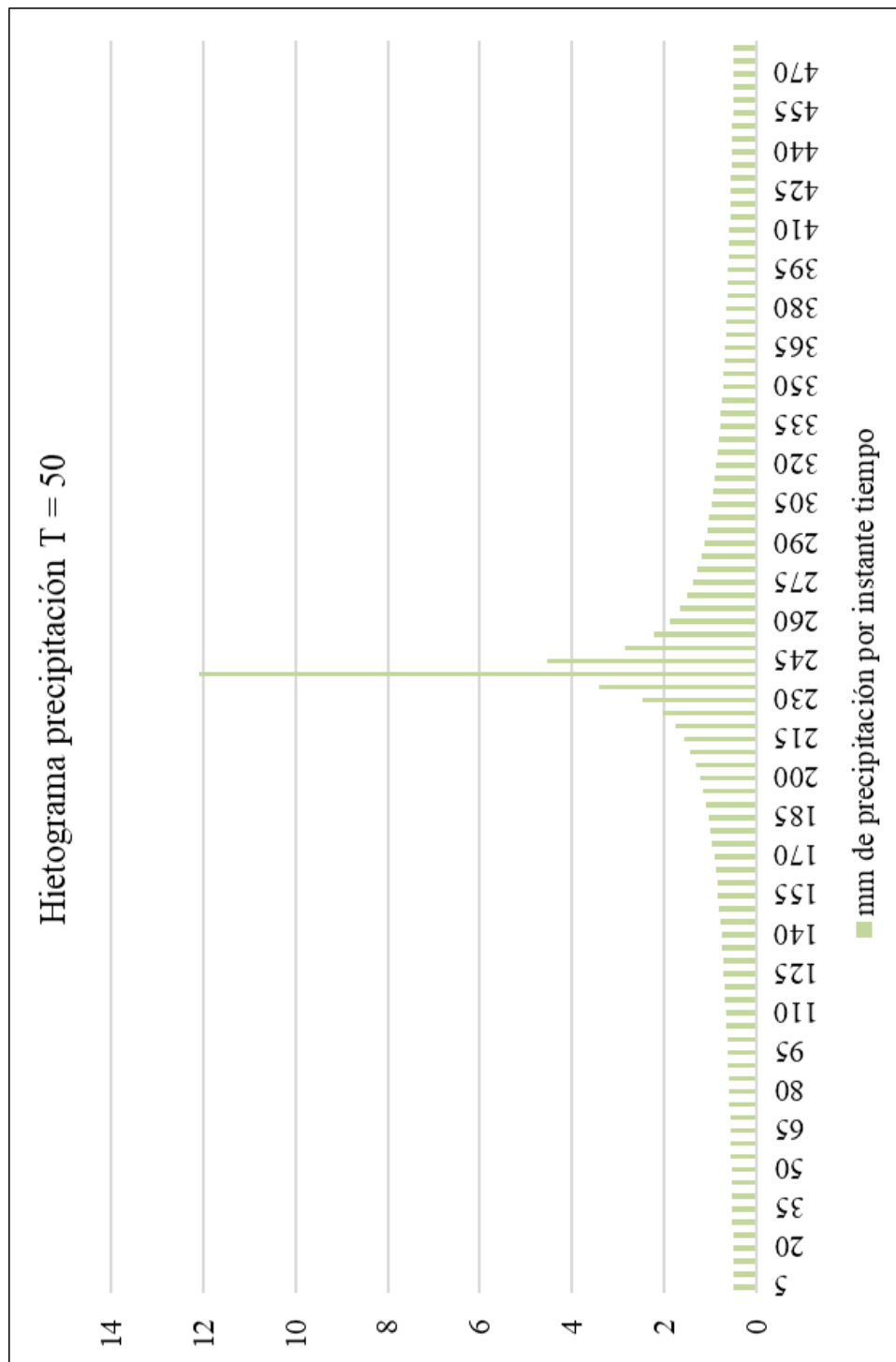
Tabla 46: Método de los bloques alternos para el periodo de retorno de 50 años

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
5	145.03	12.09	12.09	145.03	0.48
10	99.75	16.62	4.54	54.46	0.48
15	80.13	20.03	3.41	40.90	0.49
20	68.60	22.87	2.83	34.01	0.49
25	60.82	25.34	2.47	29.66	0.50
30	55.11	27.56	2.22	26.60	0.51
35	50.71	29.58	2.02	24.30	0.51
40	47.18	31.46	1.87	22.49	0.52
45	44.28	33.21	1.75	21.02	0.53
50	41.83	34.86	1.65	19.79	0.53
55	39.73	36.42	1.56	18.75	0.54
60	37.91	37.91	1.49	17.85	0.55
65	36.30	39.33	1.42	17.06	0.56
70	34.88	40.69	1.36	16.36	0.57
75	33.60	42.00	1.31	15.74	0.58
80	32.45	43.27	1.27	15.19	0.59
85	31.41	44.49	1.22	14.68	0.60
90	30.45	45.68	1.19	14.22	0.61
95	29.58	46.83	1.15	13.80	0.62
100	28.77	47.95	1.12	13.42	0.63
105	28.02	49.03	1.09	13.06	0.64
110	27.32	50.09	1.06	12.73	0.65
115	26.68	51.13	1.03	12.42	0.67
120	26.07	52.14	1.01	12.13	0.68
125	25.50	53.13	0.99	11.86	0.70
130	24.97	54.10	0.97	11.61	0.72
135	24.46	55.04	0.95	11.37	0.73
140	23.99	55.97	0.93	11.14	0.75
145	23.54	56.88	0.91	10.93	0.77
150	23.11	57.78	0.89	10.73	0.80
155	22.70	58.65	0.88	10.54	0.82
160	22.32	59.52	0.86	10.35	0.85
165	21.95	60.37	0.85	10.18	0.88
170	21.60	61.20	0.83	10.02	0.91
175	21.26	62.02	0.82	9.86	0.95
180	20.94	62.83	0.81	9.71	0.99
185	20.64	63.63	0.80	9.56	1.03
190	20.34	64.41	0.79	9.42	1.09
195	20.06	65.19	0.77	9.29	1.15
200	19.79	65.95	0.76	9.16	1.22
205	19.52	66.70	0.75	9.04	1.31
210	19.27	67.45	0.74	8.92	1.42
215	19.03	68.18	0.73	8.81	1.56
220	18.79	68.91	0.72	8.70	1.75
225	18.57	69.62	0.72	8.59	2.02
230	18.35	70.33	0.71	8.49	2.47
235	18.14	71.03	0.70	8.39	3.41

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
240	17.93	71.72	0.69	8.29	12.09
245	17.73	72.40	0.68	8.20	4.54
250	17.54	73.08	0.68	8.11	2.83
255	17.35	73.75	0.67	8.02	2.22
260	17.17	74.41	0.66	7.94	1.87
265	17.00	75.06	0.65	7.86	1.65
270	16.83	75.71	0.65	7.78	1.49
275	16.66	76.35	0.64	7.70	1.36
280	16.50	76.99	0.64	7.63	1.27
285	16.34	77.62	0.63	7.55	1.19
290	16.19	78.24	0.62	7.48	1.12
295	16.04	78.86	0.62	7.41	1.06
300	15.89	79.47	0.61	7.34	1.01
305	15.75	80.08	0.61	7.28	0.97
310	15.62	80.68	0.60	7.21	0.93
315	15.48	81.28	0.60	7.15	0.89
320	15.35	81.87	0.59	7.09	0.86
325	15.22	82.45	0.59	7.03	0.83
330	15.10	83.03	0.58	6.97	0.81
335	14.98	83.61	0.58	6.92	0.79
340	14.86	84.18	0.57	6.86	0.76
345	14.74	84.75	0.57	6.81	0.74
350	14.63	85.31	0.56	6.75	0.72
355	14.51	85.87	0.56	6.70	0.71
360	14.40	86.43	0.55	6.65	0.69
365	14.30	86.98	0.55	6.60	0.68
370	14.19	87.52	0.55	6.55	0.66
375	14.09	88.06	0.54	6.50	0.65
380	13.99	88.60	0.54	6.46	0.64
385	13.89	89.14	0.53	6.41	0.62
390	13.79	89.67	0.53	6.37	0.61
395	13.70	90.19	0.53	6.32	0.60
400	13.61	90.72	0.52	6.28	0.59
405	13.52	91.24	0.52	6.24	0.58
410	13.43	91.75	0.52	6.20	0.57
415	13.34	92.27	0.51	6.16	0.56
420	13.25	92.78	0.51	6.12	0.55
425	13.17	93.28	0.51	6.08	0.55
430	13.09	93.79	0.50	6.04	0.54
435	13.00	94.29	0.50	6.00	0.53
440	12.92	94.78	0.50	5.96	0.52
445	12.85	95.28	0.49	5.93	0.52
450	12.77	95.77	0.49	5.89	0.51
455	12.69	96.26	0.49	5.86	0.50
460	12.62	96.74	0.49	5.82	0.50
465	12.54	97.22	0.48	5.79	0.49
470	12.47	97.70	0.48	5.75	0.49
475	12.40	98.18	0.48	5.72	0.48
480	12.33	98.65	0.47	5.69	0.47

Fuente 147: Elaboración propia

Figura 102: Hietograma de precipitaciones para el periodo de retorno de 50 años



Fuente 148: Elaboración propia

Para el periodo de retorno de 100 años se obtuvo lo siguiente.

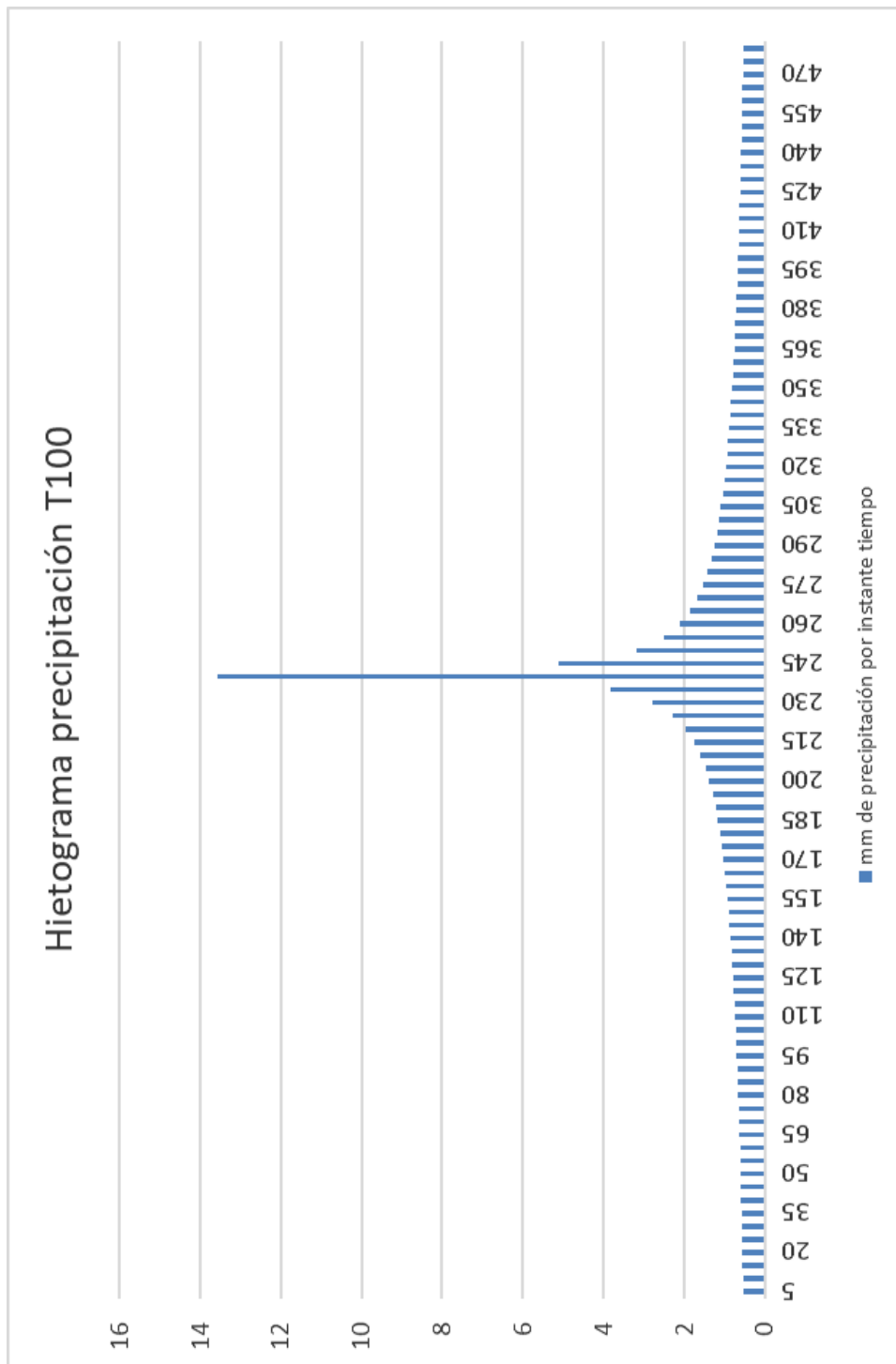
Tabla 47: Método de los bloques alternos para el periodo de retorno de 100 años

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
5	163.03	13.59	13.59	163.03	0.54
10	112.12	18.69	5.10	61.22	0.54
15	90.08	22.52	3.83	45.98	0.55
20	77.12	25.71	3.19	38.23	0.56
25	68.36	28.48	2.78	33.34	0.56
30	61.95	30.98	2.49	29.90	0.57
35	57.00	33.25	2.28	27.31	0.58
40	53.04	35.36	2.11	25.28	0.58
45	49.77	37.33	1.97	23.62	0.59
50	47.02	39.18	1.85	22.24	0.60
55	44.66	40.94	1.76	21.07	0.61
60	42.61	42.61	1.67	20.06	0.62
65	40.81	44.21	1.60	19.18	0.63
70	39.20	45.74	1.53	18.39	0.64
75	37.77	47.21	1.47	17.70	0.65
80	36.48	48.64	1.42	17.07	0.66
85	35.30	50.01	1.38	16.50	0.67
90	34.23	51.34	1.33	15.99	0.68
95	33.24	52.64	1.29	15.52	0.69
100	32.34	53.89	1.26	15.08	0.71
105	31.50	55.12	1.22	14.68	0.72
110	30.71	56.31	1.19	14.31	0.74
115	29.99	57.47	1.16	13.96	0.75
120	29.30	58.61	1.14	13.63	0.77
125	28.67	59.72	1.11	13.33	0.79
130	28.06	60.81	1.09	13.05	0.80
135	27.50	61.87	1.06	12.78	0.83
140	26.96	62.92	1.04	12.52	0.85
145	26.46	63.94	1.02	12.29	0.87
150	25.98	64.94	1.00	12.06	0.90
155	25.52	65.93	0.99	11.84	0.92
160	25.09	66.90	0.97	11.64	0.95
165	24.67	67.85	0.95	11.44	0.99
170	24.28	68.79	0.94	11.26	1.02
175	23.90	69.72	0.92	11.08	1.06
180	23.54	70.63	0.91	10.91	1.11
185	23.20	71.52	0.90	10.75	1.16
190	22.86	72.40	0.88	10.59	1.22
195	22.55	73.27	0.87	10.44	1.29
200	22.24	74.13	0.86	10.30	1.38
205	21.95	74.98	0.85	10.16	1.47
210	21.66	75.81	0.84	10.03	1.60
215	21.39	76.64	0.83	9.90	1.76
220	21.12	77.45	0.81	9.78	1.97
225	20.87	78.26	0.80	9.66	2.28
230	20.62	79.05	0.80	9.54	2.78
235	20.38	79.84	0.79	9.43	3.83

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
240	20.15	80.62	0.78	9.32	13.59
245	19.93	81.39	0.77	9.22	5.10
250	19.71	82.15	0.76	9.12	3.19
255	19.51	82.90	0.75	9.02	2.49
260	19.30	83.64	0.74	8.93	2.11
265	19.10	84.38	0.74	8.83	1.85
270	18.91	85.11	0.73	8.74	1.67
275	18.73	85.83	0.72	8.66	1.53
280	18.54	86.54	0.71	8.57	1.42
285	18.37	87.25	0.71	8.49	1.33
290	18.20	87.95	0.70	8.41	1.26
295	18.03	88.64	0.69	8.33	1.19
300	17.87	89.33	0.69	8.26	1.14
305	17.71	90.01	0.68	8.18	1.09
310	17.55	90.69	0.68	8.11	1.04
315	17.40	91.36	0.67	8.04	1.00
320	17.25	92.02	0.66	7.97	0.97
325	17.11	92.68	0.66	7.90	0.94
330	16.97	93.34	0.65	7.84	0.91
335	16.83	93.98	0.65	7.77	0.88
340	16.70	94.63	0.64	7.71	0.86
345	16.57	95.26	0.64	7.65	0.84
350	16.44	95.90	0.63	7.59	0.81
355	16.31	96.52	0.63	7.53	0.80
360	16.19	97.15	0.62	7.48	0.78
365	16.07	97.77	0.62	7.42	0.76
370	15.95	98.38	0.61	7.37	0.74
375	15.84	98.99	0.61	7.31	0.73
380	15.73	99.59	0.60	7.26	0.71
385	15.61	100.19	0.60	7.21	0.70
390	15.51	100.79	0.60	7.16	0.69
395	15.40	101.38	0.59	7.11	0.68
400	15.30	101.97	0.59	7.06	0.66
405	15.19	102.56	0.58	7.01	0.65
410	15.09	103.14	0.58	6.97	0.64
415	14.99	103.71	0.58	6.92	0.63
420	14.90	104.29	0.57	6.88	0.62
425	14.80	104.86	0.57	6.83	0.61
430	14.71	105.42	0.57	6.79	0.60
435	14.62	105.98	0.56	6.75	0.60
440	14.53	106.54	0.56	6.70	0.59
445	14.44	107.10	0.56	6.66	0.58
450	14.35	107.65	0.55	6.62	0.57
455	14.27	108.20	0.55	6.58	0.57
460	14.18	108.74	0.55	6.54	0.56
465	14.10	109.28	0.54	6.51	0.55
470	14.02	109.82	0.54	6.47	0.55
475	13.94	110.36	0.54	6.43	0.54
480	13.86	110.89	0.53	6.39	0.53

Fuente 149: Elaboración propia

Figura 103: Hietograma de precipitaciones para el periodo de retorno de 100 años



Fuente 150: Elaboración propia

Y por último para el periodo de retorno de 500 años se obtuvo lo siguiente.

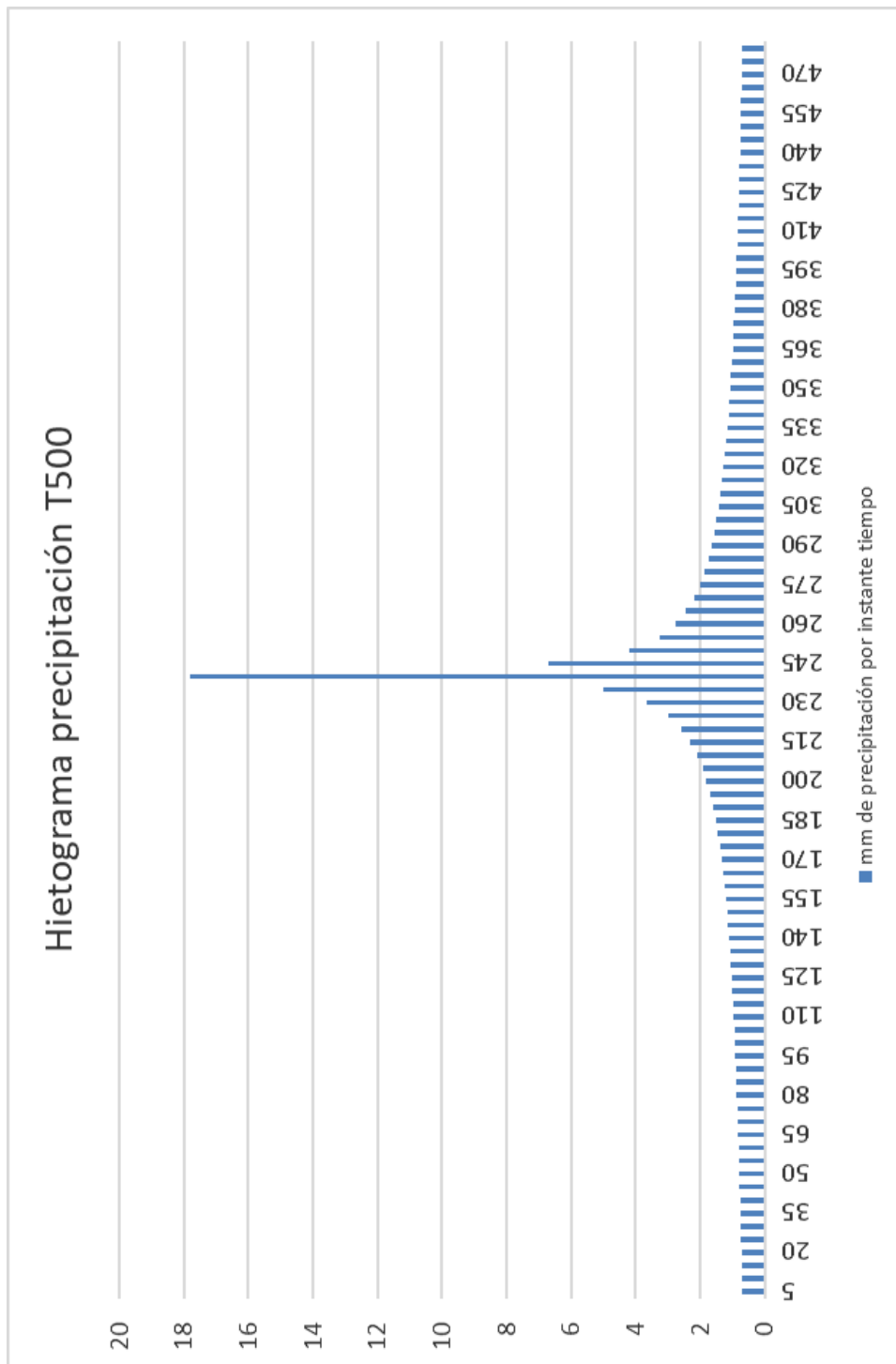
Tabla 48: Método de los bloques alternos para el periodo de retorno de 500 años

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
5	213.89	17.82	17.82	213.89	0.70
10	147.10	24.52	6.69	80.32	0.71
15	118.18	29.54	5.03	60.32	0.72
20	101.17	33.72	4.18	50.16	0.73
25	89.69	37.37	3.65	43.75	0.74
30	81.28	40.64	3.27	39.23	0.75
35	74.79	43.63	2.99	35.84	0.76
40	69.58	46.39	2.76	33.16	0.77
45	65.30	48.97	2.58	30.99	0.78
50	61.68	51.40	2.43	29.18	0.79
55	58.59	53.71	2.30	27.65	0.80
60	55.90	55.90	2.19	26.32	0.81
65	53.54	58.00	2.10	25.16	0.82
70	51.44	60.01	2.01	24.13	0.84
75	49.55	61.94	1.93	23.22	0.85
80	47.86	63.81	1.87	22.40	0.86
85	46.32	65.61	1.80	21.65	0.88
90	44.91	67.36	1.75	20.98	0.89
95	43.62	69.06	1.70	20.36	0.91
100	42.42	70.71	1.65	19.79	0.93
105	41.32	72.31	1.60	19.26	0.95
110	40.30	73.88	1.56	18.77	0.97
115	39.34	75.40	1.53	18.31	0.99
120	38.45	76.89	1.49	17.89	1.01
125	37.61	78.35	1.46	17.49	1.03
130	36.82	79.78	1.43	17.12	1.06
135	36.08	81.17	1.40	16.76	1.08
140	35.38	82.54	1.37	16.43	1.11
145	34.71	83.89	1.34	16.12	1.14
150	34.08	85.21	1.32	15.82	1.18
155	33.48	86.50	1.29	15.54	1.21
160	32.91	87.77	1.27	15.27	1.25
165	32.37	89.02	1.25	15.01	1.29
170	31.85	90.25	1.23	14.77	1.34
175	31.36	91.47	1.21	14.54	1.40
180	30.89	92.66	1.19	14.32	1.46
185	30.43	93.83	1.18	14.10	1.53
190	30.00	94.99	1.16	13.90	1.60
195	29.58	96.13	1.14	13.70	1.70
200	29.18	97.26	1.13	13.51	1.80
205	28.79	98.37	1.11	13.33	1.93
210	28.42	99.47	1.10	13.16	2.10
215	28.06	100.55	1.08	12.99	2.30
220	27.71	101.62	1.07	12.83	2.58
225	27.38	102.68	1.06	12.67	2.99
230	27.06	103.72	1.04	12.52	3.65
235	26.74	104.75	1.03	12.37	5.03

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
240	26.44	105.77	1.02	12.23	17.82
245	26.15	106.78	1.01	12.10	6.69
250	25.87	107.77	1.00	11.96	4.18
255	25.59	108.76	0.99	11.83	3.27
260	25.32	109.74	0.98	11.71	2.76
265	25.06	110.70	0.97	11.59	2.43
270	24.81	111.66	0.96	11.47	2.19
275	24.57	112.60	0.95	11.36	2.01
280	24.33	113.54	0.94	11.25	1.87
285	24.10	114.47	0.93	11.14	1.75
290	23.87	115.39	0.92	11.03	1.65
295	23.65	116.30	0.91	10.93	1.56
300	23.44	117.20	0.90	10.83	1.49
305	23.23	118.10	0.89	10.73	1.43
310	23.03	118.98	0.89	10.64	1.37
315	22.83	119.86	0.88	10.55	1.32
320	22.64	120.73	0.87	10.46	1.27
325	22.45	121.60	0.86	10.37	1.23
330	22.26	122.45	0.86	10.28	1.19
335	22.08	123.30	0.85	10.20	1.16
340	21.91	124.15	0.84	10.12	1.13
345	21.74	124.98	0.84	10.04	1.10
350	21.57	125.81	0.83	9.96	1.07
355	21.40	126.64	0.82	9.88	1.04
360	21.24	127.46	0.82	9.81	1.02
365	21.08	128.27	0.81	9.73	1.00
370	20.93	129.07	0.81	9.66	0.98
375	20.78	129.87	0.80	9.59	0.96
380	20.63	130.67	0.79	9.52	0.94
385	20.49	131.45	0.79	9.46	0.92
390	20.34	132.24	0.78	9.39	0.90
395	20.20	133.01	0.78	9.33	0.89
400	20.07	133.78	0.77	9.26	0.87
405	19.93	134.55	0.77	9.20	0.86
410	19.80	135.31	0.76	9.14	0.84
415	19.67	136.07	0.76	9.08	0.83
420	19.55	136.82	0.75	9.02	0.82
425	19.42	137.57	0.75	8.96	0.81
430	19.30	138.31	0.74	8.91	0.79
435	19.18	139.05	0.74	8.85	0.78
440	19.06	139.78	0.73	8.79	0.77
445	18.95	140.51	0.73	8.74	0.76
450	18.83	141.23	0.72	8.69	0.75
455	18.72	141.95	0.72	8.64	0.74
460	18.61	142.67	0.72	8.59	0.73
465	18.50	143.38	0.71	8.53	0.72
470	18.39	144.09	0.71	8.49	0.72
475	18.29	144.79	0.70	8.44	0.71
480	18.19	145.49	0.70	8.39	0.70

Fuente 151: Elaboración propia

Figura 104: Hietograma de precipitaciones para el periodo de retorno de 500 años

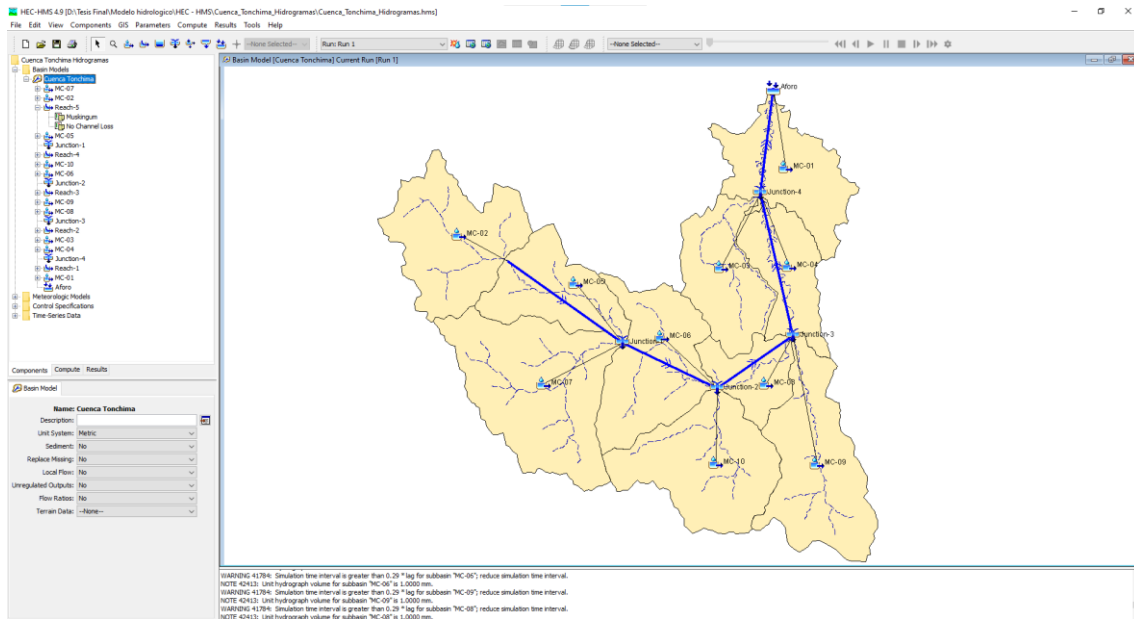


Fuente 152: Elaboración propia

Modelo hidrológico

Primeramente, se definió en el programa HEC – HMS los componentes esenciales para el desarrollo del modelo hidrológico tales como, microcuencas, uniones y tránsitos.

Figura 105: Ubicación y creación de los componentes necesarios para el modelo hidrológico en HEC – HMS



Fuente 153: Elaboración propia

Para el cálculo de las pérdidas se usó el método del Número de Curva. A continuación, se presentan los valores iniciales de lo mencionado anteriormente.

Tabla 49: Cálculos de las pérdidas necesarias para el modelo hidrológico

Pérdidas		
Código de la microcuenca	CN	Abstracciones iniciales
MC - 01	70	21.77
MC - 02	65	27.35
MC - 03	70	21.77
MC - 04	74	17.85
MC - 05	70	21.77
MC - 06	66	26.17
MC - 07	66	26.17
MC - 08	70	21.77
MC - 09	70	21.77
MC - 10	66	26.17

Fuente 154: Elaboración propia

Para el tránsito de avenidas se optó por usar el método de Muskingum debido a que no se tenía un hidrograma de caudales de entrada. Los valores iniciales para los parámetros K y X, fueron tentativos.

Figura 106: Método de Muskingum para el tránsito de avenidas

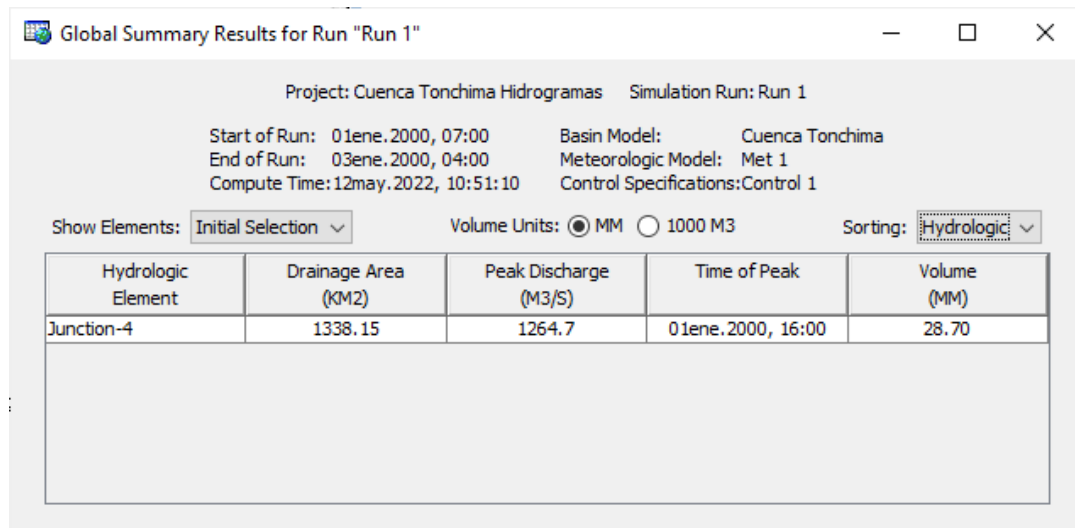
Reach	Initial Type	Initial Discharge (M3/S)	Muskingum K (HR)	Muskingum X	Number of Subreaches
Reach-1	Discharge = Inflow		1.9	0.2	1
Reach-2	Discharge = Inflow		1.9	0.2	1
Reach-3	Discharge = Inflow		1.9	0.2	1
Reach-4	Discharge = Inflow		1.9	0.2	1
Reach-5	Discharge = Inflow		1.9	0.2	1

Fuente 155: Elaboración propia

Calibración de los modelos

Para el periodo de retorno de 50 años se obtuvo inicialmente el siguiente caudal pico en la unión 4, la cual represento a la estación de aforo Soritor.

Figura 107: Caudal pico sin corregir de la simulación en "Junction 4" para el periodo de retorno de 50 años



Project: Cuenca Tonchima Hidrogramas Simulation Run: Run 1

Start of Run: 01ene.2000, 07:00 Basin Model: Cuenca Tonchima
 End of Run: 03ene.2000, 04:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 12may.2022, 10:51:10 Control Specifications: Control 1

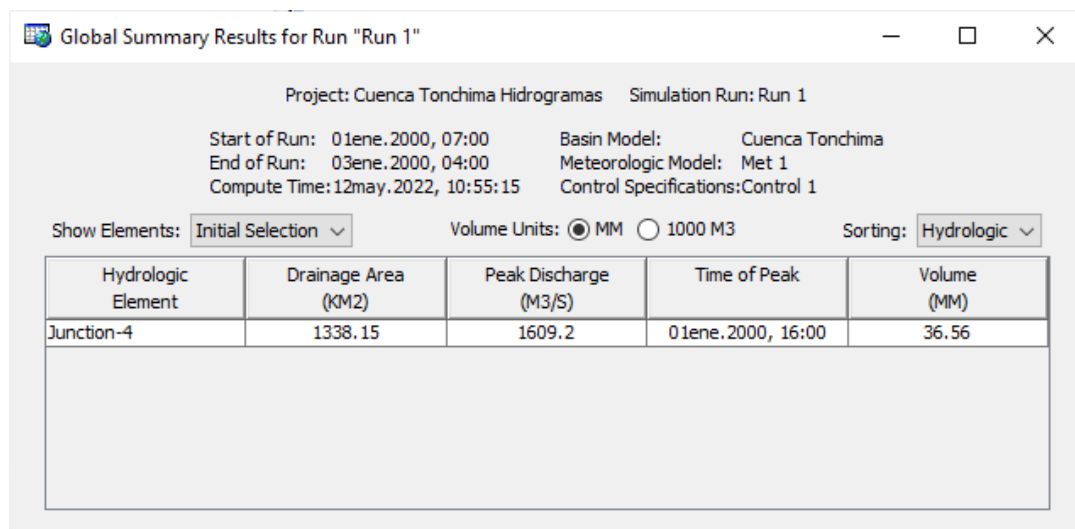
Show Elements: Initial Selection Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Junction-4	1338.15	1264.7	01ene.2000, 16:00	28.70

Fuente 156: Elaboración propia

Para el periodo de retorno de 100 años se obtuvo inicialmente lo siguiente.

Figura 108: Caudal pico sin corregir de la simulación en "Junction 4" para el periodo de retorno de 100 años



Project: Cuenca Tonchima Hidrogramas Simulation Run: Run 1

Start of Run: 01ene.2000, 07:00 Basin Model: Cuenca Tonchima
 End of Run: 03ene.2000, 04:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 12may.2022, 10:55:15 Control Specifications: Control 1

Show Elements: Initial Selection Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Junction-4	1338.15	1609.2	01ene.2000, 16:00	36.56

Fuente 157: Elaboración propia

Y por último para el periodo de retorno de 500 años se obtuvo inicialmente lo siguiente.

Figura 109: Caudal pico sin corregir de la simulación en "Junction 4" para el periodo de retorno de 500 años

Project: Cuenca Tonchima Hidrogramas Simulation Run: Run 1

Start of Run: 01ene.2000, 07:00 Basin Model: Cuenca Tonchima
 End of Run: 03ene.2000, 04:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 12may.2022, 10:56:28 Control Specifications: Control 1

Show Elements: Initial Selection Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Junction-4	1338.15	2684.4	01ene.2000, 16:00	61.15

Fuente 158: Elaboración propia

Se realizó el cálculo del error en base a los datos presentados de los caudales máximos de aforo para los tiempos de retorno correspondientes.

Tabla 50: Porcentaje de error de los caudales de la simulación en comparación con los caudales máximos de aforo para cada tiempo de retorno correspondiente

Porcentaje de error			
T	Qi (m3/s)	Qaforo (m3/s)	Z (%)
50	1264.70	986.44	28.21
100	1609.20	1199.51	34.15
500	2684.40	1812.16	48.13

Fuente 159: Elaboración propia

Como se obtuvo que el error (Z), mayor al 5%; el modelo debe recalibrarse. Para recalibrar el modelo se modificaron los CN (Se le resto 5 unidades), de cada microcuenca y se estandarizó el CN para los 3 tiempos de retorno.

Tabla 51: Calibración del modelo al reducir el número de curva para las pérdidas iniciales

Código de la microcuenca	Calibración				Abstracción inicial
	CNi	CNi - 3	CNi - 5	CNi - 8	
MC - 01	70	67	65	62	27.35
MC - 02	65	62	60	57	33.87
MC - 03	70	67	65	62	27.35
MC - 04	74	71	69	66	22.82
MC - 05	70	67	65	62	27.35
MC - 06	66	63	61	58	32.48
MC - 07	66	63	61	58	32.48
MC - 08	70	67	65	62	27.35
MC - 09	70	67	65	62	27.35
MC - 10	66	63	61	58	32.48

Fuente 160: Elaboración propia

Esta recalibración con el número de curva fue suficiente para los periodos de retorno de 50 y 100 años, pero para el de 500 años se tuvo que realizar adicionalmente la calibración con los parámetros de Muskingum de la siguiente manera.

Figura 110: Calibración del modelo para el periodo de retorno de 500 años con los valores de Muskingum

Reach	Initial Type	Initial Discharge (M3/S)	Muskingum K (HR)	Muskingum X	Number of Subreaches
Reach-1	Discharge = Inflow		2.23	0.2	1
Reach-2	Discharge = Inflow		2.23	0.2	1
Reach-3	Discharge = Inflow		2.23	0.2	1
Reach-4	Discharge = Inflow		2.23	0.2	1
Reach-5	Discharge = Inflow		2.23	0.2	1

Fuente 161: Elaboración propia

Posteriormente se volvió a recalcular el porcentaje de error (Z), cumpliendo con el error máximo del 5%.

Tabla 52: Porcentaje de error de los caudales de la simulación calibrada en comparación con los caudales máximos de aforo para cada tiempo de retorno correspondiente

Porcentaje de error			
T	Qi (m3/s)	Qaforo (m3/s)	Z (%)
50	958.40	986.44	2.84
100	1256.60	1199.51	4.76
500	1962.10	1880.00	4.37

Fuente 162: Elaboración propia

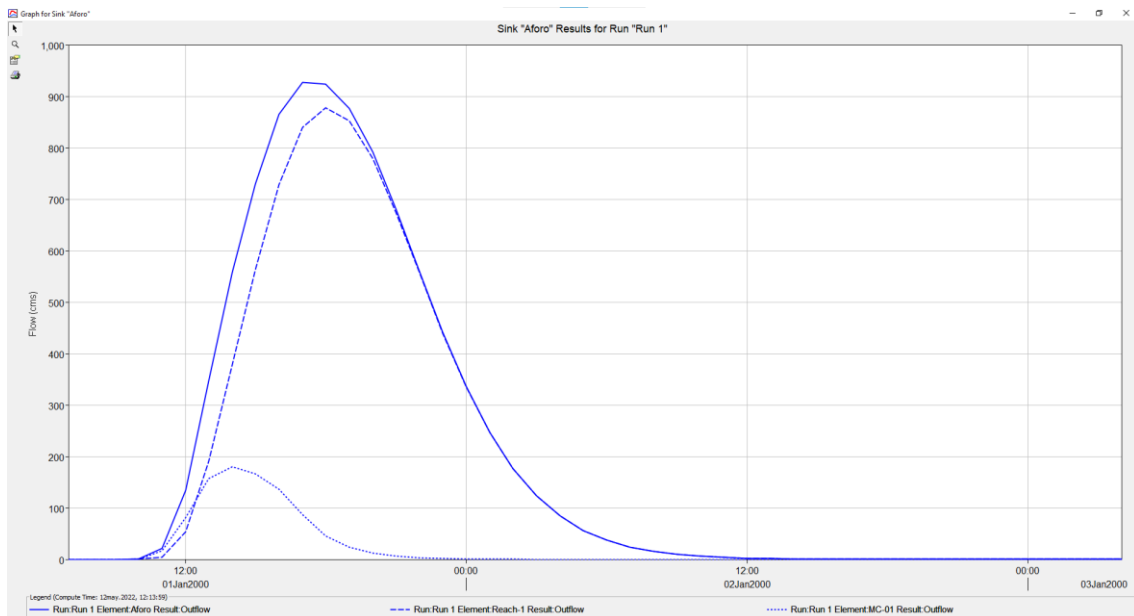
Finalmente, los hidrogramas de salida fueron los siguientes. Para el periodo de retorno de 50 años.

Tabla 53: Valores para el hidrograma con 50 años de periodo de retorno

Tiempo (h)	Caudal total (m ³ /s)	Tiempo (h)	Caudal total (m ³ /s)	Tiempo (h)	Caudal total (m ³ /s)
7:00	0.00	22:00	559.60	13:00	1.40
8:00	0.00	23:00	441.50	14:00	0.80
9:00	0.00	0:00	335.70	15:00	0.50
10:00	0.00	1:00	247.10	16:00	0.30
11:00	21.40	2:00	176.70	17:00	0.20
12:00	133.60	3:00	123.20	18:00	0.10
13:00	346.50	4:00	84.00	19:00	0.10
14:00	558.00	5:00	56.10	20:00	0.00
15:00	729.20	6:00	36.90	21:00	0.00
16:00	864.40	7:00	23.80	22:00	0.00
17:00	927.50	8:00	15.20	23:00	0.00
18:00	923.70	9:00	9.60	0:00	0.00
19:00	875.90	10:00	6.00	1:00	0.00
20:00	790.90	11:00	3.70	2:00	0.00
21:00	680.50	12:00	2.20	3:00	0.00
				4:00	0.00

Fuente 163: Elaboración propia

Figura 111: Hidrograma para el periodo de retorno de 50 años



Fuente 164: Elaboración propia

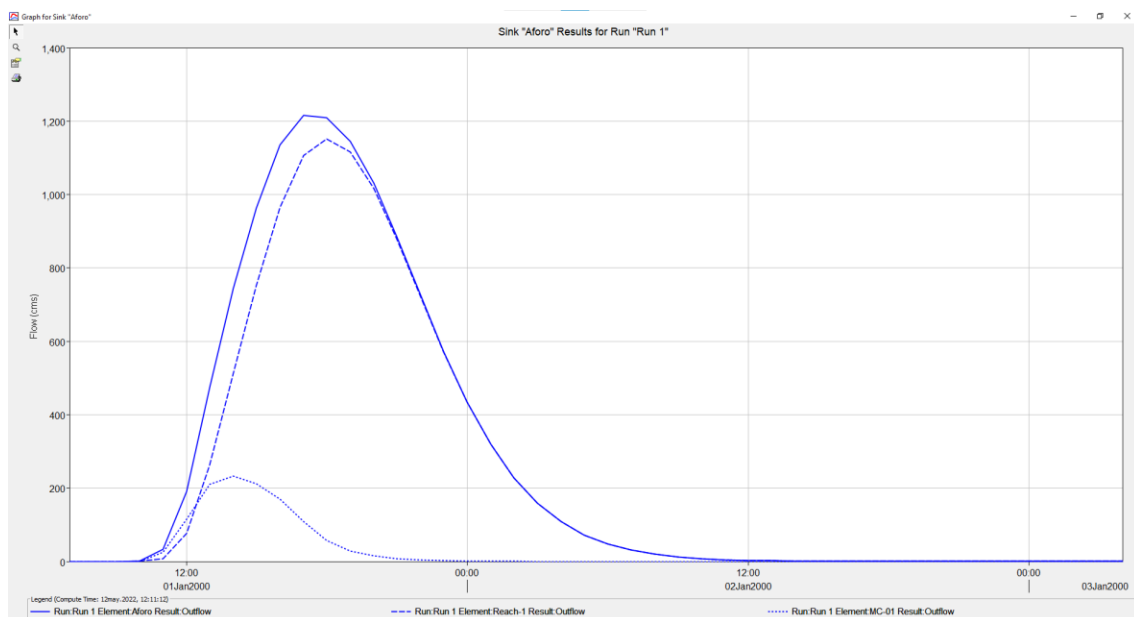
Para el periodo de retorno de 100 años.

Tabla 54: Valores para el hidrograma con 100 años de periodo de retorno

Tiempo (h)	Caudal total (m ³ /s)	Tiempo (h)	Caudal total (m ³ /s)	Tiempo (h)	Caudal total (m ³ /s)
7:00	0.00	22:00	726.10	13:00	1.70
8:00	0.00	23:00	571.80	14:00	1.00
9:00	0.00	0:00	434.10	15:00	0.60
10:00	0.00	1:00	319.00	16:00	0.40
11:00	32.30	2:00	227.80	17:00	0.20
12:00	190.90	3:00	158.70	18:00	0.10
13:00	473.50	4:00	108.10	19:00	0.10
14:00	744.70	5:00	72.20	20:00	0.00
15:00	963.30	6:00	47.40	21:00	0.00
16:00	1135.20	7:00	30.60	22:00	0.00
17:00	1215.20	8:00	19.50	23:00	0.00
18:00	1208.80	9:00	12.30	0:00	0.00
19:00	1144.10	10:00	7.70	1:00	0.00
20:00	1030.80	11:00	4.70	2:00	0.00
21:00	885.00	12:00	2.90	3:00	0.00
				4:00	0.00

Fuente 165: Elaboración propia

Figura 112: Hidrograma para el periodo de retorno de 100 años



Fuente 166: Elaboración propia

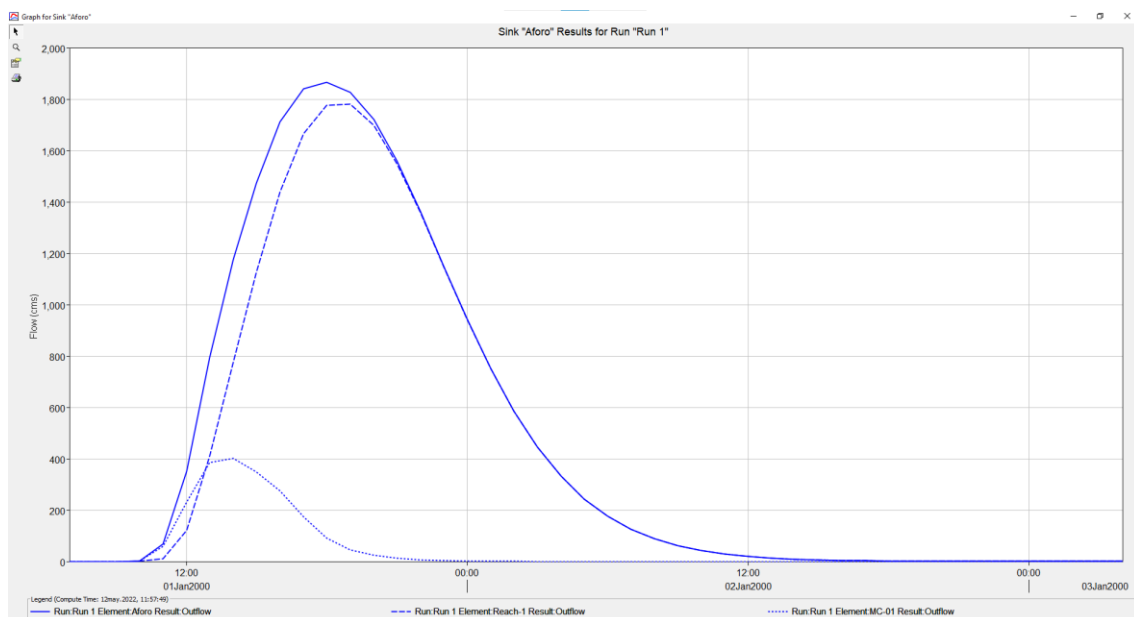
Para el periodo de retorno de 500 años.

Tabla 55: Valores para el hidrograma con 500 años de periodo de retorno

Tiempo (h)	Caudal total (m ³ /s)	Tiempo (h)	Caudal total (m ³ /s)	Tiempo (h)	Caudal total (m ³ /s)
7:00	0.00	22:00	1363.00	13:00	12.90
8:00	0.00	23:00	1151.30	14:00	8.60
9:00	0.00	0:00	943.10	15:00	5.70
10:00	1.60	1:00	751.50	16:00	3.70
11:00	68.10	2:00	584.30	17:00	2.40
12:00	351.20	3:00	444.40	18:00	1.60
13:00	794.00	4:00	331.50	19:00	1.00
14:00	1176.40	5:00	243.00	20:00	0.70
15:00	1472.40	6:00	175.40	21:00	0.40
16:00	1712.20	7:00	124.80	22:00	0.30
17:00	1839.50	8:00	87.70	23:00	0.20
18:00	1865.60	9:00	60.90	0:00	0.10
19:00	1825.60	10:00	41.90	1:00	0.10
20:00	1720.20	11:00	28.50	2:00	0.00
21:00	1559.80	12:00	19.30	3:00	0.00
				4:00	0.00

Fuente 167: Elaboración propia

Figura 113: Hidrograma para el periodo de retorno de 500 años

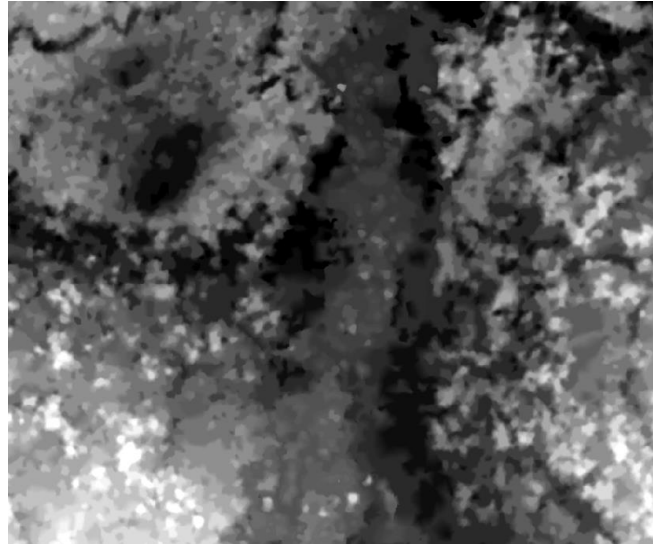


Fuente 168: Elaboración propia

Reacondicionamiento del terreno

El DEM delimitado a la zona de estudio original fue el siguiente.

Figura 114: DEM sin reacondicionar de la zona de estudio



Fuente 169: Elaboración propia

Luego del reacondicionamiento en HEC – HMS, el DEM de la zona de estudio fue el siguiente.

Figura 115: DEM reacondicionado de la zona de estudio



Fuente 170: Elaboración propia

Modelo hidráulico

Se delimitó el río de la siguiente manera.

Figura 116: Inicio y fin del tramo de río a estudiar



Fuente 171: Elaboración propia

Tabla 56: Coordenadas de inicio y fin del tramo de río a estudiar

	E	N
Inicio	262934	9340798
Fin	262221	9333268

Fuente 172: Elaboración propia

Para realizar la simulación primero se halló el coeficiente de rugosidad de Manning. El cual en base a las tablas mostradas para el cálculo del mismo se obtuvo el siguiente valor.

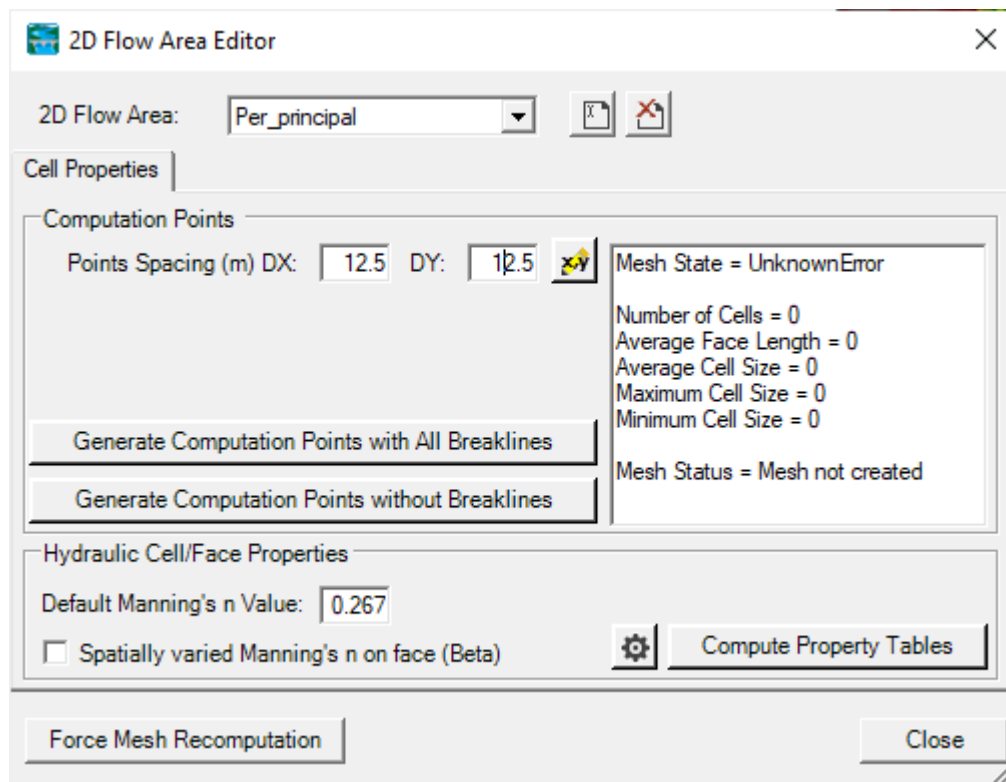
Tabla 57: Cálculo del valor de rugosidad de Manning

Coeficiente de rugosidad de Manning						n
n ₀	n ₁	n ₂	n ₃	n ₄	n ₅	
0.0200	0.0050	0.0050	0.0250	0.1500	1.3000	0.267

Fuente 173: Elaboración propia

Para ello se trabajó con el terreno ya reacondicionado; en el “RAS Mapper” se definió la geometría en 2D del río. Definiéndose una malla con una discretización de celdas de 12.5 m.

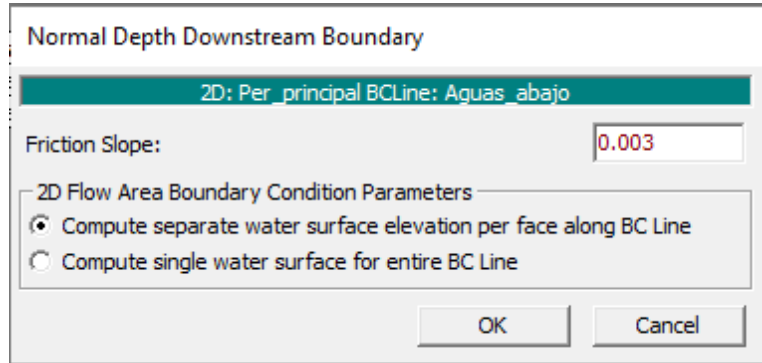
Figura 117: Discretización de la malla en 2D para el análisis hidráulico



Fuente 174: Elaboración propia

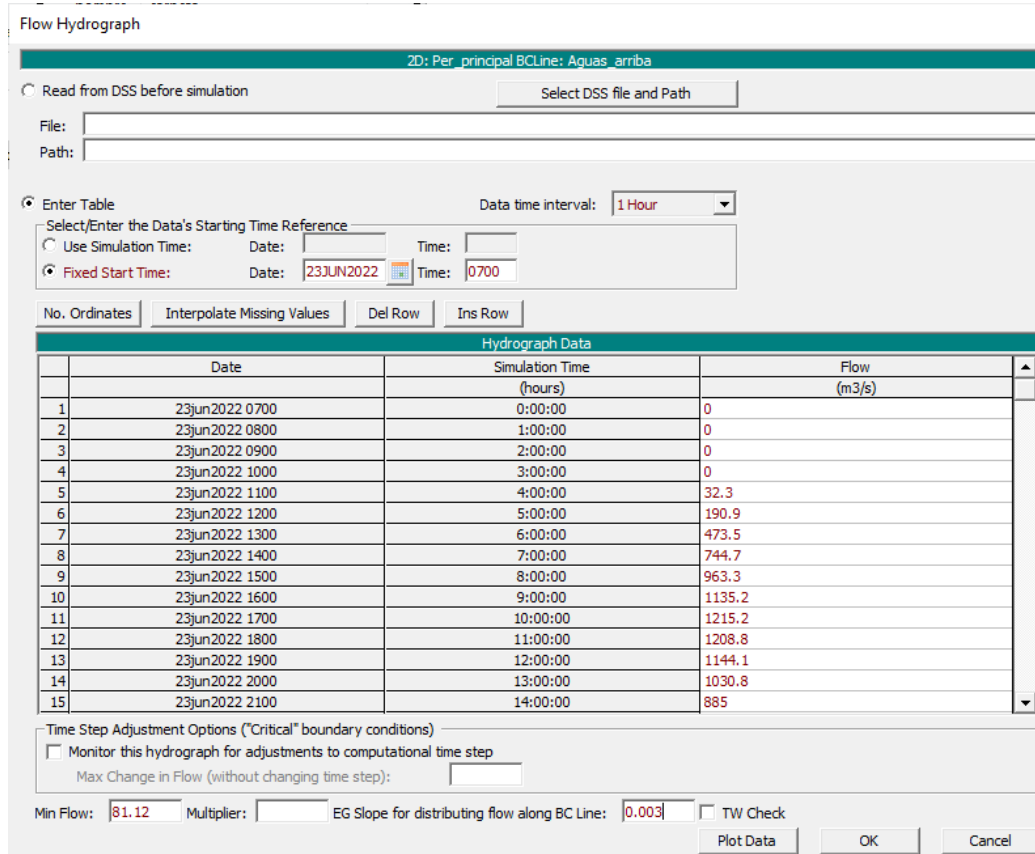
Para las condiciones de contorno, se usó el método de tirante normal en aguas abajo y un hidrograma de entrada aguas arriba. Las pendiente aguas arriba y aguas abajo, fueron calculadas en el programa ArcGIS, de acuerdo con el perfil del cauce del río. Obteniendo valores del 0.3% para ambos.

Figura 118: Método del tirante normal aguas abajo para el modelo hidráulico



Fuente 175: Elaboración propia

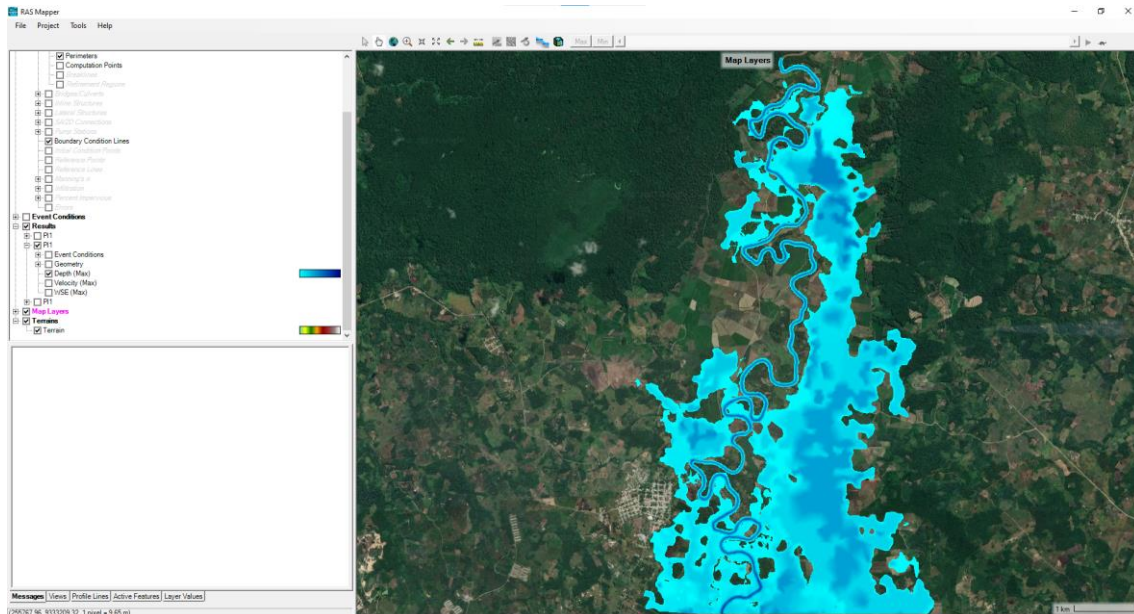
Figura 119: Método del hidrograma de caudales aguas arriba para el modelo hidráulico



Fuente 176: Elaboración propia

Finalmente se logró obtener la altura máxima de inundación mostrada en la siguiente figura, para el periodo de retorno de 50 años.

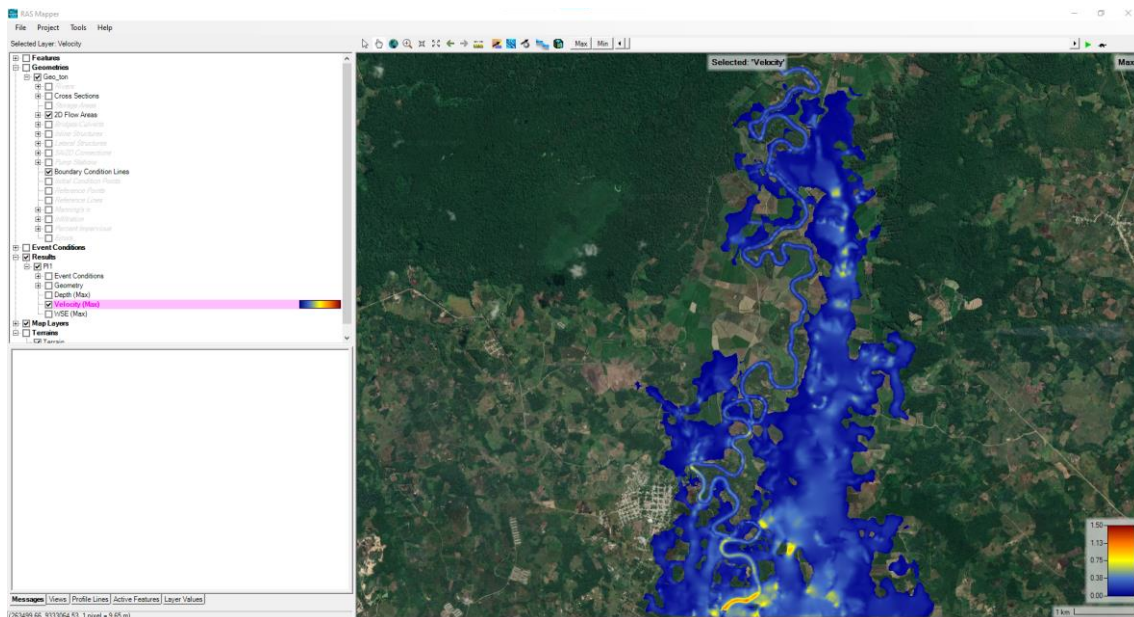
Figura 120: Altura de inundación para el periodo de retorno de 50 años



Fuente 177: Elaboración propia

Y para las velocidades para el mismo periodo de retorno, lo siguiente.

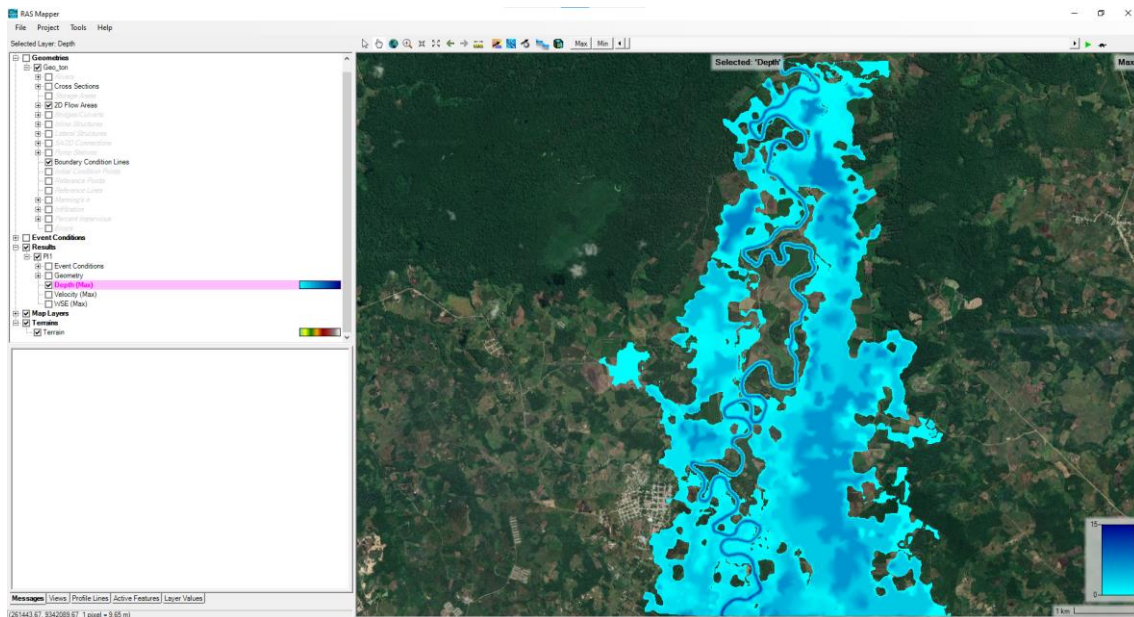
Figura 121: Velocidad de inundación para el periodo de retorno de 50 años



Fuente 178: Elaboración propia

Las siguientes imágenes fueron para el periodo de retorno de 100 años.

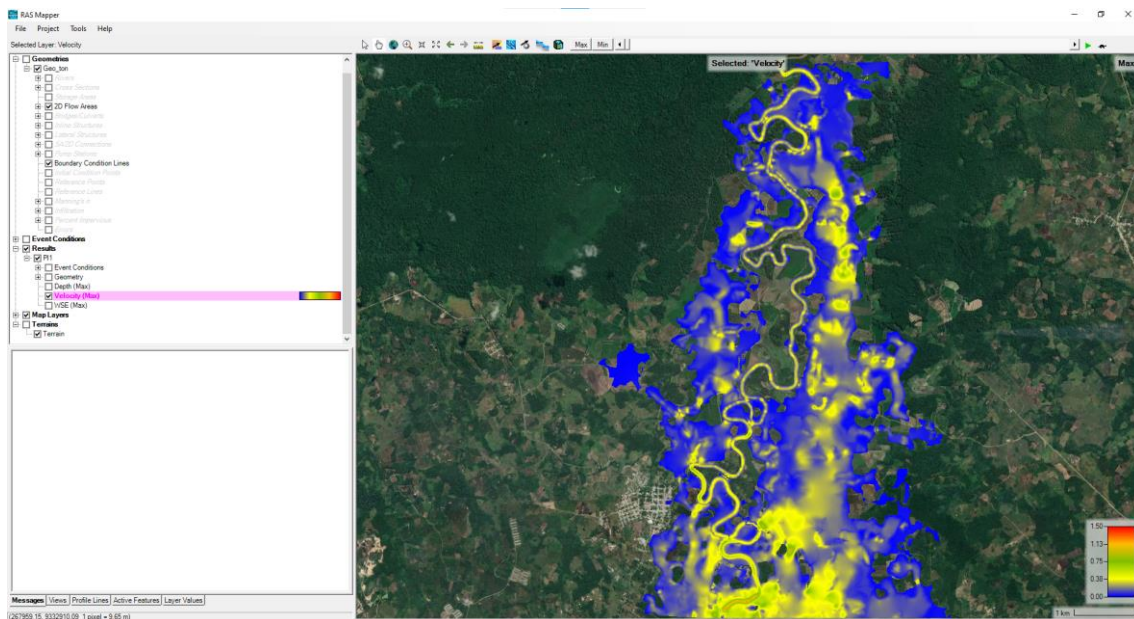
Figura 122: Altura de inundación para el periodo de retorno de 100 años



Fuente 179: Elaboración propia

Y para las velocidades lo siguiente.

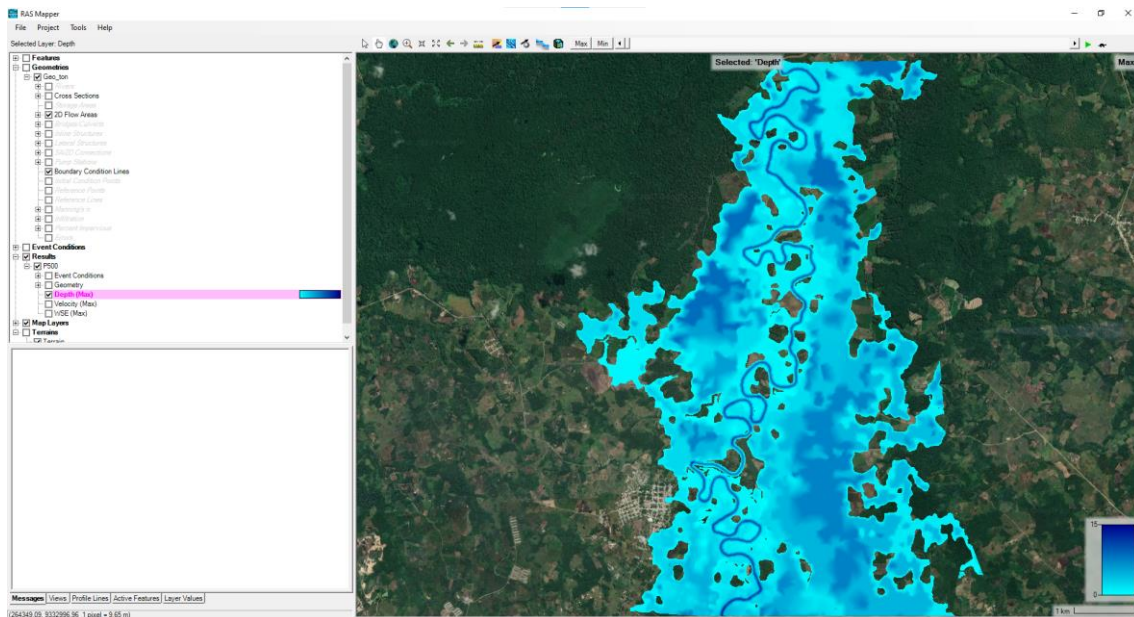
Figura 123: Velocidad de inundación para el periodo de retorno de 100 años



Fuente 180: Elaboración propia

Por ultimo las siguientes imágenes fueron para el periodo de retorno de 500 años.

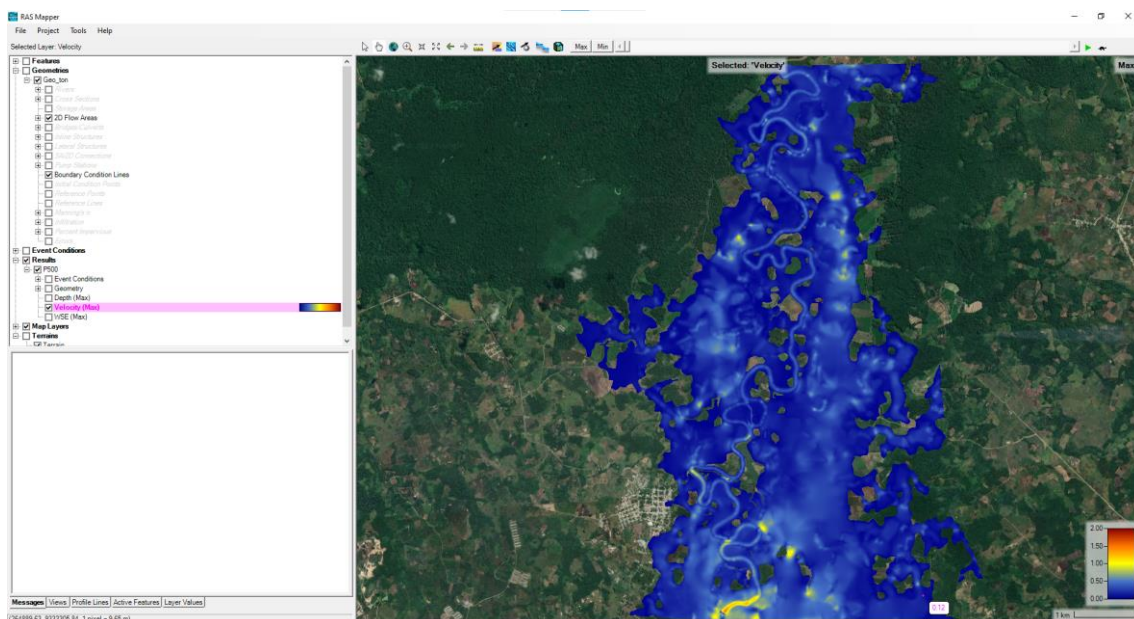
Figura 124: Altura de inundación para el periodo de retorno de 500 años



Fuente 181: Elaboración propia

Y para las velocidades lo siguiente.

Figura 125: Velocidad de inundación para el periodo de retorno de 500 años



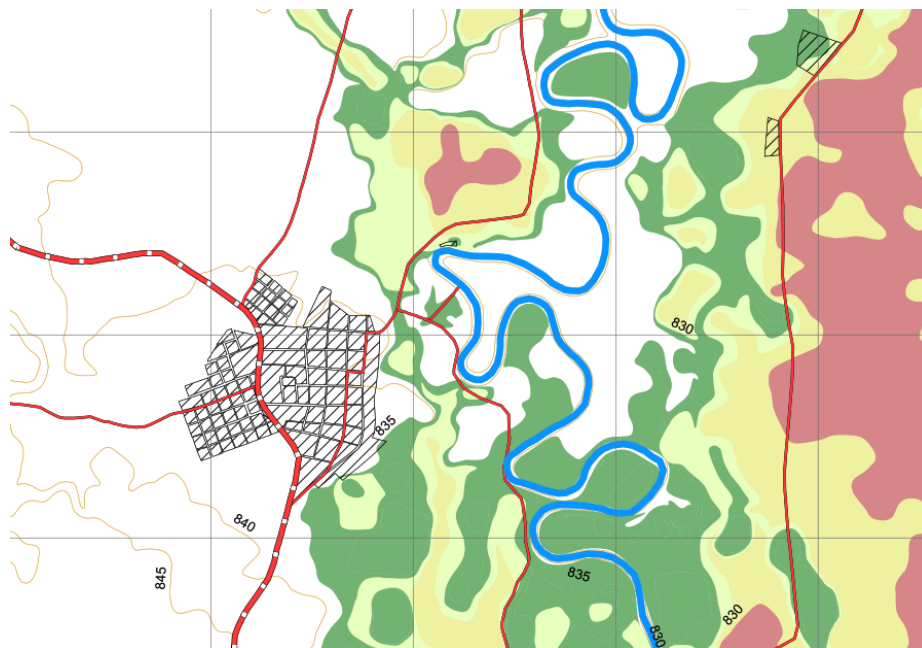
Fuente 182: Elaboración propia

Mapas de inundación

Se obtuvieron los siguientes mapas de inundación basados en el tirante de cada zona obtenidos con el software HEC – RAS, caracterizando gráficamente la amenaza. Los mapas completos y mejor detallados se encuentran en los anexos.

Para el periodo de retorno de 50 años se obtuvo lo siguiente.

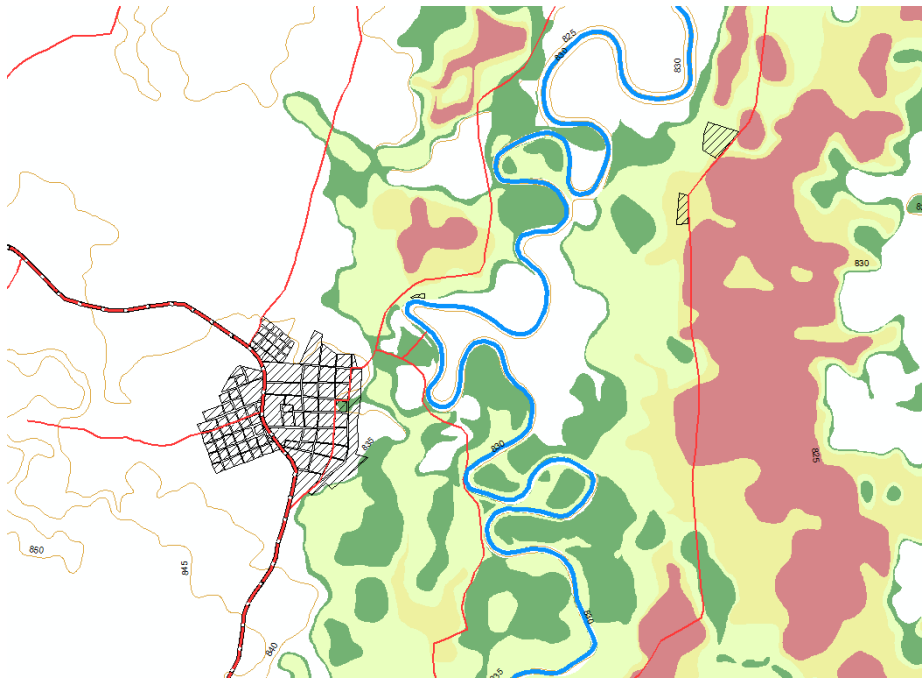
Figura 126: Mapa de inundación para el periodo de retorno de 50 años



Fuente 183: Elaboración propia

Para el periodo de retorno de 100 años se obtuvo lo siguiente.

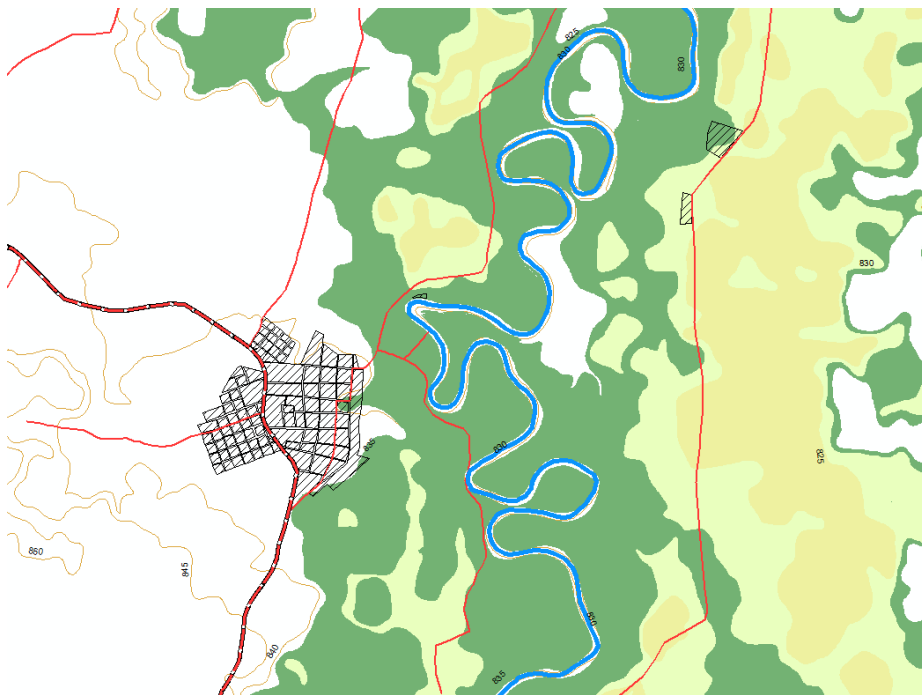
Figura 127: Mapa de inundación para el periodo de retorno de 100 años



Fuente 184: Elaboración propia

Y, por último, para el periodo de retorno de 500 años se obtuvo lo siguiente.

Figura 128: Mapa de inundación para el periodo de retorno de 500 años



Fuente 185: Elaboración propia

Identificación de la zona crítica

La zona crítica que se identificó a continuación como posible medida estructural fue en el pueblo de Pósic, debido a que su población es lo suficientemente grande como para requerir una inversión futura por parte del estado peruano. Es importante mencionar respecto a lo comentado anteriormente que existen viviendas y terrenos de cultivo en el trayecto del tramo del pueblo de Posic hasta el caserío Bajo Tonchima, sin embargo, su concentración y población no es lo suficiente para poder plantear una medida de contención viable económicamente y eficiente para mitigar el problema en dichas zonas.

Tabla 58: Censo de los centros poblado del año 2017

CÓDIGO	CENTROS POBLADOS	ALTITUD (m s.n.m.)	POBLACIÓN CENSADA			VIVIENDAS PARTICULARES		
			Total	Hombre	Mujer	Total	Ocupadas	Desocupadas
220806	DISTRITO POSIC		1 919	944	975	726	621	105
0001	POSIC	838	1 675	806	869	631	530	101
0002	BAJO TONCHIMA	824	7	4	3	8	8	-
0003	SANTA ELENA	820	144	78	66	45	43	2
0004	RADIO FARO	829	47	27	20	17	16	1
0005	MARONA	826	21	15	6	9	9	-
0006	WAUNIR	833	23	12	11	11	10	1
0007	AJIAL	827	2	2	-	5	5	-

Fuente 186: INEI

Teniendo en consideración lo mencionado anteriormente se muestra la zona crítica (en base a los mapas de inundación) en el pueblo de Pósic, siendo esta la zona en donde se definirán las medidas estructurales.

Figura 129: Zona crítica para una medida estructural en el pueblo de Pósic



Fuente 187: Google Earth Pro

Topografía

La topografía a detalle se realizó en la zona crítica identificada anteriormente; obteniendo las curvas de nivel. Las curvas de nivel debido a su tamaño se encuentran mejor detallados en los anexos de este estudio.

Tabla 59: Curvas de nivel obtenidas del levantamiento topográfico



Fuente 188: Elaboración propia

Medidas de mitigación de inundaciones

Se adelanta que para las zonas que presentan inundaciones pero que no existen población suficiente para considerar una inversión económica se ha planteado la creación de mapas de riesgo para que sirva de base para otros futuros proyectos en la creación de planes de alerta y evacuación por inundación.

Medidas estructurales

Cálculo del tiempo de retorno

Para realizar el prediseño primeramente se definió con qué periodo de retorno se iba a trabajar. Para ello se aplicó la formula antes presentada para el cálculo de la misma, obteniéndose lo siguiente.

Se eligió valor para R , el 25%; mientras que para la vida útil se eligió 20 años, considerando los defectos por mano de obra, situación del terreno (zona agrícola) entre otros. Al reemplazar en la formula se obtuvo.

$$0.25 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{20}$$

$$T = 70.022$$

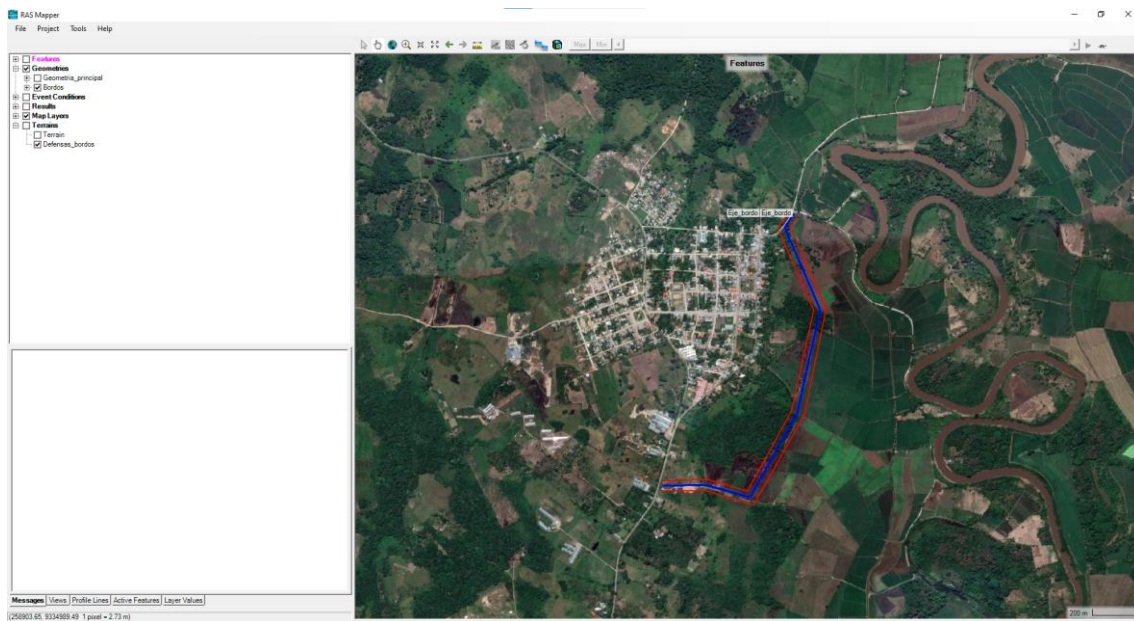
$$T \approx 100 \text{ años}$$

Finalmente, el tiempo de retorno para cualquier estructura tipo defensas ribereñas, sean las que se plantearon y presentan a continuación en este proyecto se usaran los valores obtenidos de la simulación hidráulica para un periodo de retorno de 100 años.

Eficiencia de las medidas estructurales

Las medidas estructurales que mejor se adecuaron a las condiciones del tipo de rio del estudio fueron los bordos longitudinales. Para ello se definió primero el eje de la ubicación de estas estructuras longitudinales (dentro de la zona critica definida anteriormente), para comprobar su eficiencia y correcta ubicación en el programa HEC – RAS.

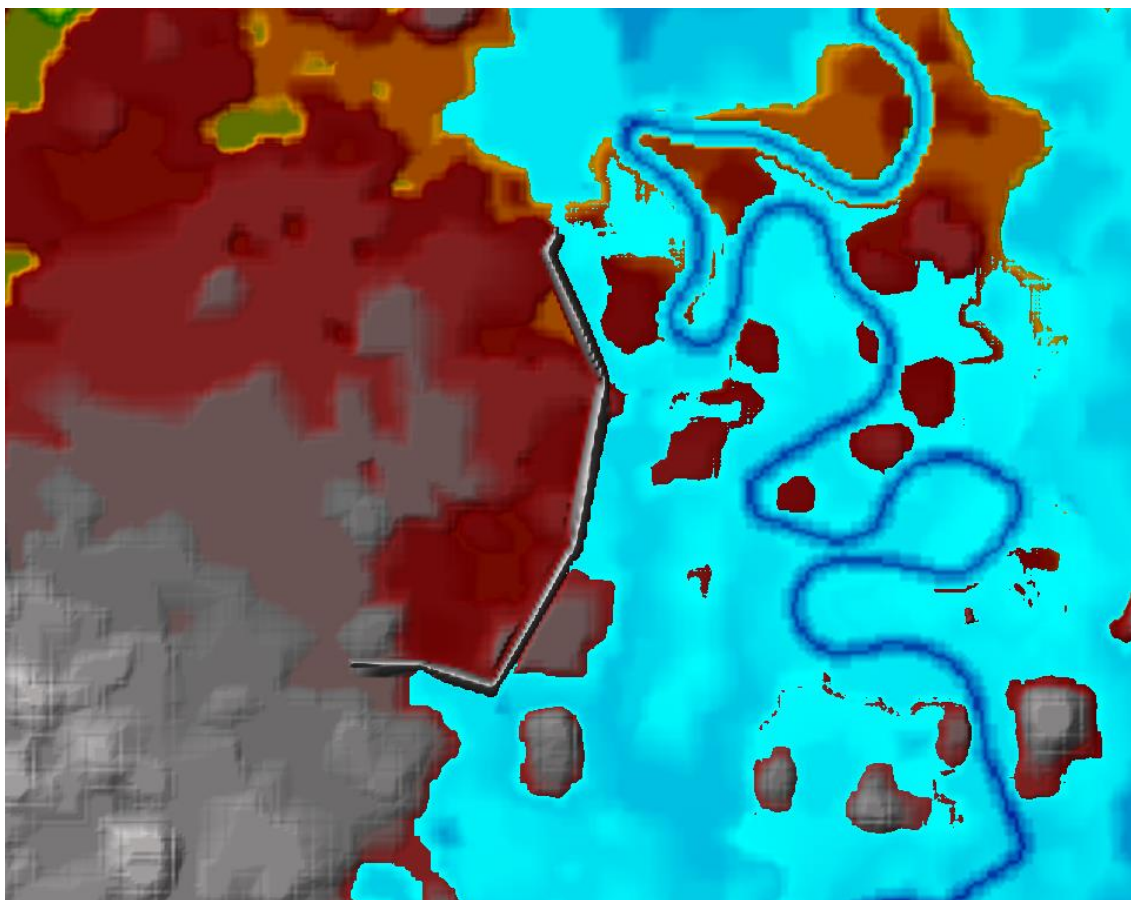
Figura 130: Eje de los bordos perimetrales en HEC – RAS



Fuente 189: Elaboración propia

Luego se simulo la inundación para el periodo de retorno de diseño, obteniendo los siguientes resultados y comprobando su correcto funcionamiento y eficiencia de la ubicación de los bordos.

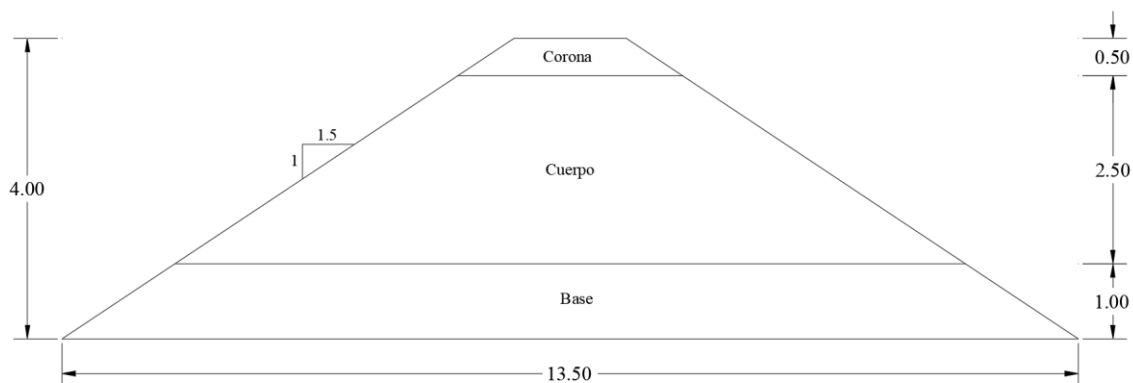
Figura 131: Comprobación de la ubicación y eficiencia adecuada de los bordos en HEC – RAS



Fuente 190: Elaboración propia

Terraplén

Según el mapa de inundación previamente hallado se eligió altura máxima de inundación, 3 metros, por lo que la altura del terraplén medida desde el terreno natural fue de 4 metros considerando un borde libre de 1 metro. La geometría de los bordos fue la siguiente.



Se consideró un tipo de material arcilloso, para que el terraplén sea impermeable, ya que su función será el no dejar pasar las inundaciones. Por tal motivo el talud fue de 1:1.5. Finalmente, para la construcción del terraplén se definió los siguientes ensayos y condiciones, estipulados en el Manual de Carreteras.

Propiedades y características	Método de ensayo	Norma ASTM	Norma AASHTO	Frecuencia	Lugar de muestreo
Granulometría	MTC E 204	D 422	T 29	1 cada 1000 m ³	Cantera
Limites de consistencia	MTC E 111	D 4318	T 89	1 cada 1000 m ³	Cantera
Contenido de material orgánico	MTC E 118	-	-	1 cada 3000 m ³	Cantera
Abrasión Los Ángeles	MTC E 207	C 131	T 96	1 cada 3000 m ³	Cantera
Relación densidad - humedad	MTC E 115	D 1557	T 180	1 cada 1000 m ³	Pista
Compactación de la base y cuerpo	MTC E 117	D 1556	T 191	1 cada 500 m ²	Pista
Compactación de la corona	MTC E 124	D 2922	T 238	1 cada 250 m ²	Pista

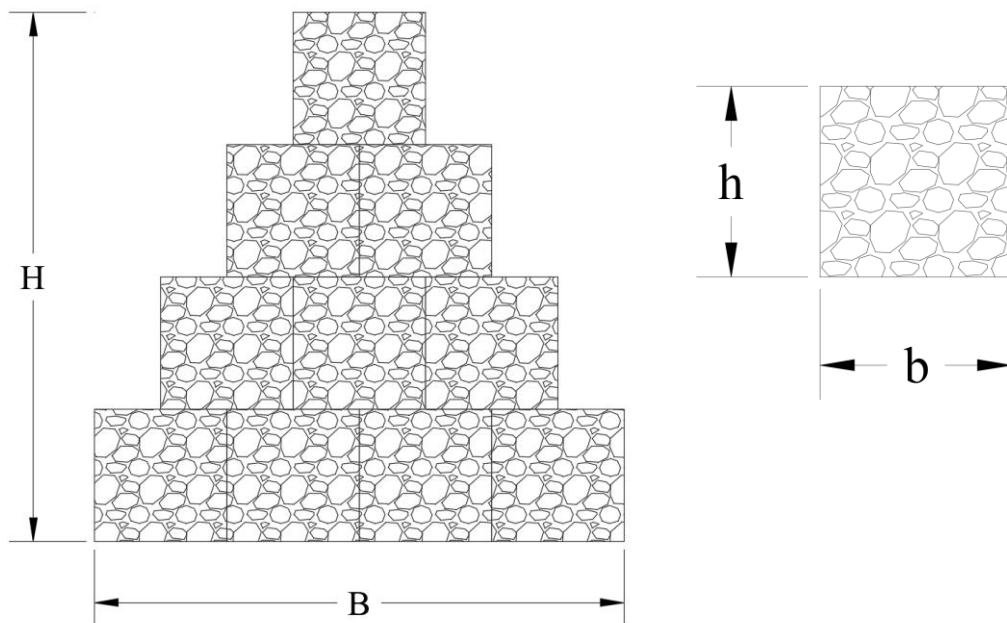
Condición	Partes del terraplén		
	Base	Cuerpo	Corona
Tamaño máximo (cm)	15.00	10.00	7.50
% Máximo de fragmentos de roca > 7.62 cm	30.00	20.00	
Índice de plasticidad (%)	< 11	< 11	< 10

Gaviones

Según el mapa de inundación previamente hallado se eligió altura máxima de inundación, 3 metros. La geometría de los gaviones fue el siguiente considerando un borde libre de 1 metro.

I. Datos previos

1. Geometría del muro



$B =$	4 [m]	(Ancho del gavion)
$H =$	4 [m]	(Altura del gavion)
$h_a =$	3 [m]	(Altura máxima de inundación)
$b =$	1 [m]	(Ancho del bloque)
$h =$	1 [m]	(Altura del bloque)
$V =$	0.8 [m ³]	(Volumen del bloque, considerando 20% de vacíos)
$N =$	10 [und]	(Cantidad de bloques)

2. Datos del terreno

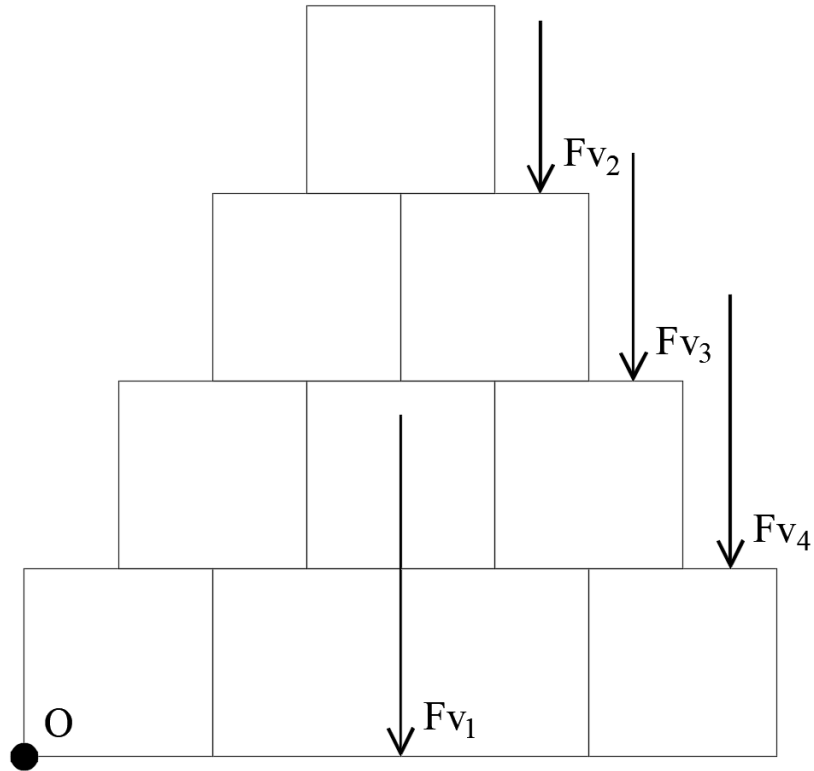
$\gamma_a =$	1000.00 [kg/m ³]	(Agua)
$\gamma_s =$	2800.00 [kg/m ³]	(Roca)
$\sigma_{adm} =$	0.89 [kg/cm ²]	(Capacidad admisible del suelo)

3. Factores de seguridad

$FD_v =$	2 [-]	(Factor de seguridad al volteo)
$FD_d =$	1.5 [-]	(Factor de seguridad al deslizamiento)

II. Cargas y verificación geométrica

1. Fuerzas verticales



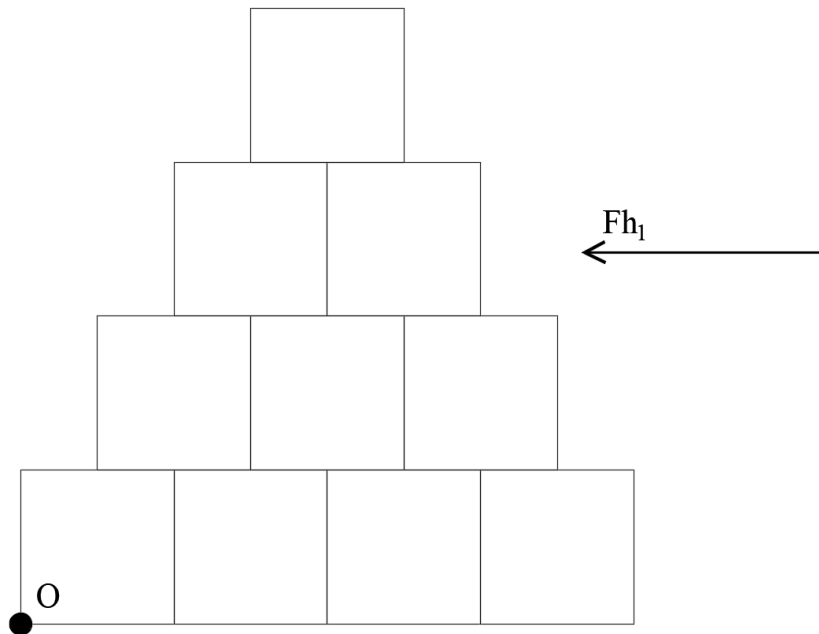
Fuerzas

$F_{v_1} =$	$2800 \cdot 0.8 \cdot 10 =$	22400.00	[kg]	(Peso de todos los bloques)
$F_{v_2} =$	$1000 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 1 =$	500.00	[kg]	(Peso del agua)
$F_{v_3} =$	$1000 \cdot 0.5 \cdot 2 \cdot 1 =$	1000.00	[kg]	(Peso del agua)
$F_{v_4} =$	$1000 \cdot 0.5 \cdot 3 \cdot 1 =$	1500.00	[kg]	(Peso del agua)
		$\Sigma F_v =$	25400.00	[kg] (Peso total)

Momentos

$M_{v_1} =$	$22400 \cdot 2 =$	44800	[kg·m]
$M_{v_2} =$	$500 \cdot 2.75 =$	1375	[kg·m]
$M_{v_3} =$	$500 \cdot 3.25 =$	3250	[kg·m]
$M_{v_4} =$	$500 \cdot 3.75 =$	5625	[kg·m]
		$\Sigma M_v =$	55050.00 [kg·m]

2. Fuerzas horizontales

Fuerzas

$$F_{h1} = (1/2)1000 \cdot 3^2 = 4500 \text{ [kg]} \quad (\text{Empuje del agua})$$

Momentos

$$M_{h1} = 4500 \cdot 1/3 \cdot 3 = 4500 \text{ [kg}\cdot\text{m]}$$

3. Verificación por volteo

$$FS = 12.23 \quad [-] \quad \checkmark$$

4. Verificación por deslizamiento

$$FS = 5.64 \quad [-] \quad \checkmark$$

5. Verificación de esfuerzo admisible

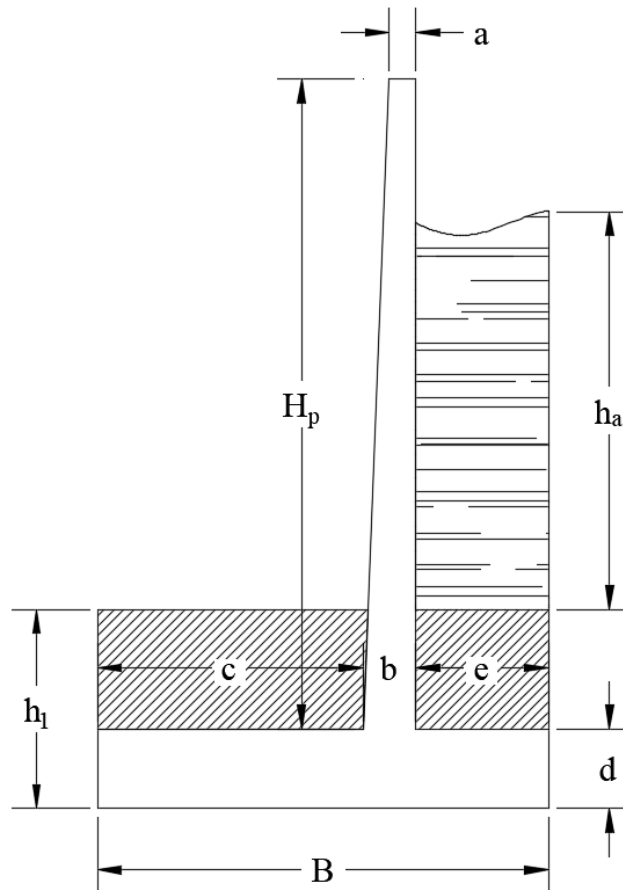
$$\begin{aligned} x &= 1.99 \text{ [m]} \\ e &= 0.01 \text{ [m]} \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 6443.75 = 0.64 \text{ [kg/cm}^2] \quad \checkmark$$

$$q_{\min} = 6256.25 = 0.63 \text{ [kg/cm}^2] \quad \checkmark$$

Muro de contención en voladizo

1. Geometría del muro



$H_p =$	4.90 [m]	(Altura de la pantalla)
$h_1 =$	1.50 [m]	(Profundidad de cimentación)
$h_a =$	3 [m]	(Altura máxima de inundación)
r (muro) =	4.00 [cm]	(Recubrimiento acero muro en voladizo)
r (zap.) =	7.50 [cm]	(Recubrimiento acero zapata)
$a =$	0.20 [m]	(Ancho superior pantalla)
$b =$	0.40 [m]	(Ancho inferior pantalla)
$c =$	2.00 [m]	(Ancho talón)
$d =$	0.60 [m]	(Altura zapata)
$e =$	1.00 [m]	(Ancho punta)
$B =$	3.40 [m]	(Ancho base zapata)

2. Datos del terreno

$\gamma_a =$	1000.00 [kg/m ³]	(Agua)
$\gamma_s =$	1350.00 [kg/m ³]	(Suelo)
$\sigma_{adm} =$	0.89 [kg/cm ²]	(Capacidad admisible del suelo)

3. Datos del concreto y acero

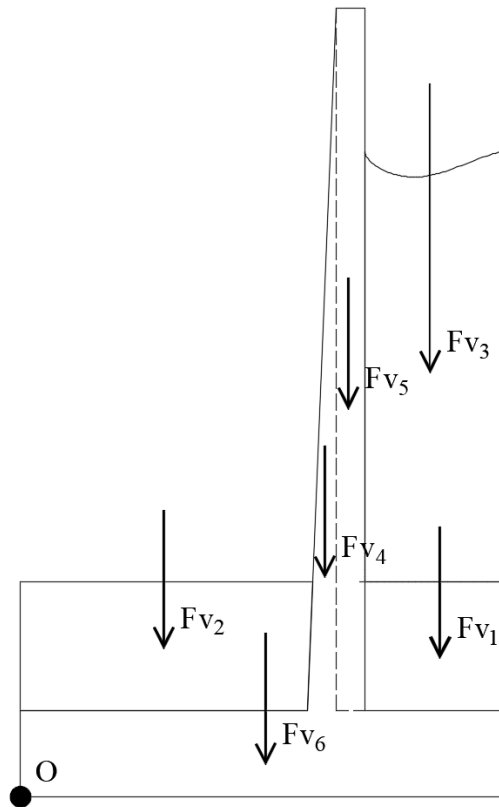
$f_c =$	210 [kg/cm ²]	(Esfuerzo a compresión del concreto)
$f_y =$	4200 [kg/cm ²]	(Fluencia del acero)
$\gamma_c =$	2400 [kg/cm ²]	(Peso específico del concreto armado)

4. Factores de seguridad

$FD_v =$	2 [-]	(Factor de seguridad al volteo)
$FD_d =$	1.5 [-]	(Factor de seguridad al deslizamiento)

II. Cargas y verificación geométrica

1. Fuerzas verticales

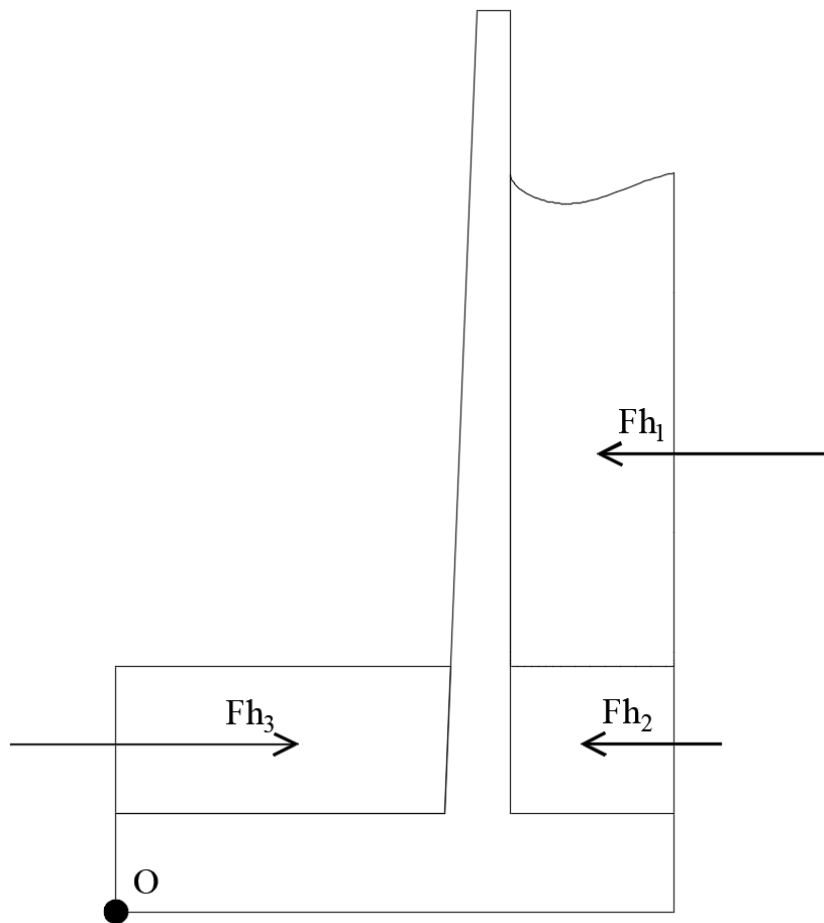
Fuerzas

$F_{v1} =$	$1350 \cdot 0.9 \cdot 1 \cdot 1 =$	1215.00	[kg]	(Peso de tierra sobre punta, e)
$F_{v2} =$	$1350 \cdot 0.9 \cdot 2 \cdot 1 =$	2430.00	[kg]	(Peso de tierra sobre talón, c)
$F_{v3} =$	$1000 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 1 =$	3000.00	[kg]	(Peso de agua inundable)
$F_{v4} =$	$2400(0.4-0.2)4.9/2 \cdot 1 =$	1176.00	[kg]	(Peso pantalla sobrante triangular)
$F_{v5} =$	$2400 \cdot 0.2 \cdot 4.9 \cdot 1 =$	2352.00	[kg]	(Peso de pantalla)
$F_{v6} =$	$2400 \cdot 3.4 \cdot 0.6 \cdot 1 =$	4896.00	[kg]	(Peso zapata)
	$\Sigma F_v =$	15069.00	[kg]	(Peso total)

Momentos

$$\begin{aligned}
 Mv_1 &= 1215 \cdot 2.9 = 3523.5 \quad [\text{kg} \cdot \text{m}] \\
 Mv_2 &= 2430 \cdot 1 = 2430 \quad [\text{kg} \cdot \text{m}] \\
 Mv_3 &= 3000 \cdot 2.9 = 8700 \quad [\text{kg} \cdot \text{m}] \\
 Mv_4 &= 1176 \cdot 2.33 = 2665.6 \quad [\text{kg} \cdot \text{m}] \\
 Mv_5 &= 2352 \cdot 2.3 = 4939.2 \quad [\text{kg} \cdot \text{m}] \\
 Mv_6 &= 2352 \cdot 1.7 = 8323.2 \quad [\text{kg} \cdot \text{m}] \\
 \Sigma Mv &= 30581.50 \quad [\text{kg} \cdot \text{m}]
 \end{aligned}$$

2. Fuerzas horizontales



Se ha despreciado el empuje del suelo, porque la resultante estabiliza el muro.

Fuerzas

$$F_{h1} = (1/2)1000 \cdot 4.9^2 = 4500 \quad [\text{kg}] \quad (\text{Empuje del agua})$$

Momentos

$$Mh_1 = 4500 \cdot 2.5 = 11250 \quad [\text{kg} \cdot \text{m}]$$

3. Verificación por volteo

$$FS = 2.72 \quad [-] \quad \checkmark$$

4. Verificación por deslizamiento

$$FS = 3.35 \quad [-] \quad \checkmark$$

5. Verificación de esfuerzo admisible

$$x = 1.28 \quad [\text{m}]$$

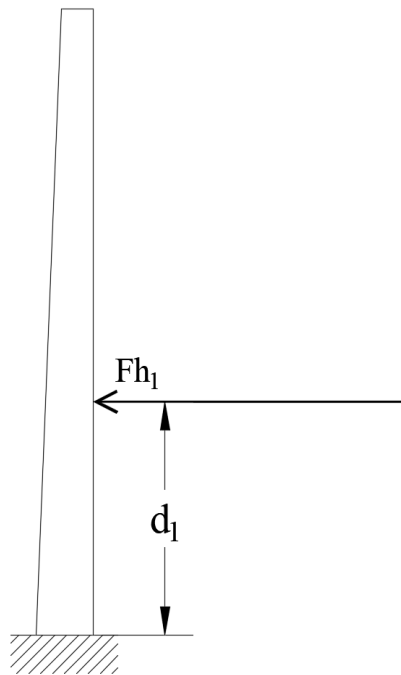
$$e = 0.42 \quad [\text{m}]$$

$$q_{\max} = 7694.58 = 0.77 \quad [\text{kg}/\text{cm}^2] \quad \checkmark$$

$$q_{\min} = 1169.53 = 0.12 \quad [\text{kg}/\text{cm}^2] \quad \checkmark$$

III. Acero

1. Momentos y cortantes

Pantalla

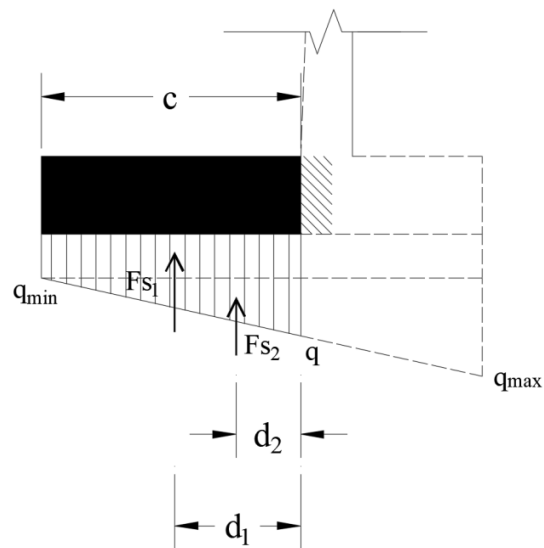
$$M_{\max} = 4500 \cdot 3/3 = 4500.00 \quad [\text{kg} \cdot \text{m}]$$

$$V_{\max} = 4500.00 \quad [\text{kg}]$$

Verificación por cortante

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210 \cdot 100} \cdot (0.6 \cdot 100 - 7.5) = 40322.26 \quad [\text{kg}] \quad \checkmark$$

En el talón



$$q = 3838.26583 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

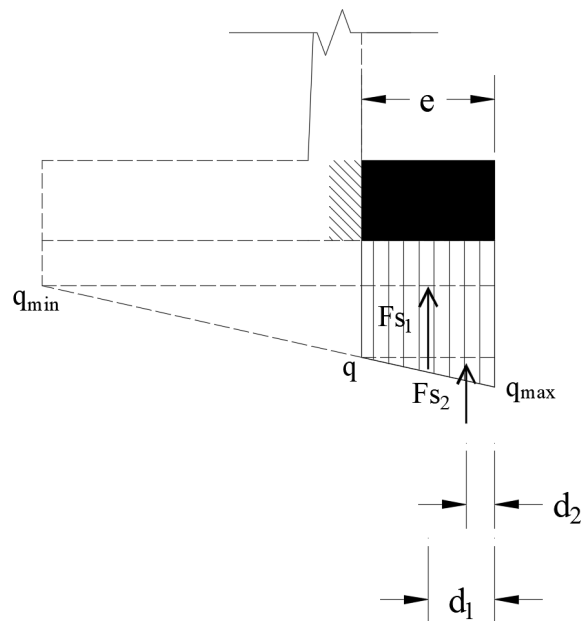
$$M_{\max} = 3838.27 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 2/2 + 1/2 \cdot 2 \cdot (3838.27 - 1169.53) \cdot 1 \cdot 2/3 = 9455.69 \text{ [kg}\cdot\text{m]}$$

$$V_{\max} = 3838.27 \cdot 2 \cdot 1 + 1/2 \cdot 2 \cdot (3838.27 - 1169.53) \cdot 1 = 10345.26 \text{ [kg]}$$

Verificación por cortante

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot (0.6 \cdot 100 - 7.5) = 40322.26 \text{ [kg]} \quad \checkmark$$

En la punta



$$q = 4605.91899 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$M_{\max} = 4605.92 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1/2 + 1/2 \cdot 1 \cdot (7694.58 - 4605.92) \cdot 1 \cdot 1/3 = 2817.74 \quad [\text{kg}\cdot\text{m}]$$

$$V_{\max} = 4605.92 \cdot 1 \cdot 1 + 1/2 \cdot 2 \cdot (7694.58 - 3838.27) \cdot 1 = 6150.25 \quad [\text{kg}]$$

Verificación por cortante

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot (0.4 \cdot 100 - 4) = 40322.26 \quad [\text{kg}]$$



2. Calculo del acero

Pantalla

$$M_u = 630000.00 \quad [\text{kg}\cdot\text{cm}] \quad (\text{Se considero un aumento del 40\%})$$

$$b = 100.00 \quad [\text{cm}]$$

$$d = 36.00 \quad [\text{cm}]$$

a. Acero principal vertical

Cara interior

$$a_i = 1.11 \quad [\text{cm}]$$

$$A_s = 4.70 \quad [\text{cm}^2]$$

$$a = 1.11 \quad [\text{cm}]$$

$$A_{s_{\min}} = 5.40 \quad [\text{cm}^2] \quad (\text{Cuantia de 0.0015})$$

$$A_{s_{\text{diseño}}} = 5.40 \quad [\text{cm}^2]$$

$$\text{Diam} = 1/2 \quad [\text{in}]$$

$$S = 23.52 = 20 \quad [\text{cm}] \quad (\text{Hasta la tercera parte de la altura de la pantalla})$$

$$S = 47.04 = 40 \quad [\text{cm}] \quad (\text{Toda la pantalla})$$

Cara exterior

$$A_{s_{\min}} = 4.32 \quad [\text{cm}^2] \quad (\text{Cuantia de 0.0012})$$

$$\text{Diam} = 1/2 \quad [\text{in}]$$

$$S = 29.40 = 25 \quad [\text{cm}]$$

b. Acero secundario horizontal

- Tercio inferior

$$d = 36.00 \quad [\text{cm}]$$

$$A_{s_{\min}} = 7.20 \quad [\text{cm}^2] \quad (\text{Cuantia de 0.0020})$$

Cara interior

$$1/3 A_{sh} = 2.40$$

$$\text{Diam} = 3/8 \quad [\text{in}]$$

$$S = 29.58 = 25 \quad [\text{cm}]$$

Cara exterior

$$\begin{aligned}
 2/3 \text{ Ash} &= 4.80 \\
 \text{Diam} &= 3/8 \text{ [in]} \\
 S &= 14.79 = 15 \text{ [cm]}
 \end{aligned}$$

- Tercio intermedio

$$\begin{aligned}
 d &= 30.00 \text{ [cm]} \\
 A_{s_{\min}} &= 6.00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad (\text{Cuantía de } 0.0020)
 \end{aligned}$$

Cara interior

$$\begin{aligned}
 1/3 \text{ Ash} &= 2.00 \\
 \text{Diam} &= 3/8 \text{ [in]} \\
 S &= 35.50 = 35 \text{ [cm]}
 \end{aligned}$$

Cara exterior

$$\begin{aligned}
 2/3 \text{ Ash} &= 4.00 \\
 \text{Diam} &= 3/8 \text{ [in]} \\
 S &= 17.75 = 20 \text{ [cm]}
 \end{aligned}$$

- Tercio superior

$$\begin{aligned}
 d &= 20.00 \text{ [cm]} \\
 A_{s_{\min}} &= 4.00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad (\text{Cuantía de } 0.0020)
 \end{aligned}$$

Cara interior

$$\begin{aligned}
 1/3 \text{ Ash} &= 1.33 \\
 \text{Diam} &= 3/8 \text{ [in]} \\
 S &= 53.25 = 40 \text{ [cm]}
 \end{aligned}$$

Cara exterior

$$\begin{aligned}
 2/3 \text{ Ash} &= 2.67 \\
 \text{Diam} &= 3/8 \text{ [in]} \\
 S &= 26.63 = 25 \text{ [cm]}
 \end{aligned}$$

Zapata

a. Acero en el talon

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= 1323796.17 \text{ [kg}\cdot\text{cm]} && \text{(Se considero un aumento del 40\%)} \\
 \text{b} &= 100.00 \text{ [cm]} \\
 \text{d} &= 52.50 \text{ [cm]} \\
 \text{ai} &= 1.59 \text{ [cm]} \\
 \text{As} &= 6.77 \text{ [cm}^2\text{]} \\
 \text{a} &= 1.59 \text{ [cm]} \\
 \text{As}_{\text{min}} &= 9.45 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{(Cuantia de 0.0018)} \\
 \text{As}_{\text{diseño}} &= 9.45 \text{ [cm}^2\text{]} \\
 \text{Diam} &= 5/8 \text{ [in]} \\
 \text{S} &= 20.95 = 20 \text{ [cm]}
 \end{aligned}$$

b. Acero en la punta

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= 394483.20 \text{ [kg}\cdot\text{cm]} && \text{(Se considero un aumento del 40\%)} \\
 \text{b} &= 100.00 \text{ [cm]} \\
 \text{d} &= 52.50 \text{ [cm]} \\
 \text{ai} &= 0.47 \text{ [cm]} \\
 \text{As} &= 2.00 \text{ [cm}^2\text{]} \\
 \text{a} &= 0.47 \text{ [cm]} \\
 \text{As}_{\text{min}} &= 9.45 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{(Cuantia de 0.0018)} \\
 \text{As}_{\text{diseño}} &= 9.45 \text{ [cm}^2\text{]} \\
 \text{Diam} &= 5/8 \text{ [in]} \\
 \text{S} &= 20.95 = 20 \text{ [cm]}
 \end{aligned}$$

b. Acero transversal en toda la zapata

$$\begin{aligned}
 \text{b} &= 100.00 \text{ [cm]} \\
 \text{d} &= 52.50 \text{ [cm]} \\
 \text{As}_{\text{min}} &= 9.45 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{(Cuantia de 0.0018)} \\
 \text{As}_{\text{diseño}} &= 9.45 \text{ [cm}^2\text{]} \\
 \text{Diam} &= 5/8 \text{ [in]} \\
 \text{S} &= 20.95 = 20 \text{ [cm]}
 \end{aligned}$$

3. Resumen

Pantalla		
As _v	Interior	∅ 1/2 @ 0.2m (Tercera parte de la pantalla)
	Exterior	∅ 1/2 @ 0.4m (Toda la pantalla)
As _h	Interior	∅ 3/8 @ 0.25m (Tercio inferior)
		∅ 3/8 @ 0.35m (Tercio intermedio)
		∅ 3/8 @ 0.4m (Tercio superior)
	Exterior	∅ 3/8 @ 0.15m (Tercio inferior)
		∅ 3/8 @ 0.2m (Tercio inferior)
		∅ 3/8 @ 0.25m (Tercio inferior)

Zapata		
As _{long}	Talon	∅ 5/8 @ 0.2m
	Punta	∅ 5/8 @ 0.2m
As _{tr}		∅ 5/8 @ 0.2m

Elección de la medida estructural más adecuada

Para la comparación económica de las medidas estructurales se consideró netamente el gasto en la construcción de los elementos, obviando, por ejemplo, el transporte, mano de obra, disponibilidad de los materiales, ensayos, controles de calidad, gastos locales de ubicación, entre otros; sin embargo, se menciona alguno de estos factores de manera indirecta en la elección de la medida estructural más adecuada.

Para la elección de los precios unitarios se ha usado como referencia al sitio web de CYPE Ingenieros del Perú [36]. A continuación, se presenta los gastos para la construcción de las diversas medidas estructurales por 1 metro cubico.

Figura 132: Gastos en 1 metro cubico de terraplén

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
Materiales				
m ³	Material de aportación, para formación de terraplenes.	1.000	18.95	18.95
			Subtotal materiales:	18.95
Equipos				
h	Pala cargadora sobre neumáticos de 120 kW/1,9 m ³ .	0.030	130.71	3.92
h	Camión basculante de 10 t de carga, de 147 kW.	0.045	107.08	4.82
h	Motoniveladora de 141 kW.	0.015	220.21	3.30
h	Compactador monocilíndrico vibrante autopropulsado, de 129 kW, de 16,2 t, anchura de trabajo 213,4 cm.	0.045	202.41	9.11
h	Camión cisterna, de 8 m ³ de capacidad.	0.020	130.22	2.60
			Subtotal equipos:	23.75
Mano de obra				
h	Peón de construcción.	0.086	16.50	1.42
			Subtotal mano de obra:	1.42
Herramientas				
%	Herramientas	2.000	44.12	0.88
			Costos directos (1+2+3+4):	45.00

Fuente 191: CYPE Ingenieros Perú

Figura 133: Gastos en 1 metro cubico de gaviones

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
Materiales				
Ud	Gavión de 2000x1000x1000 mm de malla de doble torsión, hexagonal, de 50x70 mm, de alambre de acero galvanizado de 2 mm de diámetro.	0.525	85.38	44.82
m	Tablón de madera de pino, de 20x7,2 cm.	0.300	15.50	4.65
kg	Clavos de acero.	0.075	4.59	0.34
Ud	Puntal metálico telescópico, de hasta 3 m de altura.	0.010	47.21	0.47
m	Cable de acero de 2 mm de diámetro, para sujeción de malla de doble torsión.	1.750	3.93	6.88
m ³	Piedra caliza de granulometría comprendida entre 70 y 250 mm, con desgaste en el ensayo de Los Ángeles < 50.	1.100	61.49	67.64
			Subtotal materiales:	124.80
Equipos				
h	Retroexcavadora hidráulica sobre neumáticos, de 105 kW.	0.089	149.84	13.34
h	Camión basculante de 12 t de carga, de 162 kW.	0.075	129.86	9.74
			Subtotal equipos:	23.08
Mano de obra				
h	Operario de construcción de obra civil.	0.471	24.72	11.64
h	Oficial de construcción de obra civil.	2.351	17.15	40.32
			Subtotal mano de obra:	51.96
Herramientas				
%	Herramientas	2.000	199.84	4.00
			Costos directos (1+2+3+4):	203.84

Fuente 192: CYPE Ingenieros Perú

Figura 134: Gastos en 1 metro cubico de muros de contención en voladizo

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
Materiales				
Ud	Separador homologado para muros.	8.000	0.18	1.44
kg	Acero en varillas corrugadas, Grado 60 (fy=4200 kg/cm ²), de varios diámetros, según NTP 339.186 y ASTM A 706.	22.440	3.06	68.67
kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0.286	4.44	1.27
m	Tubo de PVC, serie B, de 75 mm de diámetro y 3 mm de espesor, con extremo abocardado.	0.050	11.75	0.59
m ³	Agua.	0.199	4.44	0.88
m ³	Arena cribada.	0.499	40.50	20.21
m ³	Agregado grueso homogeneizado, de tamaño máximo 12,5 mm.	0.624	55.08	34.37
kg	Cemento gris en sacos.	444.622	0.44	195.63
			Subtotal materiales:	323.06
Equipos				
h	Mezcladora de concreto.	0.630	5.46	3.44
			Subtotal equipos:	3.44
Mano de obra				
h	Operario herrero.	0.358	25.72	9.21
h	Oficial herrero.	0.456	17.84	8.14
h	Oficial de construcción de obra civil.	1.295	17.15	22.21
h	Operario de construcción de obra civil.	1.357	24.72	33.55
			Subtotal mano de obra:	73.11
Herramientas				
%	Herramientas	2.000	399.61	7.99
			Costos directos (1+2+3+4):	407.60

Fuente 193: CYPE Ingenieros Perú

En base a los precios y actividades mostradas anteriormente se obtuvo la siguiente breve comparación económica por 1 metro de construcción longitudinal de las estructuras.

Tabla 60: Gastos en construcción por metro lineal de terraplenes

Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
1. Terraplen				
1.1 Actividades preliminares				
1.1.1 Limpieza y desbroce del terreno	M2	13.50	13.37	180.50
1.1.2 Movimiento de tierras				
1.1.2.1 Excavación manual de zanja para cimentación	M3	20.25	4.59	92.95
1.2 Estructura				
1.2.1 Material de aportación para la formación de los terraplenes	M3	30.00	18.95	568.50
1.2.2 Pala cargadora neumáticos de 120kW/1.9m ³	H	1.00	130.71	130.71
1.2.3 Camión basculante de 10 t de carga, de 147 kW	H	1.35	107.08	144.56
1.2.4 Motoniveladora de 141 kW	H	1.00	220.21	220.21
1.2.5 Compactador monocilíndrico vibrante autopropulsado, de 129 kW, de 16,2 t	H	2.00	202.41	404.82
1.2.6 Camión cisterna, de 8 m ³ de capacidad	H	1.00	130.22	130.22
COSTO DIRECTO S/				1872.46

Fuente 194: Elaboración propia

Tabla 61: Gastos en construcción por metro lineal de gaviones

Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
2. Gaviones				
2.1 Actividades preliminares				
2.1.1 Limpieza y desbroce del terreno	M2	4.00	13.37	53.48
2.1.2 Movimiento de tierras				
2.1.2.1 Excavación manual de zanja para cimentación	M3	6.00	4.59	27.54
2.2 Estructura				
2.2.1 Extracción de piedra de río	M3	12.00	100	1200
2.2.2 Caja de malla de triple torsión hexagonal de acero galvanizado	UND	10.00	86	860
2.2.3 Cable de acero de 2 mm para sujeción de malla triple torsión	M	9.00	3.2	28.8
2.2.4 Piedra caliza de granulometría comprendida entre 100 y 200 mm	M3	8.00	56.84	454.72
COSTO DIRECTO S/				2624.54

Fuente 195: Elaboración propia

Tabla 62: Gastos en construcción por metro lineal de muros de contención en voladizo

Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
3. MURO EN VOLADIZO				
3.1 Actividades preliminares				
3.1.1 Limpieza y desbroce del terreno	M2	3.40	13.37	45.46
3.1.2 Movimiento de tierras				0.00
3.1.2.1 Excavación manual de zanja para cimentación	M3	20.25	20	405.00
3.2 Estructura				
3.2.1 Concreto				
3.2.1.1 Arena	M3	1.83	40.5	73.92
3.2.1.2 Piedra chancada 1/2"	M3	1.86	55.08	102.47
3.2.1.3 Cemento	BLS	35.00	21.7	759.50
3.2.2 Acero en barras corrugadas, Grado 60 (fy=4200 kg/cm ²), diámetros varios	KG	92.68	3.06	283.61
3.2.3 Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro	KG	1.00	4.44	4.46
3.2.4 Mezcladora de concreto	H	2.21	5.46	12.07
COSTO DIRECTO S/				1686.48

Fuente 196: Elaboración propia

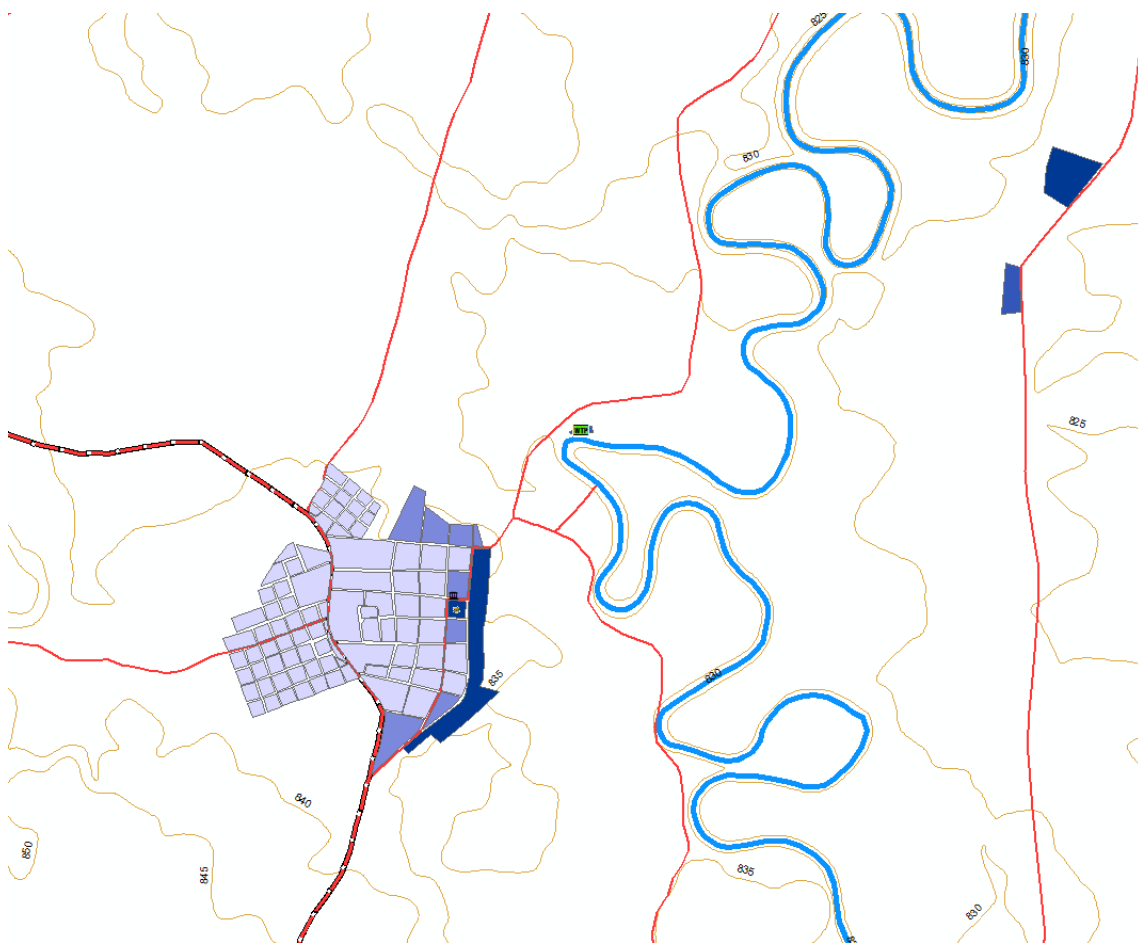
De las tres alternativas de propuestas estructurales la que resulto mejor viablemente económica fue los muros de contención en voladizo. Por lo tanto, se seleccionó como recomendación esta alternativa de mitigación estructural, además se ha considerado su volumen compacto, tiempos de mantenimiento y permeabilidad.

Medidas no estructurales

Mapa de riesgo

La etapa de caracterización de la amenaza ya se realizó con los mapas de inundaciones es por ello que, en base al mapa de inundación para el periodo de retorno de 100 años, (el cual fue elegido para las medidas estructurales) se realizó el mapa de vulnerabilidad, que se muestra a continuación, para una mejor visualización se recomienda ir a los Anexos.

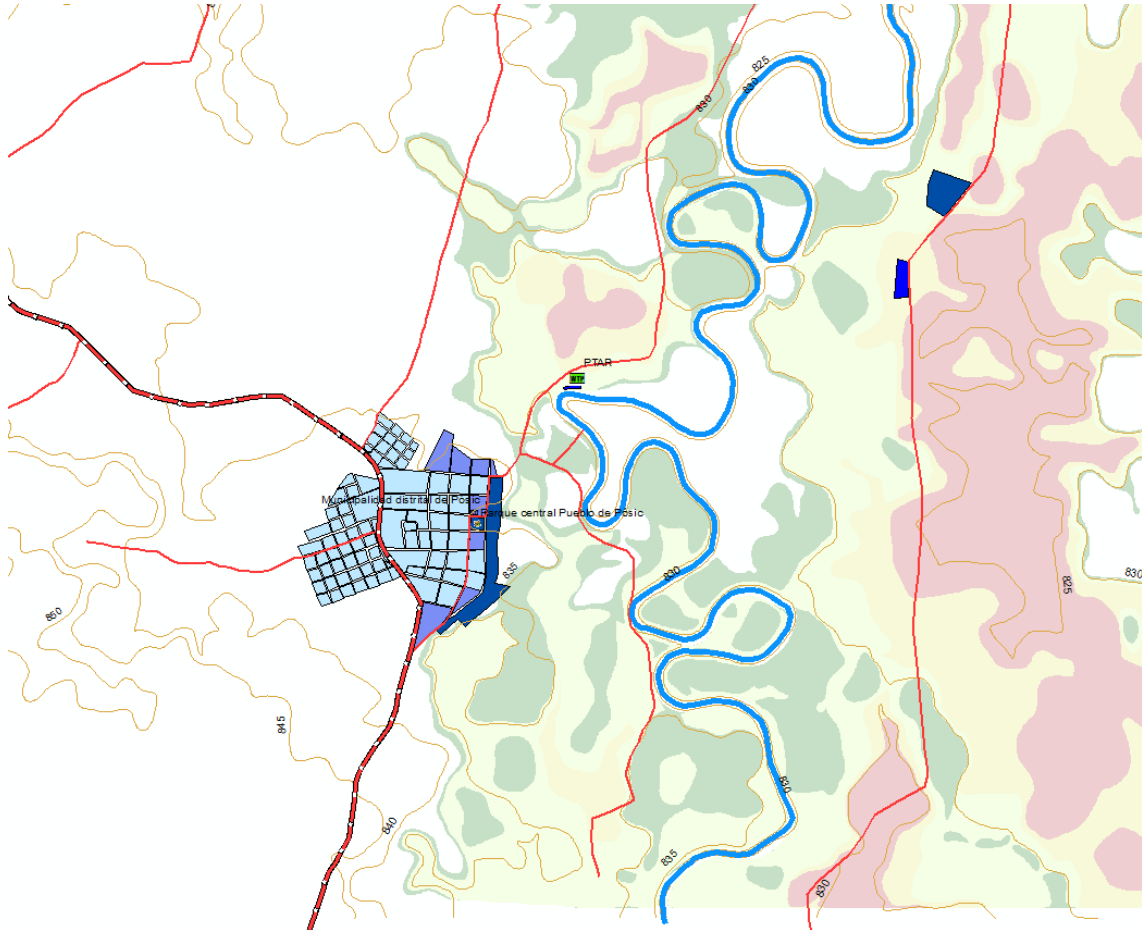
Figura 135: Mapa de vulnerabilidad para un periodo de retorno de 100 años



Fuente 197: Elaboración propia

Y por último el mapa de riesgo obtenido de la suma de la caracterización de la amenaza y vulnerabilidad fue el mostrado a continuación, para una mejor visualización se recomienda ir a los Anexos.

Figura 136: Mapa de riesgo para un periodo de retorno de 100 años



Fuente 198: Elaboración propia

Discusión

- Para la representación del terreno se usó un DEM del satélite ALOS PALSAR debido a su mejor precisión en comparación con otros medios, tales como cartas naves, cartografía, entre otros. De manera similar en el proyecto titulado “Simulación hidráulica con fines de estimación de las áreas inundables del Yuracyacu de la ciudad de Nueva Cajamarca – Rioja – San Martín” se usó el mismo satélite para la representación del terreno.
- Se realizó el reacondicionamiento del DEM, en el programa HEC – HMS, de manera similar en el artículo “Carving and adaptive drainage enforcement of grid digital elevation models” en el cual describe la manera técnica de realizar este reacondicionamiento del terreno para adaptar el flujo real en DEM de baja calidad o por planicies topográficas.
- En cuanto al modelamiento hidráulico en HEC – RAS, se realizó el análisis en 2D, debido a la geometría y tipo de río del estudio. Al igual que el proyecto “Modelación hidrológica e hidráulica bidimensional del río Cabanillas tramo Puente – Bocatoma Cabanilla, utilizando el modelo HEC – RAS 2D” y “Modelo bidimensional de inundación urbana de la ciudad de Azul (Argentina) con herramientas de uso libre”, se optaron por usar el mismo tipo de análisis en dos dimensiones.
- Las medidas de contención estructural que mejor funcionaron en este tipo de río, es decir meándricos, son los llamados bordos longitudinales. Según el autor José Antonio Maza Álvarez en su presentación titulada “Construcción de bordos de encauzamiento y protección marginal de ríos” hace alusión a la afirmación mencionada anteriormente.

Conclusiones

- Se recopiló la información referente a datos de precipitaciones y caudales; los cuales fueron otorgados por la ALA de la ciudad de Rioja. El DEM fue obtenido de la base de datos de la NASA, del satélite ALOS PALSAR y por último el EMS fue otorgado por la Municipalidad de Pósito.
- Se calcularon los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Tónchima, obteniendo un área aproximada de 1473.08 kilómetros cuadrados y un perímetro de 251.65 kilómetros. Además, se subdividió la cuenca en 10 microcuencas para un mejor análisis y control.
- Para los periodos de retorno de 50, 100 y 500 años se obtuvo un caudal pico de 927.50, 1215.20 y 1865.60 metros cúbicos por segundo respectivamente según el modelo hidrológico en el programa HEC – HMS.
- Se desarrolló el modelamiento hidráulico en el programa HEC – RAS del río Tónchima desde el tramo del centro poblado de Pósito hasta el caserío Bajo Tónchima obteniendo una altura de inundación que varió entre 1 y 9 metros para los periodos de retorno de 50, 100 y 500 años, con los cuales se elaboraron mapas de inundación.
- En base a los mapas de inundación se identificó el área crítica para realizar el prediseño de las medidas de contención de inundaciones estructurales. Con el levantamiento topográfico se comprobó que esta es plana en toda su extensión.
- Se propusieron tres tipos de medidas de contención estructural, terraplenes, gaviones y muros de contención en voladizo. Se realizó un prediseño y se realizó una pequeña comparación para elegir la más idónea. De estos tres tipos de contención estructural para inundaciones la más idónea fue los muros de contención en voladizo, debido a su compactibilidad y por ser la más económica en comparación con los demás. Para las medidas no estructurales se creó un mapa de riesgo para un periodo de retorno de 100 años.

Recomendaciones

- Realizar batimetría de todo el tramo del río de estudio.
- Realizar un análisis de transporte de sedimentos.
- Obtener caudales de entrada y salida para una mejor representación en el modelo hidrológico e hidráulico.
- Para obtener resultados más precisos se recomienda considerar el aporte de inundabilidad del río Mayo, el cual es muy probable que afecte a la parte final del tramo de estudio de este proyecto.
- Se recomienda realizar la simulación hidráulica con hardware especializado con tiempos de intervalos menor a los usados en este proyecto.
- Para diseños definitivos se recomienda realizar un análisis hidráulico a gran escala con la topografía a detalle de la misma.
- Para el diseño definitivo de las estructuras de mitigación se recomienda comparar a detalle las medidas propuestas en este proyecto, incluyendo los parámetros obviados en el prediseño presentado en este proyecto.
- Como la PTAR está en una zona crítica, cualquier medida estructural que se construya en la actual ubicación según los mapas de inundación y la simulación hidráulica no funcionara adecuadamente. Este estudio recomienda que se reubique la PTAR en base a los mapas de inundación obtenidos.

Referencias

- [1] J. C. Mora Chaparro, Inundaciones. Ciencias de la tierra para la sociedad, Ciudad de México: Insituto de Geofísica, 2008.
- [2] Servicio Nacional de Metereología e Hidrología del Perú, El fenómeno El Niño en el Perú, Lima: Ministerio del Ambiente, 2014.
- [3] Instituto Nacional de Estadística e Informática, Perú: Anuario de estadísticas ambientales, Lima, 2020.
- [4] Agencia de Cooperación Internacional del Japón, Estudio Básico de la Demanda de Control de Inundaciones en la República del Perú, Lima: CTI Engineering International Co., 2017.
- [5] J. Cok Moura, «Loreto: Autoridades anuncian fin de la creciente pero sigue la emergencia,» *Correo*, 24 Abril 2012.
- [6] Instituto Nacional de Estadística e Informática, Resultados definitivos de los censos nacionales 2017, San Martín, Lima: INEI, 2018.
- [7] J. Maco Garcia, Hidrografía. Zonificación ecológica económica de la región de San Martín, Rioja: Grupo técnico de ZEE, 2003.
- [8] G. Collazos, I. Villanueva, N. Briceño, G. Cazenave, C. Guevara y M. Blanco, «Modelo bidimensional de inundación urbana de la ciudad de Azul (Argentina) con herramientas de uso libre,» *Comisión de Investigaciones Científicas*, 2018.
- [9] W. E. Lluén Chero, Artist, *Aplicación de la nueva herramienta HEC-RAS 5.0 para cálculos bidimensionales del flujo de agua en ríos*. [Art]. Universitat Politècnica de Catalunya, 2015.
- [10] M. Quiroga, S. Kurea, K. Udo y A. Manoa, «Application of 2D numerical simulation for the analysis of the February 2014 Bolivian Amazonia flood: Application of the new HEC-RAS version 5,» *Revista iberoamericana del agua*, 2017.
- [11] S. O. Selman y O. Fevzi, «Flood Analysis with HEC-RAS: A Case Study of Tigris River,» *Hindawi*, 2019.

- [12] D. Lea, K. Yeonsu y A. Hyunuk, «Case Study of HEC-RAS 1D–2D Coupling Simulation: 2002 Baeksan Flood Event in Korea,» *Multidisciplinary Digital Publishing Institute*, 2019.
- [13] L. M. Mamani Mamani, Artist, *Modelación hidrológica e hidráulica bidimensional del río Cabanillas tramo puente-Bocatoma Cabanilla, utilizando el modelo HEC-RAS 2D*. [Art]. Universidad Nacional del Altiplano de Puno, 2020.
- [14] M. J. Gutiérrez Reynaga, Artist, *Comparación de los modelos hidráulicos unidimensional y bidimensional en el análisis de inundaciones en el río Virú*. [Art]. Universidad nacional agraria La Molina, 2018.
- [15] R. Mamani Mamani y D. Llanchipa Ramirez, Artists, *Definición de zonas de inundación mediante el modelo de simulación Hec-Ras en la cuenca baja del río Coata - Puno*. [Art]. Universidad peruana Unión, 2020.
- [16] C. E. Huancas Huancas, Artist, *Modelamiento Hidráulico con Hec-ras para la prevención de Inundaciones desde el km 44+100 al km 49+100 en el Río Reque*. [Art]. Universidad César Vallejo, 2019.
- [17] J. F. Loyala Morales, Artist, *Evaluación del riesgo por inundación en la quebrada del cauce del Río Grande, tramo desde el Puente Candopata hasta el Puente Cumbicus de la ciudad de Huamachuco, Provincia de Sánchez Carrión – La Libertad*. [Art]. Universidad César Vallejo, 2019.
- [18] Organización Metereológica Mundial, *Glosario hidrológico internacional*, Ginebra: Organización de las Naciones Unidas, 2012.
- [19] Instituto de Hidrología, Metereología y Estudios Ambientales, *Guía metodológica para la elaboración de mapas de inundación*, Bogotá: IDEAM, 2017.
- [20] Programa Naciones Unidas para el Desarrollo, *Manual para la elaboración de mapas de riesgo*, Buenos Aires, 2017.
- [21] EIRD, *Marco de acción para la aplicación de la estrategia internacional de reducción de desastres*, United Nations, 2001.

- [22] J. Gentili y G. Angeles, Cartografía general y temática, Bahía Blanca: Universidad Nacional del Sur, 2010.
- [23] W. Chereque Morán, Hidrología para estudiantes de ingeniería civil, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 1989.
- [24] Organización Meteorológica mundial, «Public WMO,» 2019. [En línea]. Available: <https://public.wmo.int/es/acerca-de-la-omm/preguntas-frecuentes>. [Último acceso: 13 Abril 2021].
- [25] L. L. Weiss, «Ratio of True to Fixed-Interval Maximum Rainfall,» *Journal of the Hydraulics Division*, pp. 77-82, 1964.
- [26] Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Manual de hidrología, hidráulica y drenaje, Lima, 2018.
- [27] Autoridad Nacional del Agua, Generación del mapa temático de Curva Número (CN), Lima: SNIRH, 2015.
- [28] J. P. Villarroya, H. D. Farias y M. E. Amarilla, «Estimación del parámetro hidrológico del Número de Curva NC: Automatización del cálculo mediante SIG y nuevas fuentes de información cartográfica. Caso del área urbana del Pozo Hondo,» *IX Jornadas de Ciencia y Tecnología de Facultades de Ingeniería del NOA*, 2013.
- [29] C. Brieva, Caracterización de cuencas, San Rafael, Mendoza: INTA EEA Rama Caída, 2018.
- [30] A. Rocha Felices, Introducción a la Hidráulica fluvial, Lima: UNI, 1998.
- [31] V. Te Chow, Hidraulica en canales abiertos, Illiones: McGRAW-HILL, 2004.
- [32] F. A. Sarría, Sistemas de Información Geográfica, Madrid.
- [33] ArcGIS, «Learn ArcGIS,» Junio 2021. [En línea]. Available: <https://learn.arcgis.com/es/related-concepts/digital-elevation-models.htm>. [Último acceso: 13 Enero 2022].
- [34] Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU., «CEIWR - HEC,» [En línea]. Available: <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>. [Último acceso: 13 Marzo 2022].

- [35] J. A. Maza Álvarez, Construcción de bordos de encauzamiento y protección marginal de ríos, Tabasco, 2009.
- [36] Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Manual de carreteras, Lima, 2013.
- [37] Asociación Española de la Carretera, «Wikivia la enciclopedia de la carretera,» 15 Marzo 2011. [En línea]. Available: [http://www.wikivia.org/wikivia/index.php?title=Terrapl%C3%A9n_\(proyecto\)](http://www.wikivia.org/wikivia/index.php?title=Terrapl%C3%A9n_(proyecto)). [Último acceso: 2 Mayo 2022].
- [38] CYPE Ingenieros Perú, «Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción,» 4 Enero 2021. [En línea]. Available: http://www.peru.generadordeprecios.info/espacios_urbanos/Cimentaciones/Muros_de_contencion. [Último acceso: 23 Mayo 2022].
- [39] Real academia española, Diccionario de la lengua española.
- [40] Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU., «CEIWR - HEC,» [En línea]. Available: <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>. [Último acceso: Marzo 13 2022].
- [41] G. Mundaca Tarrillo, Simulación hidráulica con fines de estimación de áreas inundables del río Yuracyacu en la ciudad de Nueva Cajamarca - Rioja - San Martín, Jaén: Universidad Nacional de Jaén, 2020.
- [42] J. V. Pierre Soille y R. Colombo, Carving and adaptive drainage enforcement of grid digital elevation models, Water Resources Research, 2003.

Anexos

- Anexo N°01: Documentos previos
- Anexo N°02: Permisos y solicitudes
- Anexo N°03: Inundación evidencia
- Anexo N°04: Estudio topográfico
- Anexo N°05: Estudio de Mecánica de suelos
- Anexo N°06: Mapas
- Anexo N°07: Planos