

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO
BIDIMENSIONAL DEL RÍO MARAÑÓN SECTOR PUENTE TINGO
CHICO. CARRETERA HUÁNUCO-CONOCOCHA”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO AGRÍCOLA**

GUSTAVO ENRIQUE BOLIVAR BELLO

LIMA – PERÚ

2020

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

**“MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO
BIDIMENSIONAL DEL RÍO MARAÑÓN SECTOR PUENTE TINGO
CHICO. CARRETERA HUÁNUCO-CONOCOCHA”**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

Presentado por:

BACH. GUSTAVO ENRIQUE BOLIVAR BELLO

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Mg. Sc. GONZALO RAMCÉS FANO MIRANDA
Presidente

Dr. EDUARDO ABRAHAM CHÁVARRI VELARDE
Miembro

Mg. Sc. TERESA OLINDA VELÁSQUEZ BEJARANO
Miembro

Mg. Sc. RICARDO APACLA NALVARTE
Asesor

LIMA -PERÚ
2020

DEDICATORIA

A mi abuelita Anastasia.

Te fuiste muy joven, pero sé que desde el cielo guías mis pasos.

A mi Tía Isidora

Aún es difícil asimilar que ya no estas entre nosotros, te agradezco por haberme compartido tus historias y por tus sabios consejos que siempre llevo conmigo.

A mi padre Félix y mi madre Silvia.

Les debo todo lo que soy, siempre estaré muy agradecido por todo el esfuerzo y el sacrificio que hicieron para que yo pudiera estudiar. Por hacerme un hombre de bien y enseñarme que lo más importante es la familia.

A mis queridas hermanas María Isabel y Carolina.

Por todos los momentos que hemos pasado en familia, por su gran cariño y apoyo.

A mis queridos sobrinos Daniel y Edson.

Desde sus nacimientos fueron uno de los principales motivos para salir adelante.

A mi hermosa novia Malu Vianne.

Por el gran amor que nos tenemos, por todos los momentos que hemos pasado juntos, tus incontables palabras de ánimo y por nuestros planes a futuro.

AGRADECIMIENTOS

A la universidad nacional agraria la molina, a la facultad de ingeniería agrícola y a todos los profesores por los conocimientos adquiridos en la etapa universitaria.

A mi asesor el Mg. Sc. Ricardo Apacla Nalvarte, por su apoyo, sugerencias y compartir sus conocimientos para la culminación de esta tesis.

Al presidente y miembros del jurado por sus revisiones y observaciones para mejorar la presente investigación.

A mi familia que siempre me apoyo, siempre les estaré muy agradecido.

ÍNDICE GENERAL

I. INTRODUCCIÓN	1
1.1 OBJETIVO GENERALES	2
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
II. REVISIÓN DE LITERATURA	3
2.1 CUENCA HIDROLÓGICA	3
2.1.1 Parámetros geomorfológicos de la cuenca.....	3
2.2 PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS.....	4
2.3 ANÁLISIS EXPLORATORIO DE DATOS (AED)	5
2.3.1 Diagrama de cajas (Box Plot).....	5
2.3.2 Prueba de dato dudoso (Water Resources Council)	5
2.4 ANÁLISIS DE ESTACIONARIEDAD	6
2.4.1 Test de Mann-Kendall.....	7
2.4.2 Test de Free CUSUM.....	7
2.4.3 Test de Buishand range	8
2.5 ANÁLISIS DE FRECUENCIA	8
2.5.1 Distribuciones de probabilidad para las variables hidrológicas	8
2.6 PRUEBA DE BONDAD	11
2.6.1 test de Kolmogorov – Smirnov	11
2.7 TIEMPO DE RETORNO (TR).....	11
2.8 TORMENTA DE DISEÑO	13
2.7.1 Relación de intensidad – duración – frecuencia.....	13
2.9 PRECIPITACIÓN TOTAL Y DISEÑO.....	16
2.9.1 Método SCS para abstracciones	16
2.10 HIDROGRAMA DE DISEÑO	18
2.10.1 Hidrograma unitario sintético.....	18

2.11 TRANSITO DE ONDAS	20
2.11.1 Método de Muskingum-Cunge.....	20
2.12 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	21
2.13 MODELO HIDROLÓGICO	22
2.13.1 Modelación hidrológica de cuenca con HEC-HMS	22
2.14 MODELO HIDRÁULICO.....	25
2.14.1 Modelo bidimensional en HEC-RAS 2D	25
2.14.2 Modelo bidimensional en IBER	31
2.15 HIDRÁULICA DE PUENTES	36
2.15.1 Afectación del régimen existente por obstrucción de un puente.....	36
2.15.2 Emplazamiento de un puente	38
2.15.3 Alineación de un puente	39
2.15.4 Dimensionamiento del gálibo.....	40
2.15.5 socavación en puentes	41
III. MATERIALES Y MÉTODOS	50
3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	50
3.1.1 Ubicación geográfica.....	51
3.1.2 Ubicación política	51
3.1.3 Ubicación de las estaciones pluviométricas e hidrométricas	53
3.1.4 Características hidrológicas de la zona del puente.....	54
3.1.5 Características hidráulicas de la zona de emplazamiento del puente.....	55
3.2 MATERIALES Y EQUIPOS	57
3.3 METODOLOGÍA	58
3.3.1 Recopilación de información	58
3.3.2 Trabajo de campo	58
3.3.3 Procesamiento de la información	58
3.3.4 Análisis y tratamiento de la información pluviométrica e hidrométrica.....	60

3.3.5	Análisis de frecuencia	71
3.3.6	Prueba de bondad y ajuste	71
3.3.7	Selección del periodo de retorno (TR)	75
3.3.8	Función de distribución	75
3.3.9	Cálculo de las curvas: Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF)	76
3.3.10	Hietograma de precipitación de diseño – Bloque alterno	89
3.3.11	Determinación de los parámetros geomorfológicos	93
3.3.12	Modelación hidrológica con HEC-HMS	104
3.3.13	Calibración	116
3.3.14	Asignación del coeficiente de rugosidad (n) de acuerdo al uso de suelo	121
3.3.15	Modelación hidráulica bidimensional con HEC-RAS 2D	122
3.3.16	Modelación hidráulica bidimensional con IBER	131
3.3.17	Cálculo de la socavación en puentes	140
VI.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	145
4.1	ANÁLISIS HIDROLÓGICO	145
4.1.4	Modelamiento hidrológico con HEC HMS	145
4.2	MODELAMIENTO HIDRÁULICO	147
4.2.1	Área de inundación	148
4.2.2	Hidrograma de descarga	149
4.2.3	Perfil topográfico del tramo del río Marañón y perfil del nivel máximo del agua	152
4.2.4	Secciones transversales	153
4.2.5	Tirantes máximos	157
4.2.6	Velocidad del flujo	159
4.2.7	Esfuerzo cortante	162
4.2.8	Numero de Froude y régimen de flujo	165
4.3	ZONAS CRÍTICAS	168

4.4 SOCAVACIÓN	170
4.4.1 Socavación general.....	170
4.4.2 Socavación localizada en los estribos	172
4.5 PREDIMENSIONAMIENTO DEL PUENTE PROYECTADO TINGO CHICO .	176
4.5.1 Parámetros hidráulicos en la sección del puente proyectado Tingo Chico	176
4.5.2 Parámetros geométricos para el predimensionamiento del puente proyectado Tingo Chico.....	180
V. CONCLUSIONES	181
VI. RECOMENDACIONES	185
VII. BIBLIOGRAFÍA	186
VIII. ANEXOS	188

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores K_n para la prueba de datos dudosos.....	6
Tabla 2: Valores del periodo de retorno TR (años).....	12
Tabla 3: valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.....	13
Tabla 4: Condiciones de contorno implementadas en los contornos abiertos.....	33
Tabla 5: Esquema y ecuaciones de la condición de contorno interna de compuerta.....	34
Tabla 6: Esquema y ecuaciones de la condición de interna de vertedero.....	34
Tabla 7: Factor de corrección por contracción del cauce μ	43
Tabla 8: Valores del coeficiente correctivo P_α	46
Tabla 9: Valores del coeficiente P_q	46
Tabla 10: Valores del coeficiente correctivo P_R	46
Tabla 11: Coeficiente por forma del estribo K_f	47
Tabla 12: Coordenadas del Puente Proyectoado.....	51
Tabla 13: Estaciones Pluviométricas ubicadas en el área de estudio.....	60
Tabla 14: Estación Hidrométrica ubicadas en el área de estudio.....	61
Tabla 15: Resumen del Test de Mann Kendall para el análisis de tendencia.....	64
Tabla 16: Resumen del Test de Free CUSUM para el análisis de cambio en la media/mediana.....	64
Tabla 17: Resumen del Test de Mann-Kendall y Free CUSUM para la estación Jacas Chico.....	66
Tabla 18: Pp. máx. 24 hr. corregida – Estación Dos de Mayo.....	67
Tabla 19: Pp. máx. 24 hr. corregida – Estación Huallanca.....	68
Tabla 20: Pp. máx. 24 hr. corregida – Estación Jacas chico.....	68
Tabla 21: Pp. máx. 24 hr. corregida – Estación Laguna Surasaca.....	69
Tabla 22: Método Kolmogorov-Smirnov - Estación Huallanca.....	72
Tabla 23: Método Kolmogorov-Smirnov- Estación Jacas chico.....	72
Tabla 24: Método Kolmogorov-Smirnov- Estación Dos de Mayo.....	73
Tabla 25: Método Kolmogorov-Smirnov- Estación Laguna Surasaca.....	73
Tabla 26: Método Kolmogorov-Smirnov- Estación Tingo Chico.....	74
Tabla 27: Resumen de las pruebas de bondad.....	74

Tabla 28: Distribuciones de probabilísticas seleccionadas para cada estación	74
Tabla 29: Vida útil, nivel de riesgo y tiempo de retorno	75
Tabla 30: Resumen de distribución de frecuencia para cada estación	76
Tabla 31: Precipitaciones Max.24 h (mm) por periodos de duración – Estación Huallanca	77
Tabla 32: Intensidades Max. (mm/hr) por periodos de duración – Estación Huallanca	77
Tabla 33: Resultado del Análisis de Regresión – Estación Huallanca	78
Tabla 34: Ecuación de la curva IDF – Estación Huallanca	78
Tabla 35: Intensidades de lluvia – Estación Huallanca	79
Tabla 36: Precipitaciones Max.24 h (mm) por periodos de duración – Estación Jacas Chico	80
Tabla 37: Intensidades Max. (mm/hr) por periodos de duración – Est. Jacas Chico	80
Tabla 38: Resultado del Análisis de Regresión – Estación Jacas Chico	81
Tabla 39: Ecuación de la curva IDF – Estación Jacas Chico	81
Tabla 40: Intensidades de lluvia – Estación Jacas chico	82
Tabla 41: Precipitaciones Max.24 h (mm) por periodos de duración – Estación Dos de Mayo	83
Tabla 42: Intensidades Max. (mm/hr) por periodos de duración – Estación Dos de Mayo	83
Tabla 43: Resultado del Análisis de Regresión – Estación Dos de Mayo.....	84
Tabla 44: Ecuación de la curva IDF – Estación Dos de Mayo.....	84
Tabla 45: Intensidades de lluvia – Estación Dos de Mayo.....	85
Tabla 46: Precipitaciones Max.24 h (mm) por periodos de duración – Estación Laguna Surasaca.....	86
Tabla 47: Intensidades Max. (mm/hr) por periodos de duración – Estación Laguna Surasaca	86
Tabla 48: Resultado del Análisis de Regresión – Estación Laguna Surasaca.....	87
Tabla 49: Ecuación de la curva IDF – Estación Laguna Surasaca	87
Tabla 50: Intensidades de lluvia – Estación Laguna Surasaca	88
Tabla 51: Hietograma de Precipitación TR=200 años – Estación Huallanca.....	89
Tabla 52: Hietograma de Precipitación TR=200 años – Estación Jacas Chico.....	90
Tabla 53: Hietograma de Precipitación TR=200 años – Estación Dos de Mayo	91

Tabla 54: Hietograma de Precipitación TR=200 años – Estación Laguna Surasaca.....	92
Tabla 55: Parámetros geomorfológicos de las subcuencas	94
Tabla 56: Parámetros geomorfológicos de la cuenca delimitada	94
Tabla 57: Pesos de precipitación de las estaciones pluviométricas.....	108
Tabla 58: Validación de la curva número (CN)	112
Tabla 59: Hidrograma Unitario Adimensional	113
Tabla 60: Parámetros geomorfológicos requeridos para calcular el Tc	114
Tabla 61: Hidrograma Unitario de diseño para un Tr= 200 años	115
Tabla 62: Parámetros de granulométricos del río Marañón aledaño al puente	117
Tabla 63: Rugosidad del cauce estimado por fórmulas empíricas	118
Tabla 64: Valores de coeficientes de rugosidad	121
Tabla 65: Áreas de inundación generadas en IBER y HEC-RAS 2D	149
Tabla 66: Resumen de caudales máximos para cada sección de control.....	152
Tabla 67: Resumen de los niveles promedios del agua para cada sección de control.....	156
Tabla 68: Resumen de los tirantes máximos de inundación.....	159
Tabla 69: Resumen de la velocidad máxima del agua.....	162
Tabla 70: Resumen de los esfuerzos cortantes	165
Tabla 71: Resumen de números de Froude	168
Tabla 72: Resumen de profundidad de socavación general y contracción.....	170
Tabla 73: Resultados de profundidad de socavación loca en los estribos	172
Tabla 74: Parámetros hidráulicos en la sección del puente proyectado	176
Tabla 75: Parámetros del predimensionamiento del puente proyectado Tingo Chico	180

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Diagrama de cajas (Box Plot)	5
Figura 2: Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil	12
Figura 3: Curvas IDF	14
Figura 4: Hietograma de diseño – Método del bloque alterno	15
Figura 5: Abstracciones y precipitación efectiva	16
Figura 6: CN de escorrentía para uso selecto de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a=0.2S$)	18
Figura 7: Hidrograma unitario triangular	19
Figura 8: Hidrograma unitario adimensional SCS	20
Figura 9: Representación esquemática del comportamiento hidrológico de una cuenca	22
Figura 10: Descripción de los modelos hidrológicos	23
Figura 11: Método de cálculo para Subcuencas	24
Figura 12: Descripción de los métodos meteorológicos.....	24
Figura 13: Ingreso de información de componentes	25
Figura 14: Cuadrícula cartesiana y cuadrícula computacional	27
Figura 15: Representación de la estructura de malla.....	29
Figura 16: Derivada direccional entre celdas	30
Figura 17: Celda y celda dual por volúmenes finitos	31
Figura 18: Esquema y ecuaciones de la condición de contorno interna de compuerta	33
Figura 19: Esquema y ecuaciones de la condición de contorno interna de vertedero	34
Figura 20: Esquema y ecuaciones de la condición de contorno interna de compuerta+vertedero	35
Figura 21: Esquema y ecuaciones de la condición de contorno interna de pérdida de carga localizada	35
Figura 22: Ejemplo de malla no estructurada formada por elementos triangulares	36
Figura 23: Características hidráulico generado por el paso de agua bajo el puente	37
Figura 24: Perfiles de la superficie del agua a través de las luces de los puentes	38
Figura 25: Alineación respecto la vía	39

Figura 26: Alineación de pilas y estribos según el flujo.....	40
Figura 27: Vía alineada casi paralelo con el curso de agua.....	40
Figura 28: Sección transversal inicial sin erosión y final erosionada.....	42
Figura 29: cálculo del ancho efectivo B_e en puentes	44
Figura 30: Representación de variables para la fórmula de Laursen (1960) modificada	45
Figura 31: Intercepción de flujo por los estribos dentro del cauce.....	46
Figura 32: Forma de los estribos	48
Figura 33: Factor de corrección K_θ	48
Figura 34: Vista fotográfica del puente existente Tingo Chico.....	50
Figura 35: Mapa de ubicación departamental del puente a proyectar	51
Figura 36: Mapa de ubicación distrital del puente a proyectar.....	52
Figura 37: Mapa de ubicación a nivel de cuencas del puente a proyectar.....	52
Figura 38: Mapa de ubicación de la zona del modelamiento hidráulico	53
Figura 39: Ubicación de las estaciones pluviométrica e hidrométricas.....	54
Figura 40: Imagen satelital del puente existente Tingo Chico y el eje del puente proyectado	55
Figura 41: Vista fotográfica aguas arriba de la ubicación del puente existente Tingo Chico	56
Figura 42: Vista fotográfica aguas abajo de la ubicación del puente existente Tingo Chico	56
Figura 43: Vista fotográfica de las rocas arrastradas y depositadas en la margen derecha del río Marañón.	57
Figura 44: Flujograma de la metodología de trabajo.....	59
Figura 45: Vista panorámica de la Estación hidrométrica Tingo Chico.....	61
Figura 46: Estación hidrométrica Tingo Chico	61
Figura 47: Serie de precipitación máxima en 24 horas	62
Figura 48: Serie de caudales máximos	62
Figura 49: Box Plot de las estaciones pluviométricas	63
Figura 50: Cambios en la media – Estación Jacas Chico	65
Figura 51: Identificación del cambio en la media – Estación Jacas Chico.....	65
Figura 52: Identificación de la fecha donde ocurre el salto –Estación Jacas Chico.....	66

Figura 53: Serie de tiempo - Estación Jacas Chico 1995-2018	67
Figura 54: Histogramas de Pp. máx. 24 hr. anuales – Est. Huallanca.....	69
Figura 55: Histogramas de Pp. máx. 24 hr. anuales - Est. Dos de Mayo, Jacas chico y Lag. Surasaca.....	70
Figura 56: Histogramas de Caudales máximos Diarios – Est. Tingo Chico	70
Figura 57: Curvas IDF – Estación Huallanca.....	79
Figura 58: Curvas IDF – Estación Jacas chico.....	82
Figura 59: Curvas IDF – Estación Dos de Mayo.....	85
Figura 60: Curvas IDF – Estación Laguna Surasaca.....	88
Figura 61: Hietograma de Precipitación TR=200 años – Estación Huallanca	90
Figura 62: Hietograma de Precipitación TR=200 años – Estación Jacas Chico	91
Figura 63: Hietograma de Precipitación TR=200 años – Estación Dos de Mayo.....	92
Figura 64: Hietograma de Precipitación TR=200 años – Estación Laguna Surasaca	93
Figura 65: Cuenca delimitada del río Marañón en función al puente proyectado.....	95
Figura 66: Menú del pre procesamiento del DEM	96
Figura 67: Pasos secuenciales del pre procesamiento del DEM	98
Figura 68: Modelo conceptual de generación de mapa temático CN.....	99
Figura 69: Modelo conceptual de generación de mapa temático (CN II)	99
Figura 70: Clasificación de tamaños de cuencas	100
Figura 71: Características de las sub cuencas.....	101
Figura 72: Selección de los tipos de procesos hidrológicos	101
Figura 73: Raster de abstracción inicial	102
Figura 74: Pasos para obtener parámetros hidrológicos en HEC-HMS	103
Figura 75: Pasos para crear el modelo hidrológico en HEC-HMS.....	103
Figura 76: Esquema hidrológicos en HEC-GeoHMS.....	104
Figura 77: Parámetros hidrológicos para cada subcuenca.....	105
Figura 78: Parámetros para el cálculo de tránsito – método de Muskingum Cunge	105
Figura 79: Modelo de la cuenca en HEC-HMS.....	106
Figura 80: Modelo meteorológico	107
Figura 81: Áreas de influencia del polígono de Thiessen	107

Figura 82: Ingreso de datos de series de tiempo.....	109
Figura 83: Control de especificaciones	109
Figura 84: Resultados de la primera simulación en HEC-HMS.....	110
Figura 85: Valores de CN y IA optimizados	111
Figura 86: Resultados de la segunda simulación en HEC-HMS.....	112
Figura 87: Hidrograma Unitario Adimensional.....	113
Figura 88: Hidrograma Unitario diseño para un Tr= 200 años	115
Figura 89: Elevación del nivel de la huella máxima	116
Figura 90: Caudal calculado para un TR=26 años	117
Figura 91: Sección de calibración – primera Simulación.....	118
Figura 92: Sección de calibración – n (Manning Calibrado).....	119
Figura 93: Hidrograma de diseño para un TR de 26 años	120
Figura 94: Simulación 2D calibrado en IBER para un TR de 26 años.....	120
Figura 95: Sección transversal del modelo calibrado en IBER.....	120
Figura 96: Clases de uso de suelo identificados	121
Figura 97: Georreferenciación del modelo en RAS Mapper.....	122
Figura 98: Creación de la superficie en RAS Mapper.....	123
Figura 99: Importar mapa de uso de suelos en RAS Mapper	124
Figura 100: Mapa de uso de suelos en RAS Mapper	125
Figura 101: Herramientas para generar la malla 2D en HEC-RAS 2D.....	126
Figura 102: Configuración de los parámetros para la creación de la malla 2D en HEC-RAS 2D	127
Figura 103: Malla 2D generada en HEC-RAS 2D	128
Figura 104: Asignación de los parámetros hidráulicos en HEC-RAS 2D.....	129
Figura 105: Condición de contorno de entrada de flujo en HEC-RAS 2D	129
Figura 106: Ventana de ejecución del modelo de flujo no permanente en HEC-RAS 2D	130
Figura 107: Ventana de ejecución del modelo de flujo no permanente en HEC-RAS 2D	130
Figura 108: Creación de la malla 2D en IBER.....	131
Figura 109: Asignación automática del coeficiente de rugosidad en IBER.....	132
Figura 110: Mapa de uso de suelos en IBER.....	133

Figura 111: Condiciones Hidrodinámicas en IBER	133
Figura 112: Asignación de la zona de entrada en IBER.....	134
Figura 113: Condiciones de entrada en IBER	134
Figura 114: Condiciones de salida en IBER.....	135
Figura 115: Asignación de la zona de salida en IBER	135
Figura 116: Ingreso del puente en la malla 2D en IBER.....	135
Figura 117: Parámetros del puente en IBER	136
Figura 118: Puente Ingresado en la malla 2D en IBER.....	137
Figura 119: Puente Ingresado en la malla 2D en IBER.....	138
Figura 120: Ventana de cálculos en IBER.....	139
Figura 121: Profundidad de socavación general – Blench	140
Figura 122: Profundidad de socavación general – Lischtván & Levediev (1959)	141
Figura 123: Profundidad de socavación general – Métodos de Laursen.....	141
Figura 124: Profundidad de socavación Local – Artamanov	142
Figura 125: Profundidad de socavación Local – Froehlich.....	143
Figura 126: Profundidad de socavación Local – Hire	144
Figura 127: Hidrograma de descargar de la primera simulación en HEC-HMS.....	145
Figura 128: Hidrograma de descarga de la segunda simulación en HEC-HMS	146
Figura 129: Hidrogramas diseño para un TR de 200 y 500 años	147
Figura 130: Esquema del puente proyectado Tingo Chico.....	148
Figura 131: Áreas de inundación y Áreas Superpuestas en IBER y HEC-RAS 2D para un Tr= 200 años.....	148
Figura 132: Hidrograma de caudales prog. 0+100	150
Figura 133: Hidrograma de caudales prog. 0+520	150
Figura 134: Hidrograma de caudales prog. 0+800	151
Figura 135: Perfil hidráulico para los modelos IBER y HEC-RAS 2D	153
Figura 136: Secciones transversales del tramo de estudio en planta.....	154
Figura 137: Secciones transversales HEC-RAS 2D	155
Figura 138: Secciones transversales IBER.....	155
Figura 139: Tirantes máximos de inundación para un TR 200 años	157

Figura 140: Perfil de tirantes máximos para los modelos IBER y HEC-RAS 2D	158
Figura 141: Velocidades máximas de inundación para un TR 200 años.....	160
Figura 142: Perfil de velocidades máximas para los modelos IBER y HEC-RAS 2D	161
Figura 143: Esfuerzos cortantes en el instante de la creciente para un TR 200 años	163
Figura 144: Perfil de esfuerzos cortantes para los modelos IBER y HEC-RAS 2D	164
Figura 145: Áreas coloreadas que representan la variación del número de Froude (Fr)...	166
Figura 146: Perfil de los valores del número de Froude.....	167
Figura 147: Identificación en planta de las zonas críticas en el tramo de estudio.....	169
Figura 148: Zona critica margen izquierda del río marañón	170
Figura 149: Zona crítica margen derecha del río marañón.....	170
Figura 150: Perfil de socavación general - Lischtván – Levediev	171
Figura 151: Profundidad de socavación por contracción HEC-RAS	171
Figura 152: Profundidad de socavación local en los estribos HEC-RAS.....	173
Figura 153: Vista panorámica de la perforación en el estribo Izquierdo.....	173
Figura 154: Vista panorámica de la perforación en el estribo Derecho	174
Figura 155: Ubicación en planta de los puntos de perforación	174
Figura 156: Nivel de socavación total	175
Figura 157: Puente insertado en el cauce bajo los parámetros del predimensionamiento en IBER.....	176
Figura 158: Pasos de Tiempo de la modelación bidimensional en IBER para un TR de 200 años.....	177
Figura 159: Máxima inundación para un TR de 200 años	178
Figura 160: Máxima inundación aguas arriba del puente proyectado - TR 200 años.....	178
Figura 161: Máxima inundación aguas abajo del puente proyectado - TR 200 años.....	178
Figura 162: Máxima inundación para un TR de 500 años	179
Figura 163: Máxima inundación aguas arriba del puente proyectado - TR 500 años.....	179
Figura 164: Máxima inundación aguas abajo del puente proyectado - TR 500 años.....	179
Figura 165: Sección predimensionada del puente proyectado Tingo Chico	180

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexos 1: Estaciones Pluviométricas.....	189
Anexos 2: Estación Hidrométrica.....	192
Anexos 3: Prueba De Datos Dudosos (Método de Water Resources Council).....	193
Anexos 4: Análisis de estacionariedad	198
Anexos 5: Análisis de frecuencia	204
Anexos 6: Función de distribución.....	207
Anexos 7: Resultados del Análisis Granulométrico	210
Anexos 8: Hidrogramas de Descarga	211
Anexos 9: Secciones Transversales	213
Anexos 10: Perforación Diamantina.....	217
Anexos 11: Mapas	220

RESUMEN

El objetivo de este trabajo de tesis es realizar el modelamiento hidrológico e hidráulico bidimensional del río Marañón para el predimensionamiento del puente Tingo Chico.

El área de estudio se ubica en la naciente del río Marañón en las proximidades del centro poblado Tingo Chico en la provincia Dos de Mayo en el departamento de Huánuco.

La fase de hidrología consistió en analizar y procesar las informaciones de precipitaciones máximas en 24 horas y caudales máximos anuales, seleccionar el periodo de retorno en base a la vida útil y el nivel de riesgo con respecto al puente en mención y realizar el modelamiento en HEC-HMS. La fase de hidráulica consistió en llevar a cabo el preproceso de los modelos HEC-RAS 2D e IBER y la modelación numérica del flujo en dos dimensiones, además de estimar profundidades de socavación general y localizada.

Se observa que el comportamiento del flujo simulado para ambos modelos muestra gran similitud en el perfil de flujo como en los parámetros hidráulicos. Aguas arriba del puente predomina el régimen subcrítico, donde se presentan los tirantes más altos y las velocidades más bajas. En la sección del puente el flujo transita en régimen subcrítico con velocidades moderadas. Aguas abajo del puente, las velocidades más altas y los tirantes más bajos se presentan en la zona donde el régimen es supercrítico.

Se concluye que, para este caso, los modelos HEC-RAS 2D e IBER proporcionan resultados confiables, una de las limitaciones de HEC-RAS 2D es que no cuenta con capacidades de modelado de puentes dentro de un área de flujo 2D, sin embargo, la similitud de los resultados se debe a que el puente proyectado respeta el ancho natural del cauce.

Palabras claves: Modelación hidráulica bidimensional, ríos, puente, HEC-RAS, IBER

ABSTRACT

The objective of this thesis work is to carry out hydrological modeling and the two-dimensional hydraulic modeling of the Marañón river for the pre-dimensioning of the Tingo Chico bridge.

The study area is located in the nascent of the Marañón river in the proximities of the Tingo Chico populated center in Dos de Mayo province in Huánuco department.

The hydrology phase consisted in analyzing and processing the 24-hour maximum rainfall information and the annual maximum flow rates, selecting the return period based on the useful life and the level of risk with respect to the bridge in question, and perform the modeling in HEC-HMS. The hydraulics phase consisted of carrying out the preprocessing of the HEC-RAS 2D and IBER models and the numerical modeling of the flow in two dimensions, in addition to estimating general and localized undercutting depths

It is observed that the behavior of the simulated flow for both models shows great similarity in the flow profile as in the hydraulic parameters. Upstream of the bridge predominate the subcritical regime, where the highest tirantes and the lowest velocities are presented. In the bridge section, the flow transits in a subcritical regime with moderate velocities. Downstream of the bridge, the highest velocities and the lowest tirantes are presented in the zone where the regime is supercritical.

It is concluded that, for this case, the HEC-RAS 2D and IBER models provide trustworthy results, one of the limitations of HEC-RAS 2D is that it does not have bridge modeling capabilities within a 2D flow area, however, the results similarity is because the projected bridge respects the natural width of the channel

Keywords: Two-dimensional flow modeling, rivers, bridge, HEC-RAS, IBER

I. INTRODUCCIÓN

Un río es una corriente que transporta agua proveniente de la lluvia que cae en la cuenca hidrográfica. En épocas de avenidas máximas aumentan los niveles y los caudales del río en proporciones que el cauce puede resultar insuficiente, y dependiendo de la magnitud podría ocasionar daños como pérdidas materiales y vidas humanas.

Los puentes son estructuras que pueden afectar el flujo de un río, más aún en un evento máximo extraordinario. Un mal emplazamiento del puente puede afectar la capacidad hidráulica del cauce principal, y esto sucede cuando se reduce la capacidad hidráulica del río en la ubicación del puente, en este caso el puente se convierte en un obstáculo y que dependiendo del grado de estrechamiento del cauce podría inducir a remansos y desbordamientos mayores y con más frecuencia que los ocurridos antes de la construcción del mismo.

Los puentes son obras costosas y vitales que permiten unir tramos de carreteras separados por ríos. La ocurrencia del fenómeno del niño es una de las principales causas de fallas en los puentes por razones hidráulicas, en los años 1997-1998 la mayoría de los puentes colapsaron por problemas de socavación del lecho del río. En el año 2017 por efecto del fenómeno del niño costero, según el centro de operaciones de emergencia nacional (COEN), desde diciembre del 2016 hasta la fecha, las lluvias, huaicos e inundaciones han dejado 195 puentes colapsados, 319 puentes afectados. El principal problema que se presenta en los puentes son por razones hidráulicas y no de estructuras.

Este trabajo de tesis plantea realizar el modelamiento hidrológico e hidráulico bidimensional del río Marañón para el predimensionamiento del puente Tingo Chico. Para ello, se realizará el modelamiento hidrológico en las cuencas de influencia del río Marañón respecto al puente proyectado mediante el software HEC-HMS con la finalidad de obtener el caudal de diseño. El modelamiento hidráulico bidimensional se realizará con el software IBER y HEC-RAS 2D, que mediante sus modelos numéricos permitirán predecir de manera sistemática el

comportamiento del río Marañón en un tramo de 900 metros y su interacción con el puente proyectado. Se realizará la comparación de los resultados de los parámetros hidráulico obtenidos de la modelación 2D y se estimarán las profundidades socavación para la cimentación de los estribos. Finalmente se determinarán los parámetros geométricos para el predimensionamiento del puente proyectado.

La presente tesis pretende mostrar los procedimientos a seguir para realizar el predimensionamiento de un puente de una manera sencilla y práctica, para que los estudiantes o ingenieros puedan aplicarlo en futuros proyectos.

1.1 OBJETIVO GENERALES

Realizar el modelamiento hidrológico e hidráulico Bidimensional del Río Marañón para el predimensionamiento del puente proyectado Tingo Chico de la carretera Huánuco – Conococha, centro poblado Tingo Chico - Huánuco.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el modelamiento hidrológico de la cuenca de influencia al puente proyectado Tingo Chico con el Software HEC-HMS.
- Realizar el modelamiento hidráulico bidimensional del río Marañón en un tramo de 900 metros mediante los modelos HEC-RAS 2D e IBER.
- Realizar la comparación de los parámetros hidráulicos obtenidos como resultados de la modelación hidráulica bidimensional en HEC-RAS 2D e IBER.
- Determinar la profundidad de socavación.
- Determinar los parámetros geométricos para el predimensionamiento del puente proyectado.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 CUENCA HIDROLÓGICA

La cuenca de drenaje de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de recorrido (Villón Bejar, 2003).

Desde el punto de vista de su salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: endorreicas y exorreicas. En las primeras el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago; en las segundas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar (Aparico Mijares, 2003).

2.1.1 Parámetros geomorfológicos de la cuenca

a. Área de cuenca (A)

Es el área plana (proyección horizontal) incluida entre su divisoria topográfica, se mide en Km².

b. Perímetro (P)

Es la longitud total de la divisoria de aguas, desde el inicio de punto de estudio hasta finalizar en el mismo, se mide en Km.

c. Pendiente media del cauce principal (S)

la velocidad de escurrimiento de las corrientes de agua depende de la pendiente de sus cauces fluviales. La pendiente media es la diferencia total de elevación del cauce del río dividido por su longitud entre esos dos puntos (Monsalve Sáenz, 1999).

d. Índice de compacidad (Kc)

Es la relación entre el perímetro de la cuenca y la longitud de la circunferencia de un círculo de área igual a la de la cuenca.

$$K_c = 0.28 \frac{P}{A^{1/2}} \quad (1)$$

Dónde:

P: Perímetro de la cuenca en Km.

A: Área de cuenca en Km².

e. Factor de forma (F)

Es la relación entre el ancho promedio y su longitud axial de la cuenca.

$$F = \frac{A}{L^{1/2}} \quad (2)$$

Dónde:

A: Área de cuenca en Km².

L: Longitud del curso más largo en Km.

2.2 PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS

Se entiende por lluvia máxima en 24 horas a la precipitación de mayor valor en milímetros en el transcurso de un año, ocurrida durante un día completo, contabilizado desde la hora cero hasta la hora 24 (Ochoa Rubio, 2017)

Teniendo en cuenta que la lluvia que cae sobre una cuenca produce un determinado caudal, el valor de la lluvia máxima en 24 horas se utiliza en los modelos lluvia-caudal con el fin de producir el valor de una creciente, conociendo la lluvia máxima en 24 horas y las características morfométricas y fisiográficas de la cuenca. La lluvia o precipitación de diseño está representada por su valor, en mm, mientras que la tormenta de diseño incluye, además, la distribución de la lluvia en el tiempo y en el espacio y la definición del centro de la tormenta (Ochoa Rubio, 2017).

2.3 ANÁLISIS EXPLORATORIO DE DATOS (AED)

Previamente a efectuar la aplicación de cualquier análisis de datos estadísticos, con respecto a este estudio el análisis exploratorio de datos crudos tiene el objetivo de detectar valores atípicos (outliers) por medio de técnicas gráficas (box plot) y el método regional Water Resources Council.

2.3.1 Diagrama de cajas (Box Plot)

Es tipo de gráfico es la representación de la mediana, cuartiles, los valores adyacentes y los valores extremos moderados o severos, mediante esta grafica se puede reconocer outliers de forma visual.

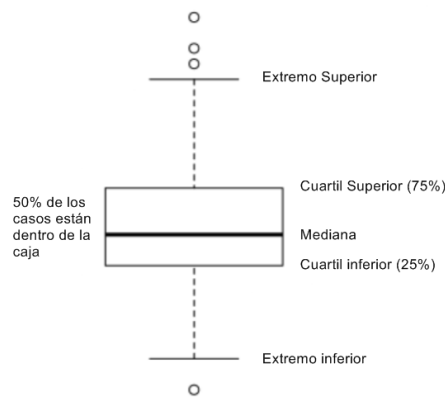


Figura 1: Diagrama de cajas (Box Plot)

Fuente: Elaboración Propia

2.3.2 Prueba de dato dudoso (Water Resources Council)

Los datos dudosos (outliers) son puntos de la información que se alejan significativamente de la tendencia restante (Chow, 1994).

El método de Water Resources Council recomienda una verificación de datos dudosos que consiste en determinar un rango de valores utilizando una ecuación de frecuencia del siguiente tipo:

$PH = 10^{(xH)}$ Precipitación máxima aceptada límite superior.

$$XH = \hat{x} + K_n S \quad (3)$$

$PL = 10^{(xL)}$ Precipitación mínima aceptada límite inferior.

$$XL = \hat{x} - K_n S \quad (4)$$

Dónde:

PH: Límite de confianza superior.

PL: Límite de confianza inferior.

\bar{x} : Promedio de los logaritmos de la muestra.

S: Desviación Estándar de los logaritmos de la muestra.

Kn: Valor para la prueba de datos dudosos que depende del tamaño de la muestra.

Tabla 1: Valores Kn para la prueba de datos dudosos

Tamaño de muestra n	Kn	Tamaño de muestra n	Kn	Tamaño de muestra n	Kn	Tamaño de muestra n	Kn
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.7	80	2.94
15	2.247	29	2.549	43	2.71	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.107
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.76	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.248	37	2.65	55	2.804		

Fuente: U. S. Water Resources Council, 1981. Esta tabla contiene valores de Kn de un lado con un nivel de significancia del 10% para la distribución normal

2.4 ANÁLISIS DE ESTACIONARIEDAD

Dahmen y Hall (1990) indican que el criterio de estacionariedad implica que los datos deben estar libres de tendencia durante el periodo de observación. Una serie de tiempo de datos hidrológicos, se dice estrictamente estacionaria, solo si sus propiedades estadísticas (media, varianza y momentos de orden superior) no son afectados por la elección del momento de origen de la serie de datos.

Los test no paramétricos son generalmente de libre distribución probabilística. Ellos detectan la tendencia/cambio, pero no cuantifican el tamaño y son bastante usados porque la mayoría de series hidrológicas tiene una distribución no normal.

2.4.1 Test de Mann-Kendall

Los valores de la serie de tiempo n ($X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$), son remplazados por rangos relativos ($R_1, R_2, R_3, \dots, R_n$). El estadístico es:

$$S = \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n \text{sgn}(R_i - R_{i+1}) \quad (5)$$

Donde:

$$\begin{aligned} \text{sgn}(x) &= 1 \text{ for } x > 0 \\ \text{sgn}(x) &= 0 \text{ for } x = 0 \\ \text{sgn}(x) &= -1 \text{ for } x < 0 \end{aligned}$$

Si la hipótesis nula H_0 es verdadera, S es aproximadamente a la distribución normal con:

$$U=0 \text{ y } \sigma=n(n-1) (2n+5) /18$$

Por tanto, el estadístico Z es:

$$Z = |S|/\sigma^{0.5} \quad (6)$$

Valores críticos para varios niveles de significación se pueden obtener de las tablas de probabilidad normal. Un valor positivo de S indica que hay una tendencia creciente y viceversa.

2.4.2 Test de Free CUSUM

Este método comprueba si el medio en dos partes de un registro es diferente (para un tiempo desconocido de cambio). Es una prueba no paramétrica (distribución libre). Dado las series de tiempo de datos ($X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$), la prueba estadística se define como:

$$\begin{aligned} V_k &= \sum_{i=1}^k \text{sgn}(X_i - X_{\text{mediana}}) \\ k &= 1, 2, 3, \dots, n \\ \text{sgn}(x) &= 1 \text{ for } x > 0 \\ \text{sgn}(x) &= 0 \text{ for } x = 0 \\ \text{sgn}(x) &= -1 \text{ for } x < 0 \end{aligned} \quad (7)$$

Dónde: X_{mediana} es el valor de la mediana de X_i

La distribución de V_k sigue la Kolmogorov-Smirnov para dos muestras:

$$(K_s = (2 / n) \max | V_k |) \quad (8)$$

Con los valores críticos de $\max |V_k|$ dada por:

$\alpha = 0.10$	$1.22 (n)^{0.5}$
$\alpha = 0.05$	$1.36 (n)^{0.5}$
$\alpha = 0.01$	$1.63 (n)^{0.5}$

Un valor negativo de V_k indica que la última parte de la data histórica tiene una mediana superior a la primera parte y viceversa.

2.4.3 Test de Buishand range

En el caso de la prueba de Buishand Rank Test X denota una variante aleatoria normal, luego se puede proponer el siguiente modelo con un solo cambio (punto de cambio):

$$x_i = \begin{cases} \mu + \epsilon_i, & i = 1, \dots, m \\ \mu + \Delta + \epsilon_i & i = m + 1, \dots, n \end{cases} \quad (9)$$

Bajo el supuesto de que ϵ_i sigue una distribución normal. La hipótesis nula $\Delta = 0$ se prueba frente a la alternativa $\Delta \neq 0$ y el estadístico de prueba se estima:

$$Rb = \frac{\max S_k - \min S_k}{\sigma} \quad (10)$$

El p. valor se estima con una simulación Monte Carlo utilizando m replicas.

2.5 ANÁLISIS DE FRECUENCIA

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequias. La magnitud de un evento extremo esta inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia. Es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más moderados. El objetivo del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad (Chow, 1994). En el diseño de puentes es necesario determinar el valor de lluvias máximas y de caudales máximos con diferentes períodos de retorno.

2.5.1 Distribuciones de probabilidad para las variables hidrológicas

Existen varias distribuciones de probabilidad que se usan en el diseño hidrológico. Teniendo en cuenta que en hidrología los registros disponibles son una pequeña muestra de la población, resulta lógico probar diferentes distribuciones para obtener aquella que mejor se ajuste (Fattorelli, 2011).

a. Distribución Normal

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \quad (11)$$

Donde:

f(x): Función densidad normal de la variable x.

x: Variable independiente.

μ : Parámetro de localización, igual a la media aritmética de x.

S: Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x.

b. Distribución Log-Normal 2 parámetros

La función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-\frac{(x-\bar{x})^2}{2S^2}} dx \quad (12)$$

Donde \bar{x} y S son los parámetros de la distribución.

c. Distribución Pearson tipo III

La función de densidad de probabilidad es la siguiente:

$$f(x) = \frac{(x-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \quad (13)$$

Valido para:

$$x_0 \leq x < \infty, -\infty < x_0 < \infty, 0 < \beta < \infty \text{ y } 0 < \gamma < \infty$$

Donde:

x_0 : Origen de la variable x, parámetro de posición.

γ : Parámetro de forma.

β : Parámetro de escala.

d. Distribución Log Pearson tipo III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x\beta^\gamma \Gamma(\gamma)}$$
(14)

Valido para:

$$x_0 \leq x < \infty, -\infty < x_0 < \infty, 0 < \beta < \infty \text{ y } 0 < \gamma < \infty$$

Donde:

x_0 : Parámetro de posición.

γ : Parámetro de forma.

β : Parámetro de escala.

e. Distribución Gumbel

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$
(15)

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = 1.2825/\sigma, \beta = \mu - 0.45\sigma$$

donde:

α : Parámetro de concentración.

β : Parámetro de localización.

2.6 PRUEBA DE BONDAD

La aplicación de los test de bondad de ajuste a determinadas distribuciones, puede ayudar a seleccionar aquella que mejor represente a la distribución de frecuencia de la población (Fattorelli, 2011).

2.6.1 test de Kolmogorov – Smirnov

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(X_m)$ y la estimada $F(X_m)$.

$$D = \max |F_o(X_m) - F(X_m)| \quad (16)$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado (Tabla N°1). Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de X^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(X_m) = 1 + \frac{m}{n+1} \quad (17)$$

Donde m es el número de orden del X_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos (Aparico Mijares, 2003).

2.7 TIEMPO DE RETORNO (TR)

El periodo de retorno de un evento con una magnitud dada puede definirse como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud especificada (Chow, 1994).

El periodo de retorno es el tiempo, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualdad o superado por lo menos una vez (Monsalve Sáenz, 1999).

$$TR = \frac{1}{1 - (1-R)^{\frac{1}{n}}} \quad (18)$$

Donde:

R: Riesgo de falla admisible.

n: vida útil de diseño en años.

El tiempo de retorno TR se calcula fijando el riesgo de falla admisible R, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente, durante la vida útil de diseño n.

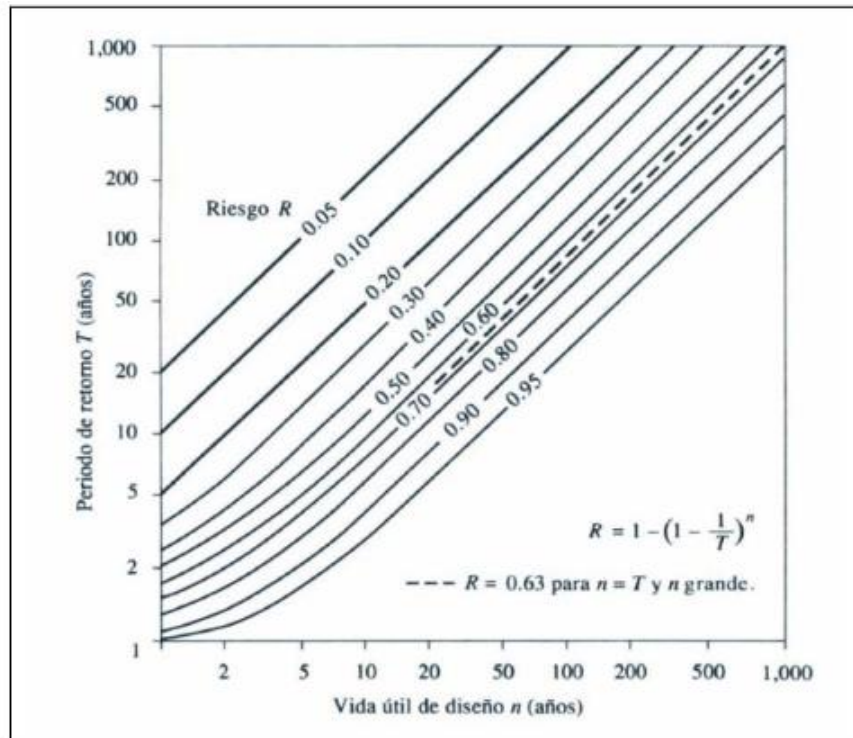


Figura 2: Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil

Fuente: (Chow, 1994)

En la tabla 2 se presenta el valor de TR para varios riesgos de falla admisibles R y para la vida útil de diseño n.

Tabla 2: Valores del periodo de retorno TR (años)

RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0,01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0,02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0,05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0,10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0,20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0,25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0,50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	15	18	37	73	144

Fuente: (Monsalve Sáenz, 1999)

Tabla 3: valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje

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

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

(**) - **Vida Útil considerado (n)**

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

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.
 - El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Fuente: (MTC, 2014)

2.8 TORMENTA DE DISEÑO

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de este se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que se especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta, o mediante un mapa de isoyetas que especifiquen el patrón espacial de la precipitación (Chow, 1994).

2.7.1 Relación de intensidad – duración – frecuencia

Uno de los primeros pasos que se debe seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico, como el diseño de un drenaje urbano, es la determinación del evento o los eventos de lluvia que deben usarse. La forma más común de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre una relación entre la intensidad de lluvia (o profundidad), la duración y las frecuencias o periodos de retorno apropiados para la obra y el sitio (Chow, 1994).

a. Ecuación de curva IDF

La ecuación empírica que relaciona la intensidad máxima $I_{m\acute{a}x}$ con la duración D y el periodo de retorno TR es:

$$I_{m\acute{a}x} = \frac{K(TR)^m}{t^n} \quad (19)$$

Donde:

$I_{m\acute{a}x}$: intensidad máxima, en mm/hr

m, n, K : parámetros

TR : periodo de retorno en años

t : duración en minutos

La ecuación de $I_{m\acute{a}x}$ se resuelve tomando logaritmos obteniendo la siguiente relación:

$$\text{Log}(I_{m\acute{a}x}) = \text{Log}(K) + m\text{Log}(TR) - n\text{Log}(t) \quad (20)$$

se prosigue realizando un cambio de variable de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$Y = a_0 + a_1X_1 + a_2X_2 \quad (21)$$

Donde:

$$Y = \text{Log}(I_{m\acute{a}x}) \quad a_0 = \text{Log}(K)$$

$$X_1 = \text{Log}(TR) \quad a_1 = m$$

$$X_2 = \text{Log}(t) \quad a_2 = -n$$

Para determinar los valores de los parámetros m , n y K debemos resolverlo mediante la regresión lineal múltiple.

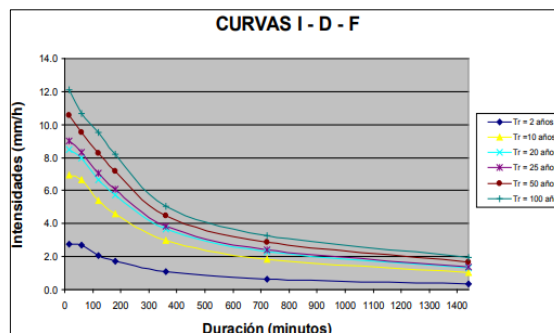


Figura 3: Curvas IDF

Fuente: (MTC, 2014)

Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuente con registros pluviográficos que permiten obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas

mediante la metodología de Dick Peschke (Guevara, 1991) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas.

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (22)$$

Donde:

P_d : precipitación total (mm)

d : duración en minutos

P_{24h} : precipitación máxima en 24 horas (mm)

b. Hietograma de precipitación de diseño utilizando la relación IDF

El método del bloque alterno es una forma simple de desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva de IDF. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt sobre una duración total $T_d = n\Delta t$. Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots$, y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño (Chow, 1994).

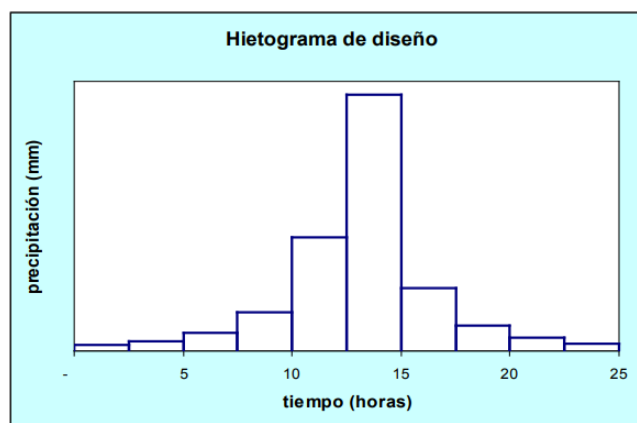


Figura 4: Hietograma de diseño – Método del bloque alterno

Fuente: (Chow, 1994)

2.9 PRECIPITACIÓN TOTAL Y DISEÑO

Todos los procedimientos orientados a calcular el hidrograma de una creciente mediante modelos lluvia-caudal requieren convertir la lluvia original en lluvia efectiva, que es la que realmente produce la creciente, descontando las pérdidas, es decir, las abstracciones por diferentes conceptos (Ochoa Rubio, 2017).

2.9.1 Método SCS para abstracciones

El Soil Conservation Service (1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para lo cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P-I_a$ (MTC, 2014).

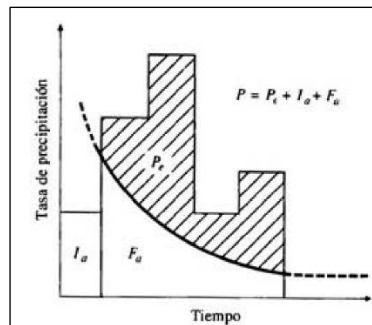


Figura 5: Abstracciones y precipitación efectiva

Fuente: (Chow, 1994)

La abstracción continuada F_a es proporcional a la retención potencial máxima S como la precipitación en exceso P_e es proporcional a la precipitación total P menos la abstracción inicial I_a .

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (23)$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (24)$$

Empíricamente se ha verificado que:

$$Ia = 0.2S \quad (25)$$

La ecuación del exceso de precipitación Pe utilizando el método del SCS es el siguiente:

$$Pe = \frac{(P-0.2S)^2}{(P+0.8S)} \quad (26)$$

Para determinar el valor de la retención potencial máxima S es necesario determinar el parámetro del número de curva CN , parámetro que caracteriza el tipo de suelo y cobertura vegetal. Según la SCS, para las condiciones normales de humedad se tiene la siguiente relación:

$$S = \frac{25400}{CNII} - 254 \quad (27)$$

Fórmulas para el numero de curvas en condiciones seca y condiciones húmedas.

$$CNI = \frac{4.2CNII}{10-0.058CNII} \quad (28)$$

$$CNIII = \frac{23CNII}{10+0.13CNII} \quad (29)$$

Dónde:

CNII: Número de curva para condiciones normales humedad

CNI: Número de curva para condiciones secas

CNIII: Número de curva para condiciones húmedas

Los CN han sido tabulados por el SCS con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelo:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación con tratamiento de conservación	72 62	81 71	88 78	91 81
Pastizales: condiciones pobres condiciones óptimas	68 39	79 61	86 74	89 80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas, cubierta buena ²	45 25	66 55	77 70	83 77
Área abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75%	39 49	61 69	74 79	80 84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Districtos Industriales /72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial ³ :				
Tamaño promedio del lote Porcentaje promedio impermeable ⁴				
1/8 acre o menos 65				
1/4 acre 38	77	85	90	92
1/3 acre 30	61	75	83	87
1/2 acre 25	57	72	81	86
1 acre 20	54	70	80	85
	51	68	79	84
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁵	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

Figura 6: CN de escorrentía para uso selecto de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, Ia=0.2S)

Fuente: (Chow, 1994)

2.10 HIDROGRAMA DE DISEÑO

La creciente con un determinado período de retorno se define como el caudal producido por un aguacero que posee el mismo período de retorno y que cae sobre toda la cuenca aferente o sobre una parte de ella (Ochoa Rubio, 2017).

Para conocer el máximo nivel esperado de la superficie del agua en la sección del puente, lo cual permite establecer la elevación de la viga inferior o su equivalente y las dimensiones de la estructura, es indispensable determinar el valor de la creciente de diseño. Este valor también se utiliza en los cálculos de socavación (Ochoa Rubio, 2017).

2.10.1 Hidrograma unitario sintético

El hidrograma unitario desarrollado a partir de la información de lluvia y de caudal en una cuenca se aplica solamente para la cuenca y para el punto de la corriente donde se midió la información de caudales. Los procedimientos de hidrogramas unitarios sintéticos se utilizan

para desarrollar hidrogramas unitarios para otros puntos en la corriente dentro de la misma cuenca o para cuencas adyacentes de carácter similar (Chow, 1994).

En un gran número de casos es necesario establecer hidrogramas unitarios en sitios de ríos que no cuentan con registros de caudal. Se debe, entonces, recurrir a métodos empíricos o indirectos, llamados sintéticos, para obtener hidrogramas unitarios (Ochoa Rubio, 2017).

a. Hidrograma unitario triangular

Mockus desarrollo un hidrograma unitario sintético de forma triangular, como se muestra en la figura x, que los usa el SCS (Soil Conservation Service), la cual a pesar de su simplicidad proporciona los parámetros fundamentales del hidrograma: caudal pico Q_p , tiempo base t_b y el tiempo en que se produce el pico t_p (Villón Bejar, 2003).

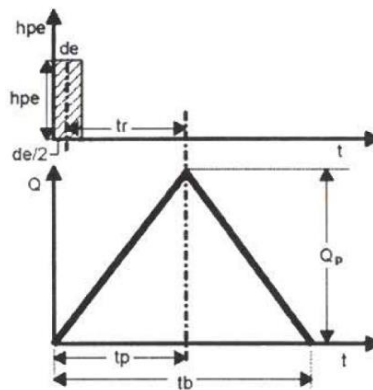


Figura 7: Hidrograma unitario triangular

Fuente: (Villón Bejar, 2003)

Los parámetros del hidrograma se definen de la siguiente manera:

- Tiempo pico en horas, $t_p = \frac{De}{2} + Tr$ (30)

- Duración de lluvia en horas, $De = 2\sqrt{Tc}$ (31)

- Tiempo de retardo en horas, $Tr = 0.6Tc$ (32)

- Tiempo base en horas, $t_b = 2.67Tc$

(33)

- Tiempo de concentración Tc en horas (Kirpich), $Tc = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$ (34)

b. Hidrograma adimensional SCS

Del estudio de gran cantidad de hidrogramas registrados en una gran variedad de cuencas se obtuvieron hidrogramas adimensionales, dividiendo la escala de caudales entre el caudal pico Q_p y la escala del tiempo entre el tiempo al que se presenta el pico t_p (Chow, 1994).

Los valores de Q_p y t_p pueden estimarse utilizando el método del hidrograma unitario triangular.

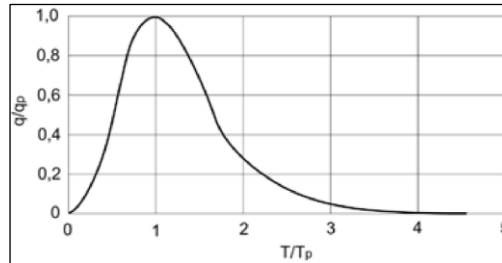


Figura 8: Hidrograma unitario adimensional SCS

Fuente: (Ochoa Rubio, 2017)

2.11 TRANSITO DE ONDAS

2.11.1 Método de Muskingum-Cunge

Se han propuesto algunas variaciones al método de transito de onda cinemática. Cunge (1969) propuso un método basado en el método de Muskingum, un método tradicionalmente aplicado al tránsito hidrológico de almacenamiento lineal. La ecuación de transito de Muskingum puede escribirse para el caudal en $x=(i+1) \Delta x$ y $t=(j+1) \Delta t$:

$$Q_{i+1}^{j+1} = C_1 Q_i^{j+1} + C_2 Q_i^j + C_3 Q_{i+1}^j \quad (35)$$

En la cual C_1 , C_2 y C_3 se definen:

$$C_1 = \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1-X) + \Delta t}, C_2 = \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1-X) + \Delta t}, C_3 = \frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t} \quad (36)$$

Dónde:

K: Constante de almacenamiento

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

Cunge demostró que cuando K y Δt se toman constantes, la solución es aproximada de las ecuaciones de onda cinemática. Además, se demostró que puede considerarse como una solución aproximada de una ecuación de difusión modificada si:

$$K = \frac{\Delta X}{C_k} = \frac{\Delta X}{\frac{dQ}{dA}}, X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{BC_k S_0 \Delta X}\right), 0 \leq X \leq 0.5 \quad (37)$$

Dónde:

C_k: celeridad correspondiente a Q y B

B: ancho de la superficie del agua

2.12 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

La resistencia debida a la textura, es decir, la generada por las partículas que componen los sedimentos del lecho (del fondo) en los tramos de montaña es diferente a las resistencias por textura en los sectores de llanura de los ríos. Esto se debe a que los primeros prevalecen las macro rugosidades, lo cual cambia las características de la turbulencia, crea vórtices de estela, resaltos hidráulicos y diferentes desprendimientos de la lámina (Ochoa Rubio, 2017).

Los siguientes son algunas de las fórmulas propuestas por diferentes investigadores para determinar el coeficiente de rugosidad por texturas en el lecho de tramos de montaña.

- Fórmula de Chang

$$n = 0.052(d50)^{1/6} \quad (38)$$

- Fórmula de V. M. Makaviev y A. V. Karaushev

$$n = 0.093(d50)^{1/6} \quad (39)$$

- Fórmula de M. A. Mostkov

$$n = 0.049(d50)^{1/6} \quad (40)$$

- Fórmula de Lacey

$$n = 0.048(d50)^{1/6} \quad (41)$$

- Fórmula de M. Pirkovski

$$n = 0.025 + 0.1(d50) \quad (42)$$

- Meyer – Peter & Muller (1948)

$$n = 0.038(d90)^{1/6} \quad (43)$$

- Bray (1979)

$$n = 0.0593(d50)^{0.179} \quad (44)$$

Dónde:

d_{50} : tamaño de los sedimentos del fondo (m), respecto al cual el 50% de las partículas es menor

d_{90} : tamaño de los sedimentos del fondo (m), respecto al cual el 90% de las partículas es menor

2.13 MODELO HIDROLÓGICO

El objetivo del análisis del sistema hidrológico es estudiar la operación del sistema y predecir su salida. Un modelo de sistema hidrológico es una aproximación al sistema real; sus entradas y salidas son variables hidrológicas mensurables y su estructura es un conjunto de ecuaciones que conectan las entradas y las salidas (Chow, 1994).

2.13.1 Modelación hidrológica de cuenca con HEC-HMS

El HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System) es un programa de simulación hidrológica del tipo evento, lineal y semidistribuido, desarrollado para estimar los hidrogramas de salida en una sola cuenca o varias subcuencas (información resultante: caudales máximos y tiempo pico) a partir de información de lluvia, aplicando para ello métodos de cálculo de transformación de lluvia a escorrentía, pérdidas por infiltración y flujo base, las mismas que han alcanzado cierta popularidad en los estados unidos y por extensión en América latina (Ramos Taipe, 2012).

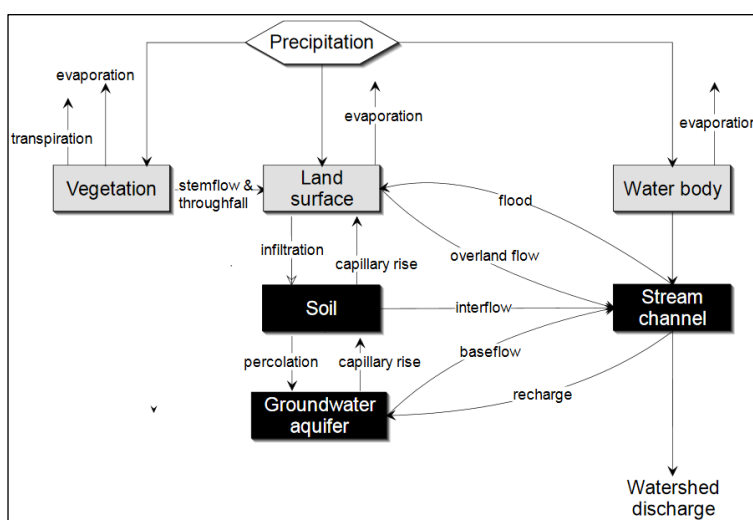


Figura 9: Representación esquemática del comportamiento hidrológico de una cuenca

Fuente: Hydrologic Modeling System HEC-HMS,2000

Para simular la respuesta hidrológica de una cuenca, HEC-HMS utiliza los siguientes componentes: modelos de cuenca, modelos meteorológicos, especificaciones de control y datos de entrada. Una simulación calcula la transformación de lluvia a caudal en el modelo de la cuenca, dada la entrada del modelo meteorológico. Las especificaciones de control definen el periodo de tiempo durante el cual se realizará la simulación y el intervalo de tiempo a utilizar. Los componentes de los datos de entrada, tales como las series temporales, tablas y datos por celdas son requeridos como parámetros o condiciones de contorno tanto en el modelo de la cuenca como en el meteorológico (Nanía, 2007).

a. Modelo de cuenca

El modelo de la cuenca representa a la cuenca física. El usuario desarrolla el modelo de cuenca adicionando y conectando los elementos hidrológicos. Los elementos hidrológicos usan modelos matemáticos para describir el proceso físico en la cuenca (Ramos Taipe, 2012).

Elemento Hidrológico	Descripción
Subcuenca (Subbasin)	Se usa para representar la cuenca física. Dada la precipitación, la salida de agua de la subcuenca se calcula restando las pérdidas a la precipitación y transformando el exceso de precipitación en caudal en el punto de salida de la subcuenca, sumando finalmente el caudal base.
Tramo (Reach)	Se usa para transportar el agua generada en algún punto de la cuenca hacia aguas abajo hasta otro punto de la cuenca, definidos ambos en el modelo de la cuenca. La respuesta de este transporte es un retardo y una atenuación del hidrograma de entrada.
Unión (Junction)	Se usa para sumar flujos de agua que provienen de elementos hidrológicos situados aguas arriba de la unión. La respuesta es simplemente la suma de los hidrogramas de todos los elementos conectados a la unión.
Fuente (Source)	Se usa para introducir agua dentro del modelo de la cuenca. Este elemento no tiene entrada y la salida está definida por el usuario.
Sumidero (Sink)	Se usa para representar el punto de salida de la cuenca. La entrada puede provenir de uno o más elementos situados aguas arriba del sumidero. Este elemento no tiene salida.
Depósito (Reservoir)	Se usa para modelar la retención y atenuación de un hidrograma causado por un embalse o depósito de retención. La entrada puede provenir de uno o varios elementos hidrológicos situados aguas arriba del depósito. La salida puede calcularse de 2 maneras: el usuario define una relación almacenamiento-salida, cota-almacenamiento-salida o cota-área-salida o bien el usuario define una relación cota-almacenamiento o cota-área y una o más estructuras de salida.
Derivación (Diversion)	Se usa para modelar un flujo de agua que abandona un tramo de cauce. La entrada proviene de uno o varios elementos de aguas arriba. La salida de este elemento consiste un flujo derivado y otro no derivado (que sigue por el cauce). El flujo derivado se define por el usuario. Tanto los flujos derivado como no-derivado se pueden conectar aguas abajo con otros elementos.

Figura 10: Descripción de los modelos hidrológicos

Fuente: (Nanía, 2007)

Tipo de modelo	Método
Pérdidas	Déficit y tasa constante (DC) Inicial y tasa constante Exponencial Número de curva CN SCS Green y Ampt Consideración de la humedad del suelo (SMA) DC por celdas CN SCS por celdas SMA por celdas
Transformación lluvia-caudal	Hidrograma Unitario (HU) de Clark Onda cinemática ModClark HU SCS HU Snyder HU especificado por el usuario Hidrograma en S del usuario
Flujo Base	Recesión restringida Constante mensual Depósito lineal Recesión

Figura 11: Método de cálculo para Subcuencas

Fuente: (Nanía, 2007)

b. Modelo meteorológico

El modelo meteorológico calcula la entrada de precipitación que requiere un elemento de subcuena. Puede ser usado de dos formas: puntual y en forma de grid, y tiene la capacidad de modelar lluvia líquida y del tipo granizada con evapotranspiración (Ramos Taipe, 2012).

Métodos de Precipitación	Descripción
Tormenta asociada a frecuencia	Se usa para desarrollar un evento de precipitación donde los volúmenes correspondientes a distintas duraciones tienen una probabilidad de excedencia consistente.
Pluviómetros con pesos	Este método aplica pesos definidos por el usuario a los pluviómetros que el usuario desee.
Precipitación por celdas	Este método permite usar productos con precipitación por celdas, como por ejemplo los datos de Radar.
Inversa de la distancia	Se usa para calcular la precipitación media en una subcuena aplicando una ponderación basada en la inversa de la distancia al cuadrado.
Tormenta del SCS	Este método aplica una distribución temporal tipo SCS a un volumen total de lluvia en 24 horas.
Hietograma especificado	Este método aplica un hietograma definido por el usuario a un elemento de subcuena.
Tormenta de proyecto estándar	Este método aplica una distribución temporal a un volumen índice de precipitación (este índice se extrae de un Manual del Corps of Engineers y es válido sólo para Estados Unidos. Está actualmente en desuso).

Figura 12: Descripción de los métodos meteorológicos

Fuente: (Nanía, 2007)

c. Control de especificaciones

El control de especificaciones, se define el periodo de tiempo de la misma simulación, en ella se incluye el tiempo de inicio y termino de la simulación y el intervalo de tiempo para el cálculo numérico (Ramos Taipe, 2012).

d. Ingreso de información de componentes

Información de serie de tiempo, información pareada e información en grid frecuentemente son requeridos como parámetros o condición de borde del método de cuenca o meteorológico (Ramos Taipe, 2012).

Series temporales de datos	Pares de datos	Datos por celdas
Pluviómetros	Funciones almacenamiento-caudal	Precipitación
Medidores de caudal	Funciones cota-almacenamiento	Temperatura
Límnímetros	Funciones cota-área	Radiación solar
Termómetros	Funciones cota-caudal	Coefficiente de cultivo
Medidores de radiación solar	Funciones caudal-derivación	Capacidad de almacenamiento
Medidores de coeficientes de cultivo	Secciones transversales	Tasa de percolación
	Hidrogramas unitarios	Coefficientes de almacenamiento
	Curvas de porcentaje	Déficit de humedad
	Funciones de fusión de nieve	Área impermeable
	Patrones de tasa de fusión de nieve	Número de curva CN SCS
		Cotas
		Equivalente de agua de nieve
		Contenido de agua
		Tasa de fusión de nieve

Figura 13: Ingreso de información de componentes

Fuente: (Nanía, 2007)

2.14 MODELO HIDRÁULICO

2.14.1 Modelo bidimensional en HEC-RAS 2D

HEC-RAS, es una herramienta de modelación numérica desarrollada por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros de los estados unidos (US Army Corps of Engineers), y tiene su aplicación en la ingeniería hidráulica y fluvial. La versión actual HEC-RAS 5.07 permite realizar la modelación de flujo variable unidimensional, bidimensional y la combinación de ambos.

HEC-RAS realiza el modelamiento bidimensional mediante la resolución de las ecuaciones de Saint Venant 2D o las ecuaciones de Onda Difusa 2D. El método de resolución de las ecuaciones es por medio de la diferencia finitas en el caso que se utiliza una malla estructurada y el método de volúmenes finitos en una malla no estructuradas.

a. Ecuaciones hidrodinámicas

Las ecuaciones de Navier-Stokes describen el movimiento de fluidos en tres dimensiones. En el contexto de modelado de canales e inundaciones, se imponen nuevas simplificaciones. Un conjunto simplificado de ecuaciones son las ecuaciones diferenciales de agua poco profundas (SW), que son simplificadas ignorando los términos de inestabilidad, advección

y viscosidad; la combinación de esta ecuación con la ecuación de conservación de masas se obtiene las ecuaciones de onda difusiva (DSW).

Ecuación de conservación de masa

la forma diferencial de la ecuación de conservación de masa es:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + q = 0 \quad (45)$$

Donde t es el tiempo, u y v son las componentes de velocidad en las direcciones x e y respectivamente y q es un término de flujo fuente/sumidero. En forma vectorial se puede expresar de la siguiente manera:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \nabla \cdot hV + q = 0 \quad (46)$$

Integrando sobre una región horizontal con el vector normal limite n y utilizando el teorema de divergencia de Gauss, se obtiene la forma integral de la ecuación:

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\Omega} d\Omega + \iint_S V \cdot n dS + Q = 0 \quad (47)$$

La región volumétrica Ω representa el espacio tridimensional ocupado por el fluido. Los limites laterales son dados por S y el flujo es representado por Q. Esta forma integral de la ecuación de continuidad será apropiada para seguir un enfoque de Batimetría de la Sub-grid.

- **La batimetría de la Sub-grid,** Las celdas de las cuadrículas computacionales contienen información de datos topográficos. Adicionalmente, presentan información del radio hidráulico, el volumen y el área seccional transversal que se puede calcular previamente a partir de la batimetría final. Los detalles de alta resolución se pierden, pero hay suficiente información disponible para que el método numérico más grueso pueda explicar la batimetría fina a través de la conservación de masas.

En la figura 14, la cuadrícula final se representa mediante la cuadrícula cartesiana en gris y la cuadrícula computacional se muestra en azul.

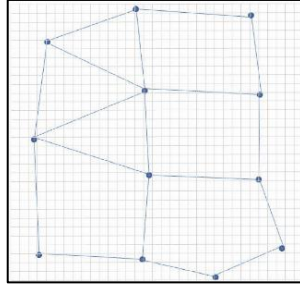


Figura 14: Cuadrícula cartesiana y cuadrícula computacional

Fuente: (Brunner, 2016)

Ecuación de conservación de Momentum

Cuando las escalas de longitud horizontal son mucho más grandes que la escala de longitud vertical, la conservación del volumen implica que la velocidad vertical es pequeña. La ecuación de impulso vertical de Navier-Stokes se puede utilizar para justificar que la presión es casi hidrostática. En ausencia de gradientes de presión se pueden hacer simplificaciones. La velocidad y los términos derivados verticales se pueden eliminar. Se obtienen las ecuaciones de conservación de momentum.

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} + \nu_t \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f u + fv \quad (48)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} + \nu_t \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + fu \quad (49)$$

Donde u y v son las velocidades en las direcciones cartesianas, g es la gravedad, ν_t es el coeficiente de viscosidad turbulenta, c_f es el coeficiente de fricción de fondo, R el radio hidráulico y f es el coeficiente de Coriolis.

Ecuación de Onda Difusa

Para llegar a la versión simplificada de la ecuación se debe ignorar la inestabilidad, advección, turbulencia y términos de Coriolis. El movimiento del flujo es impulsado por el gradiente de presión barotrópico equilibrado por la fricción interior, como resultado se obtiene la forma de la onda difusiva para la ecuación de momentum.

$$\frac{n^2 |V| V}{(R(H))^{4/3}} = -\nabla H \quad (50)$$

Dividiendo ambos lados de la ecuación por la raíz cuadrada de su norma, la ecuación se puede reorganizar en la forma más clásica

$$V = \frac{-(R(H))^{2/3} \nabla H}{n |\nabla H|^{1/2}} \quad (51)$$

Donde V es el vector de velocidad, R el radio hidráulico, h es el gradiente de elevación de la superficie y n es valor de coeficiente de Manning.

b. Condiciones de contorno

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

- **Elevación de la superficie del agua**, El valor de la elevación de la superficie del agua $H = H_b$, se da en uno de los bordes límite.
- **Gradiente de superficie del agua**, Se impone la pendiente de la superficie del agua S_b en la dirección normal al límite. Esta condición se expresa como:

$$\nabla H \bullet n = S_b \quad (52)$$

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

$$\iint_b V \bullet n dS = Q_b \quad (53)$$

Donde las integrales tomadas sobre la superficie límite donde se aplica la condición de contorno. Si se prefiere un enfoque de batimetría de Sub-grid, una restricción debe usarse y la condición de límite toma la forma:

$$V_b \bullet n_b A_b(H) = Q_b \quad (54)$$

c. Esquema numérico

Estructura de la malla

El solucionador no tiene ninguna restricción inherente con respecto al número de lados de las celdas poligonales, sin embargo, se ha establecido un límite de 8 lados para la eficiencia y el ahorro de espacio de memoria, no obstante, es necesario que las celdas sean convexas. Hay que destacar que la elección de una rejilla es extremadamente importante porque la estabilidad y precisión de la solución dependen en gran medida del tamaño, la orientación y las características geométricas de los elementos de la rejilla.

Debido a los parámetros de derivadas de segundo orden y la naturaleza diferencial de la relación entre variables, será necesario una malla dual además de la malla regular para modelar numéricamente las ecuaciones diferenciales.

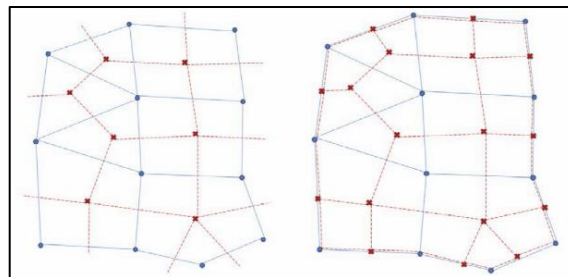


Figura 15: Representación de la estructura de malla

Fuente: (Brunner, 2016)

HEC-RAS realiza el proceso de mallado computacional siguiendo la técnica de triangulación de Delaunay (representado en azul) y seguidamente construyendo un diagrama de Voronoi (malla roja) tal como se muestra en la figura 16.

En el contexto de las ecuaciones hidrodinámicas, es conveniente calcular numéricamente la elevación de la superficie del agua H en los centros de celda de la malla (incluidas las celdas artificiales), la velocidad perpendicular a las caras (determinando la transferencia de flujo a través de las caras) y el vector de velocidad V en los vértices.

- **Aproximación por diferencia finitas**, el esquema de diferencias finitas expresa una derivada como la diferencia de dos cantidades.

$$\frac{\partial \Omega}{\partial t} \approx \frac{\Omega(H^{n+1}) - \Omega(H^n)}{\Delta t} \quad (55)$$

Las diferencias finitas en el espacio funcionan de forma idéntica. Dadas dos celdas adyacentes, con elevación de superficie de agua H_1 y H_2 respectivamente, la derivada direccional en la dirección n' determinada por el centro de las celdas se aproxima por

$$\nabla H \cdot n' = \frac{\partial H}{\partial n'} \approx \frac{H_2 - H_1}{\Delta n'} \quad (56)$$

donde $\Delta n'$ es la distancia entre los centros.

La orientación se determina por los subíndices que en el siguiente caso se orienta de la celda 1 a la celda 2.

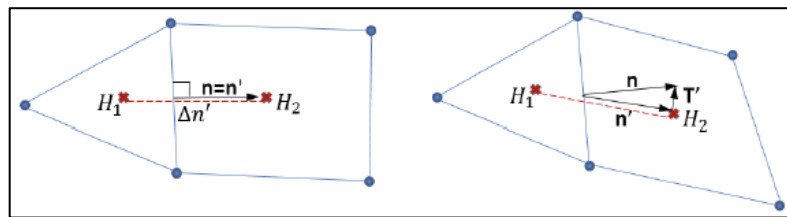


Figura 16: Derivada direccional entre celdas

Fuente: (Brunner, 2016)

- **Aproximación por volúmenes finitos**, una aproximación por volúmenes finitos se usa cuando la malla no es localmente ortogonal. Además, este esquema se utilizará para aproximar otros términos diferenciales como la viscosidad turbulenta. Con la técnica de los volúmenes finitos, el valor del gradiente ∇H en una cara de malla se aproxima como el promedio de las celdas duales.

$$\nabla H \approx \frac{\oint_L H n dL}{A'} \quad (57)$$

Donde L es el borde y A' el área de las celdas dobles. Como estas celdas dobles forman un polígono la integral se puede escribir como el sumatorio de las caras de las celdas duales. Las caras dobles k' juntas los nodos dobles del centro de cada celda.

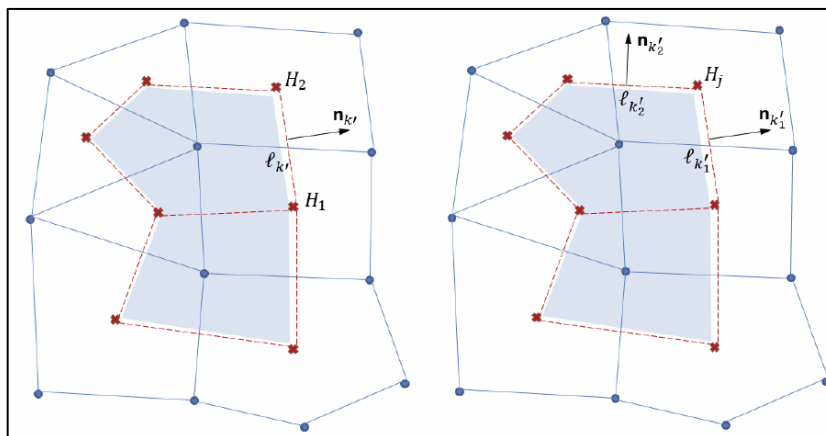


Figura 17: Celda y celda dual por volúmenes finitos

Fuente: (Brunner, 2016)

2.14.2 Modelo bidimensional en IBER

Iber es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de Iber abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos y el flujo de marea en estuarios.

El módulo hidrodinámico resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad, también conocidas como 2D Shallow Water Equations (2D-SWE) o ecuaciones de St. Venant bidimensionales. Dichas ecuaciones asumen una distribución de presión hidrostática y una distribución relativamente uniforme de la velocidad en profundidad. La hipótesis de presión hidrostática se cumple razonablemente en el flujo en ríos, así como en las corrientes generadas por la marea en estuarios. Asimismo, la hipótesis de distribución uniforme de velocidad en profundidad se cumple habitualmente en ríos y estuarios, aunque pueden existir zonas en las que dicha hipótesis no se cumpla debido a flujos locales tridimensionales o a cuñas salinas. En estos casos es necesario estudiar la extensión de dichas zonas y su posible repercusión en los resultados del modelo.

a. Ecuaciones hidrodinámicas

El módulo hidrodinámico Iber resuelve las ecuaciones de conservación de masa y de momento en las dos direcciones horizontales, incorporando los efectos de la turbulencia y rozamiento superficial por viento:

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} &= M_s \\ \frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} &= -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{g}{\rho} \frac{h^2}{2} \frac{\partial \rho}{\partial x} + 2 \Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x \\ \frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} &= -gh \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{g}{\rho} \frac{h^2}{2} \frac{\partial \rho}{\partial y} - 2 \Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_y \end{aligned} \quad (58)$$

Donde “ H ” es el calado, “ U_x ”, “ U_y ” son las velocidades horizontales promediadas en profundidad, “ g ” es la aceleración de la gravedad, “ Z_s ” es la elevación de la lámina libre, “ τ_s ” es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento, “ τ_b ” es la fricción debido al rozamiento del fondo, “ ρ ” es la densidad del agua, “ Ω ” es la velocidad angular de rotación de la tierra, “ λ ” es la latitud del punto considerado, “ τ_{xxe} ”, “ τ_{xye} ”, “ τ_{yye} ” son las tensiones tangenciales efectivas horizontales, y “ M_s ”, “ M_x ”, “ M_y ” son respectivamente los términos fuente/sumidero de masa y de momento, mediante los cuales se realiza la modelización de precipitación, infiltración y sumideros.

b. Condiciones de contorno

- En los contornos abiertos se pueden imponer diferentes tipos de condiciones de contorno de entrada y de salida. En un contorno de entrada es necesario imponer 3 condiciones de contorno si el régimen es supercrítico (una para cada una de las tres ecuaciones de St.Venant), mientras que si se produce régimen subcrítico es suficiente con imponer 2 condiciones. En un contorno de salida es suficiente con imponer una única condición si el régimen es subcrítico, mientras que no es necesario imponer ninguna condición si el régimen es supercrítico.

Tabla 4: Condiciones de contorno implementadas en los contornos abiertos

Contorno	Régimen	Condiciones impuestas
Entrada	Subcrítico / Crítico	Caudal total en dirección normal al contorno
		Caudal total en dirección normal al contorno y velocidad media
	Supercrítico	Caudal específico en dirección normal al contorno
		a) Caudal específico en dirección normal al contorno y calado b) Caudal específico en dirección normal al contorno y cota de agua
Salida	Subcrítico	a) Calado b) Cota de agua c) Vertedero (cota y coeficiente de descarga) d) Curva de gasto
		Supercrítico / Crítico

Fuente: (Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, 2014)

c. Condiciones de contorno internas

La condición de contorno interna para modelar estructuras (compuertas, vertederos y puentes) implementadas en Iber se puede utilizar en las siguientes condiciones de flujo:

- Flujo bajo compuerta

Se considera la ecuación de desagüe bajo compuerta, que puede funcionar libre o anegada. Los datos a suministrar son el coeficiente de desagüe, la cota de fondo de la compuerta, la altura de la apertura de la compuerta y el ancho de la misma. Por defecto se toma un valor del coeficiente de descarga de $C_d=0.6$.

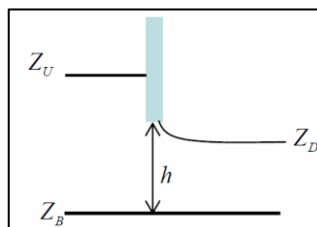


Figura 18: Esquema y ecuaciones de la condición de contorno interna de compuerta

Fuente: (Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, 2014)

Tabla 5: Esquema y ecuaciones de la condición de contorno interna de compuerta

	$(Z_D - Z_B) / (Z_U - Z_B)$	Ecuación de descarga
Compuerta Libre	0.00 – 0.67	$Q = C_d B h \sqrt{2g (Z_U - Z_B)}$
Transición	0.67 – 0.80	$Q = C_d B h \sqrt{6g (Z_U - Z_D)}$
Compuerta Anegada	0.80 – 1.00	$Q = C_d B h \sqrt{2g (Z_U - Z_D)}$

Fuente: (Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, 2014)

- Flujo sobre vertedero en lámina libre

Se considera la ecuación de desagüe para vertedero rectangular, que puede funcionar libre o anegado. Los datos a suministrar son la cota superior del vertedero, el coeficiente de desagüe y la longitud de vertedero. Por defecto se toma un valor del coeficiente de descarga de $C_d=1.7$.

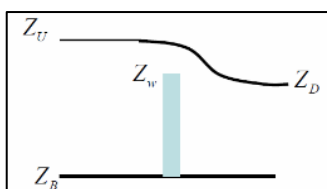


Figura 19: Esquema y ecuaciones de la condición de contorno interna de vertedero

Fuente: (Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, 2014)

Tabla 6: Esquema y ecuaciones de la condición de interna de vertedero

	$(Z_D - Z_w) / (Z_U - Z_w)$	Ecuación de descarga
Vertedero Libre	< 0.67	$Q = C_d B (Z_U - Z_w)^{1.5}$
Vertedero Anegado	> 0.67	$Q = 2.6 C_{dw} B (Z_D - Z_w)(Z_U - Z_D)^{0.5}$

Fuente: (Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, 2014)

- Combinación de compuerta y vertedero

Este caso constituye una condición que combina las dos anteriores, por lo que se deben indicar tanto los parámetros de la compuerta como los del vertedero. El caudal total desaguado se obtiene como la suma del caudal bajo compuerta y del caudal sobre vertedero.

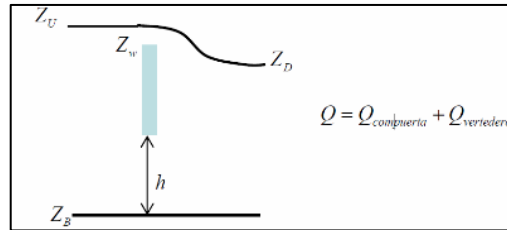


Figura 20: Esquema y ecuaciones de la condición de contorno interna de compuerta+vertedero

Fuente: (Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, 2014)

- Pérdida localizada

En este caso en la transferencia de caudal entre dos volúmenes finitos se considera una pérdida de energía localizada de valor $\Delta H = \gamma v^2 / 2g$. Las ecuaciones de Saint Venant son la expresión matemática de las leyes de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento, por lo que para poder considerar dicha pérdida de energía se actúa sobre el término de la pendiente motriz. Para ello, a la pendiente motriz a través de un contorno de un volumen finito S_f se le añade un término adicional igual a $\Delta H/V$, siendo V el volumen del elemento. De esta manera, la pérdida de energía a través de dicho contorno

acabará siendo $\Delta H + S_f L$, siendo ahora L la distancia entre centros de elementos a ambos lados del contorno donde se aplica la pérdida localizada.

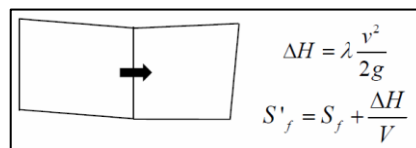


Figura 21: Esquema y ecuaciones de la condición de contorno interna de pérdida de carga localizada

Fuente: (Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, 2014)

d. Esquema numérico

Tanto las ecuaciones hidrodinámicas, como las correspondientes a los modelos de turbulencia y de transporte de sedimentos, se resuelven en forma integral por el método de volúmenes finitos. Iber trabaja con mallas no estructuradas formadas por elementos que pueden tener 3 o 4 lados. Se pueden combinar elementos irregulares de 3 y 4 lados dentro

de la misma malla. Esta característica las hace especialmente indicadas para su utilización en hidráulica fluvial.

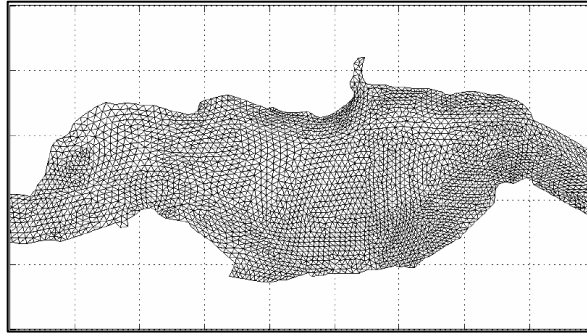


Figura 22: Ejemplo de malla no estructurada formada por elementos triangulares

Fuente: (Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, 2014)

2.15 HIDRÁULICA DE PUENTES

Los puentes son obras costosas y vitales que permiten unir tramos de carreteras separados por ríos y el principal problema que presentan son por razones hidráulicas más no de estructuras. Estas estructuras pueden afectar el comportamiento del flujo de un río en gran medida, más aún en un evento máximo extraordinario. Estos cambios en el comportamiento del flujo se ven reflejados en la distribución de la velocidad, las presiones generadas, los tirantes, en el perfil de la superficie del agua, los vórtices y flujos secundarios, etc. Además, el emplazamiento, la alineación, luz libre, galibo y la seguridad de un puente obedecen, en gran medida al comportamiento del flujo.

2.15.1 Afectación del régimen existente por obstrucción de un puente

La construcción de un puente que obstruye el flujo natural de un río, genera un impacto sobre el perfil hidráulico de la superficie del agua, ocasionando un aumento de los niveles de los tirantes aguas arriba del puente, donde, por lo general el flujo tiene un comportamiento subcrítico. Dependiendo del grado de contracción que origina el puente, se pueden producir diferentes fenómenos hidráulicos, como el caso de resaltos hidráulicos en las proximidades del puente en el caso de que la contracción del cauce sea severa.

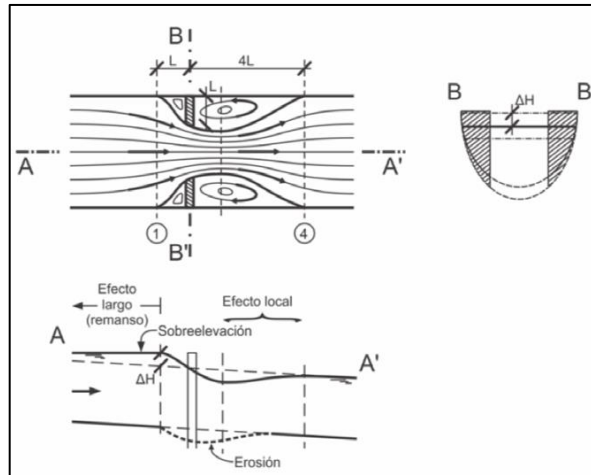


Figura 23: Características hidráulico generado por el paso de agua bajo el puente

Fuente: Martín Vide (2003)

Cuando el flujo pasa a lo largo de una contracción, la mayoría de las pérdidas de energía se producen por expansión aguas abajo del estrechamiento. Esta pérdida de energía se refleja como una elevación en la superficie del agua y en la línea de energía aguas arriba de la contracción. Sin embargo, muchos puentes no producen remanso dado que no se crean contracciones ni restricciones al flujo (Ochoa Rubio, 2017).

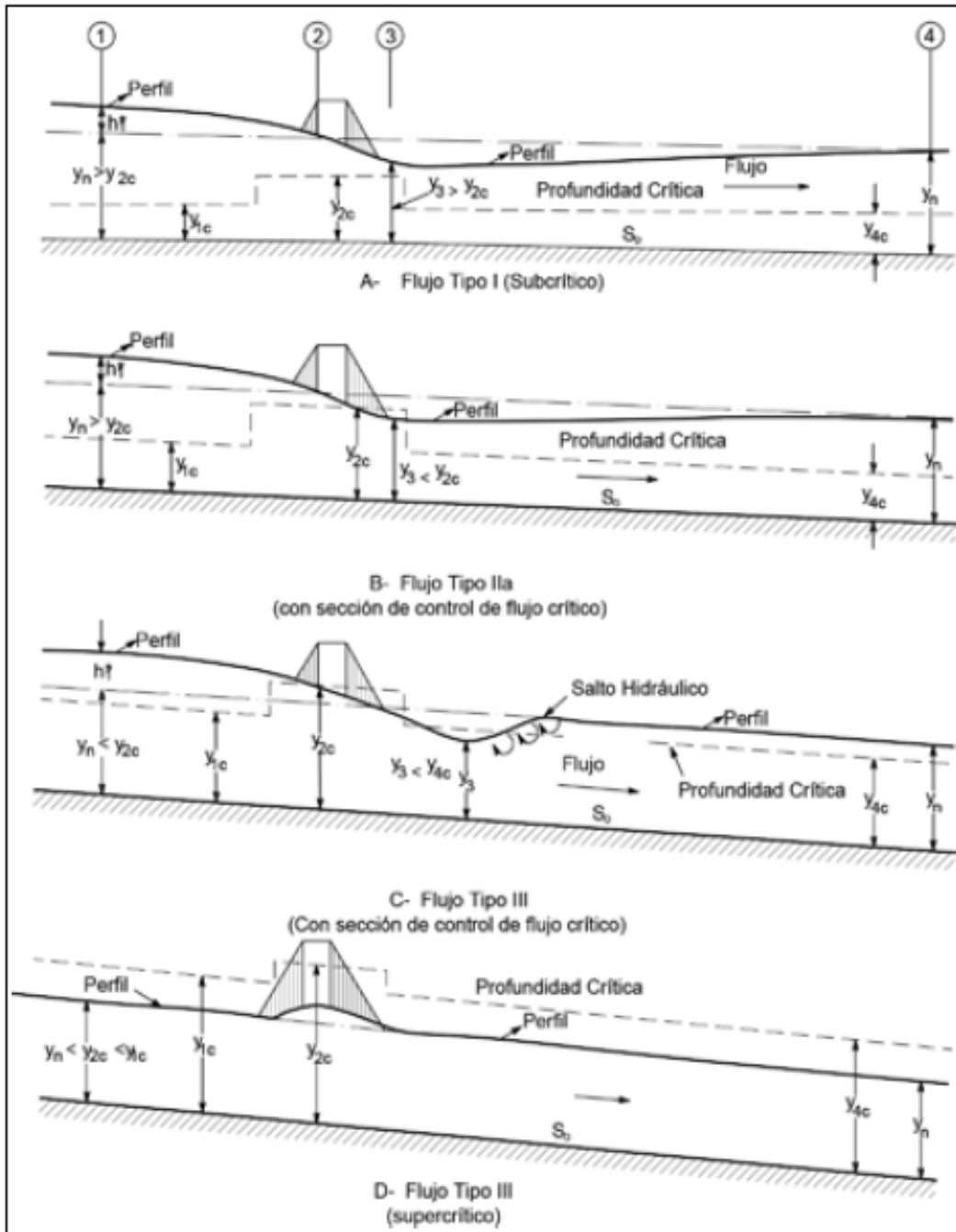


Figura 24: Perfiles de la superficie del agua a través de las luces de los puentes

Fuente: Ochoa Rubio (2017)

2.15.2 Emplazamiento de un puente

El puente se debe trazar en el lugar más conveniente para cruzar el río, debe ser un lugar que garantice la estabilidad del cauce, es decir, que el río no modifique su cauce con efectos negativos para el puente. Un puente emplazado en un lugar inestable necesita de obras de protección para estabilizar el cauce. Los cauces estrechos generan una menor luz libre del

puede, sin embargo, estos cauces estrechos son más profundos y por consiguiente se requiere cimentaciones más profundas. De preferencia se debe elegir lugares rectos que curvilíneos, debido a la tendencia de erosión en el lado exterior de la curva.

De acuerdo con Alisson Seaurz (2006), si un puente resulta bien ubicado, se ganará en economía y seguridad. Los análisis hidráulicos y de dinámica fluvial, lo mismo que los geotécnicos en este caso, son fundamentales y definen el sitio y modo de emplazamiento.

2.15.3 Alineación de un puente

Es importante la alineación de la vía con respecto al río. A pesar de que es deseable, no hay razón para exigir que el cruce sea perpendicular al río en lugar de oblicuo, siempre que esta última alineación venga dictada por buenas razones de trazado de la vía. Ahora bien, hoy casi no es preciso dar razones para rechazar la antigua costumbre de trazar curvas de entrada y salida de un puente para que el cruce sea perpendicular. La técnica actual permite alcanzar mayores luces sin dificultad y la seguridad vial (el costo de los accidentes de tráfico y su impacto en la opinión pública) obliga a tratar de evitar estas curvas (Martín Vide, 2003).

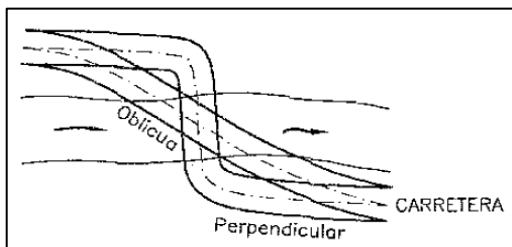


Figura 25: Alineación respecto la vía

Fuente: Martín Vide (2003)

Las pilas, cimentaciones, estribos y todo elemento mojado del puente deben estar correctamente alineado con la corriente y, de ningún modo, según la alineación propia del puente, por más que esto signifique una complicación estructural o constructiva. El ancho real libre del puente (luz) que se debe considerar en los aspectos hidráulicos del proyecto se mide en la proyección del puente sobre el plano perpendicular a la corriente.

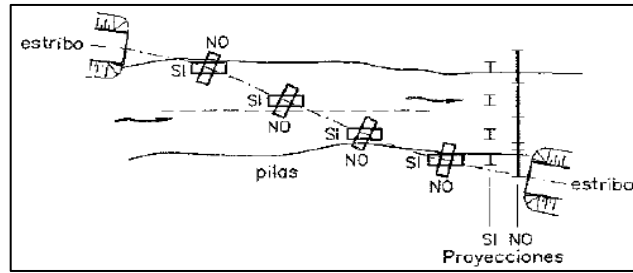


Figura 26: Alineación de pilas y estribos según el flujo

Fuente: Martín Vide (2003)

Una alineación muy oblicua (subparalela) entre el río y la vía puede ocasionar tal concentración de obstáculos en el cauce que casi lo obstruyen. Este problema es más frecuente cuanto más importante es la vía (una autopista, por ejemplo) y cuanto menos importante es el cauce (un arroyo, por ejemplo), pues la vía impone su trazado sin considerar el carácter concreto del cauce.

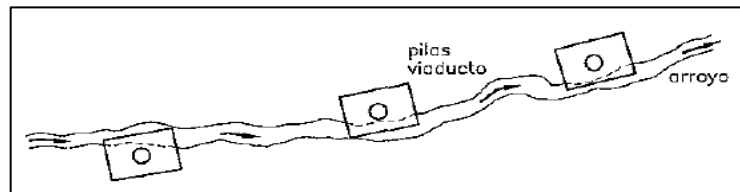


Figura 27: Vía alineada casi paralelo con el curso de agua

Fuente: Martín Vide (2003)

2.15.4 Dimensionamiento del gálibo

El gálibo se define como el espacio libre entre el nivel máximo del flujo de crecida y el nivel inferior del tablero del puente proyectado. El objetivo del gálibo es dejar pasar las fluctuaciones de flujo cuando la corriente interactúa con la estructura proyectada producto de la sobrelevación del flujo, por efectos de remanso, transporte de materiales flotantes como ramas, palizadas, troncos e incluso árboles y otros materiales flotantes que transporta la corriente (MTC, 2014).

Sobre corrientes de agua relativamente limpias en toda época, se recomienda como mínimo 2 metros por encima del N.A.M.E, en flujos de agua donde en algunos periodos transportan desechos, troncos y otros objetos voluminosos, se recomienda 2.5 metros por encima del N.A.M.E (MTC, 2014).

2.15.5 socavación en puentes

La socavación es la pérdida de material y la consecuente disminución general o local del nivel del lecho de un cauce como consecuencia del vacío generado por el desprendimiento de los sedimentos, que deja una fosa característica. Cuando el fenómeno es local dentro de una sección transversal o un fondo uniformemente abatido por debajo de su nivel inicial y la socavación se extiende en toda la sección, debido a la presencia de un puente cuya luz es menor que el ancho de la sección transversal natural, se trata de una socavación por contracción (Ochoa Rubio, 2017).

En los cauces de los ríos, la erosión se interpreta como el desprendimiento de las partículas del

lecho ocasionado por el flujo cuando alcanza velocidades superiores a la de umbral, lo mismo que la desestabilización de las orillas asociada a derrumbes, desplomes o deslizamientos en esas zonas (Ochoa Rubio, 2017).

a. Socavación General

Este tipo de socavación se presenta de manera natural en un río, sin la injerencia del hombre y se debe, fundamentalmente, a la simple ocurrencia de una creciente considerable en tramos estrechos o sectores débiles asociados a los procesos morfológicos o con aluviones erosionables. Se puede presentar en los cauces con puentes, pero por causas diferentes a la presencia de esta obra y, por lo tanto, se debe sumar a la socavación producida por el propio puente, es decir, a la socavación localizada. Dependiendo del tiempo de acción, la socavación general puede ser a largo plazo o a corto plazo. Si se trata de una socavación a largo plazo o degradación, puede ocurrir una degradación progresiva, una ampliación del cauce o migración de meandros (Ochoa Rubio, 2017).

El descenso generalizado del lecho, originado por una crecida (corto plazo) más la eventual contracción de flujo, puede ser evaluado conjuntamente con métodos semiempíricos que determinan, para un caudal de diseño, la situación de equilibrio final de una sección representativa del tramo del río en estudio (Basile, 2018).

Método de Blench (1969)

Propuso dos fórmulas, una para arenas y otra para gravas, en lecho vivo, que brindan la profundidad de flujo después de producida la erosión del lecho:

Para gravas con $S_s=2.65$ y $d_{50}>2\text{mm}$

$$Y_{ms} = 1.23 \frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/12}} \quad (59)$$

Dónde Y_{ms} es la profundidad media de socavación (m), d_{50} el diámetro donde el 50% del material es fino (mm) y q el caudal unitario ($\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$).

Método de Listchvan Lebediev

Es el método de mayor aplicación para determinar la socavación general en el lecho de un corriente y también se puede emplear para estimar la socavación por contracción en el caso que se vaya a proyectar un puente, por lo cual el efecto de la contracción no debe adicionarse a los valores de socavación obtenidos.

La hipótesis fundamental del método consiste en asumir que la distribución transversal de caudales específicos se mantiene constante durante el desarrollo del proceso erosivo. Esto puede no cumplirse si la sección presenta importantes variaciones granulométricas tanto en sentido transversal como en sentido vertical (Basile, 2018).

Las deducciones de las ecuaciones que se presentan, tanto para suelos granulares como para suelos cohesivos.

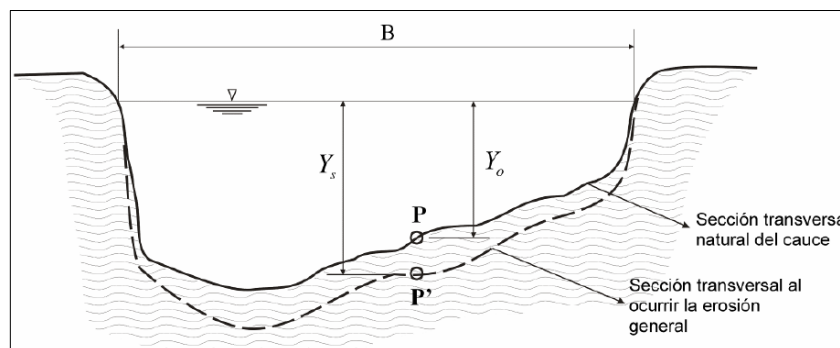


Figura 28: Sección trasversal inicial sin erosión y final erosionada

Fuente: Juárez Badillo & Rico Rodríguez (1974)

Para suelos granulares:

$$Y_S = \left(\frac{\alpha Y_0^{\frac{5}{3}}}{0.68 \beta \mu \phi d_{50}^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+Z}}, \alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B} \quad (60)$$

Dónde:

Y_s : Profundidad del flujo después de ocurrida la socavación (m)

Y_0 : Profundidad inicial existente (m)

α : Coeficiente de sección

Q_d : Caudal de diseño asociado al periodo de retorno (m³/s)

Y_m : Profundidad media (m), se define $Y_m = A/B_e$

A: Área hidráulica (m²)

B_e : Ancho efectivo de la superficie del agua en la sección (ver la Figura 25)

β : Coeficiente de frecuencia, se define $\beta = 0.7929 + 0.0973 \log(\text{Tr})$

μ : Coeficiente de contracción (ver tabla 9)

ϕ : Coeficiente de corrección por efecto de la densidad del agua durante la creciente, para agua

clara el valor es de 1. Si transporta sedimentos en suspensión se calcula como:

$$\phi = -0.54 + 1.5143 \gamma_{as}$$

γ_{as} : Peso específico del agua más sedimento (T/m³)

d_{50} : Diámetro donde el 50% del material es fino (mm)

Z: Exponente variable que depende del diámetro medio de las partículas de material granula

Tabla 7: Factor de corrección por contracción del cauce μ

V (m/s)	Luz libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
>4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente: Juárez Badillo & Rico Rodríguez (1974)

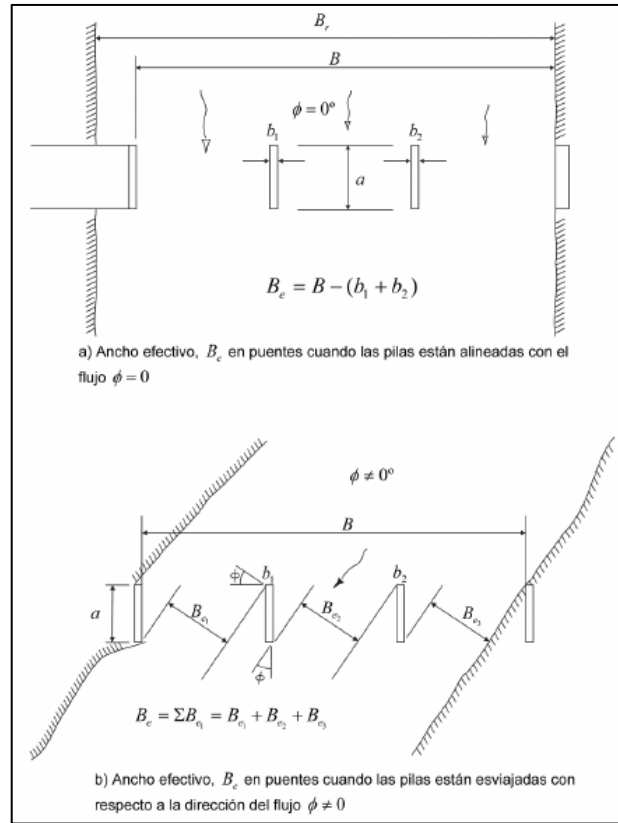


Figura 29: cálculo del ancho efectivo B_e en puentes

Fuente: INVIAS (2011)

Método de Laursern modificada

la socavación por contracción es la forma más común de socavación general, y ocurre superestructura y/o el terraplén de acceso al puente restringe el flujo del cauce.

Basile (2018) informa que la fórmula de Laursen (1960) para la erosión de lecho vivo en contracciones largas fue modificada por Richarson y Davis (1995) e implementada en el modelo HEC-RAS (Feldman, 2000; Scharffenberger, 2013), determina la profundidad media del flujo h_2 después de la erosión en la sección contraída mediante:

$$\frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{K1}, h_S = h_2 - h_0 \quad (61)$$

Dónde:

h_1 : Profundidad media aguas arriba (m)

Q_1 : Caudal en la sección aguas arriba (m^3/s)

B_1 : Ancho del cauce principal aguas arriba (m)

K_1 : Exponente en función del modo de transporte de sedimento, HEC-RAS calcula K_1 a partir

del valor de d_{50} y la temperatura del agua (15.6°C)

Q_2 : Caudal en sección contraída del puente (m^3/s)

B_2 : Ancho del cauce principal en la sección contraída (m)

h_0 : Profundidad media de la sección contraída (m)

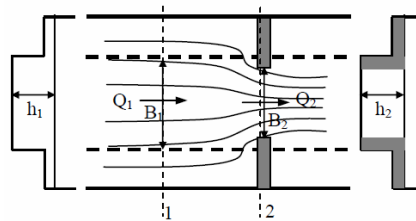


Figura 30: Representación de variables para la fórmula de Laursen (1960) modificada

Fuente: Basile (2018)

b. Socavación localizada en estribos

La socavación local es causada por la interferencia de las pilas, los estribos y algunas obras de protección con el flujo y se divide en socavación en pilas y estribos. Estas estructuras alteran el campo de velocidades del flujo, aumentando su poder de socavación.

Método de Artamanov

Este método permite calcular la socavación al pie de los estribos y al pie de espigones.

Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón. Relacionado con el gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del Angulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente (Juaréz Badillo & Rico Rodríguez, 1974).

La socavación total al pie del estribo está dada por:

$$S_T = P_\alpha P_q P_R H_0 \quad (62)$$

Dónde:

P_α : Coeficiente que depende del ángulo que forma el eje del puente y el eje del río (ver Tabla10)

P_q : Coeficiente que se encuentra en función Q_1/Q (ver Tabla 11)

P_R : Coeficiente que depende del talud que tiene los lados del estribo (ver Tabla 12)

H_0 : Tirante de agua en la zona cercana al estribo antes de la socavación

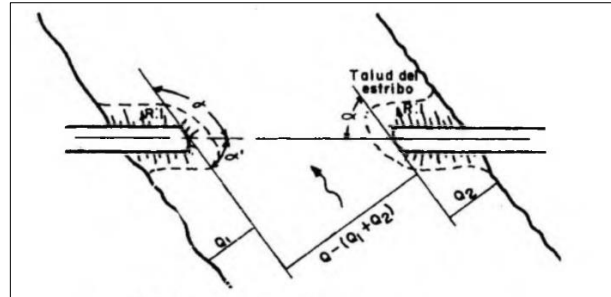


Figura 31: Intercepción de flujo por los estribos dentro del cauce

Fuente: Juárez Badillo & Rico Rodríguez (1974)

Tabla 8: Valores del coeficiente correctivo P_α

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_α EN FUNCIÓN DE α

α	20°	60°	90°	120°	150°
P_α	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

Fuente: Juárez Badillo & Rico Rodríguez (1974)

Tabla 9: Valores del coeficiente P_q

VALORES DEL COEFICIENTE P_q EN FUNCIÓN DE Q_1/Q

Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Fuente: Juárez Badillo & Rico Rodríguez (1974)

Tabla 10: Valores del coeficiente correctivo P_R

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_R EN FUNCIÓN DE R

Talud R	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
P_R	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Fuente: Juárez Badillo & Rico Rodríguez (1974)

Método de Frodelich

La ecuación dada por Froehlich está basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil. HEC-18 (1993) recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación (MTC, 2014).

Es una de las metodologías más utilizadas en los Estados Unidos, se recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara.

$$\frac{Y_s}{h_e} = 2.27K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.43} Fr_e^{0.61} + 1 \quad (63)$$

Dónde:

Y_s : Profundidad de socavación (m)

K_f : Coeficiente que depende de la forma del estribo (ver Tabla 13)

K_θ : Coeficiente que depende del Angulo del ataque del flujo, donde $K_\theta = (\Theta/90)^{0.13}$

h_e : Profundidad media del flujo en la zona obstruida por el estribo (m)

L : Longitud del estribo y acceso al puente que se opone al paso del flujo (m)

Fr_e : Número de Froude en la zona obstruida por el estribo

Tabla 11: Coeficiente por forma del estribo K_f

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

Fuente: HEC-18 (1993)

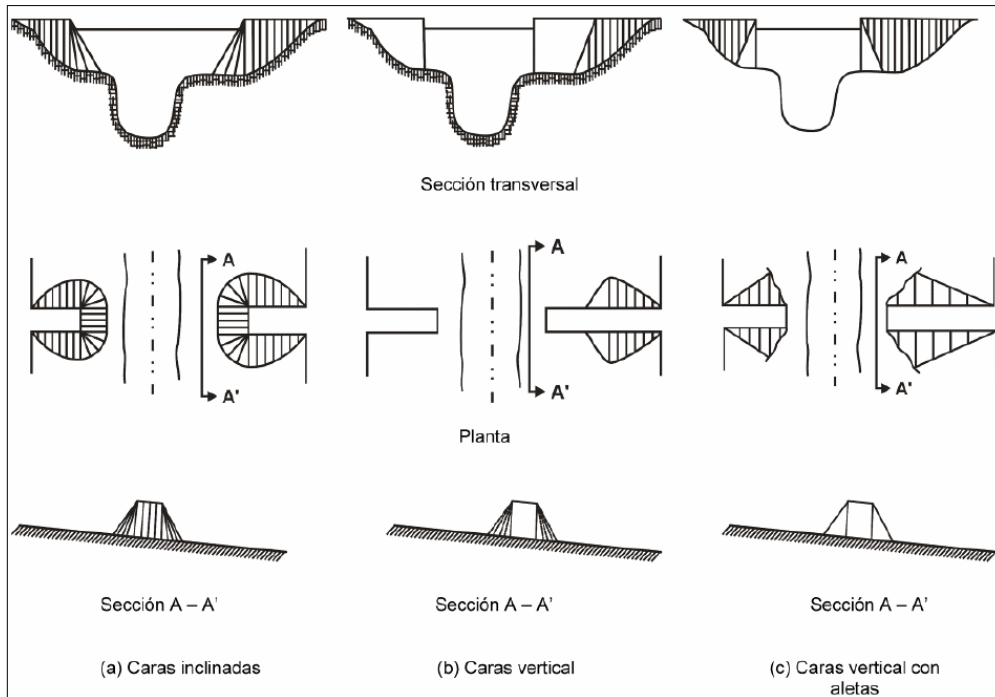


Figura 32: Forma de los estribos

Fuente: HEC-18 (1993)

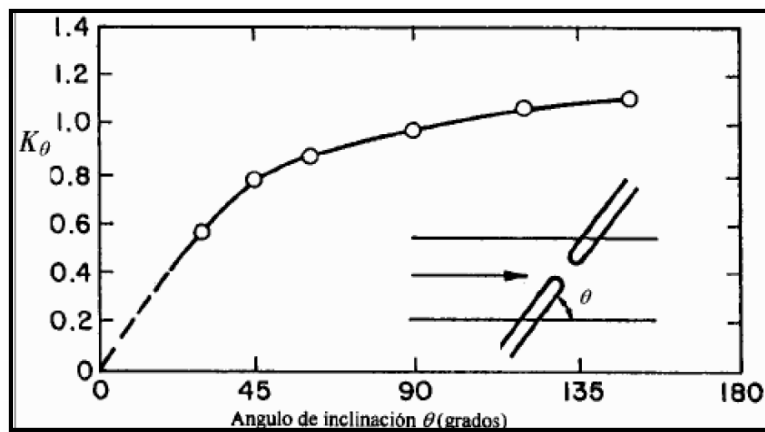


Figura 33: Factor de corrección K_θ

Fuente: HEC-18 (1993)

Método de Hire

HEC-18 (1993), incluye otra ecuación desarrollada a partir de datos del Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos para la socavación que se produce en la punta de los espigones o espolones construidos en el río Mississippi. La ecuación HIRE es por lo tanto aplicable cuando el estribo penetra en el cauce principal.

$$Y_S = 4h \left(\frac{K_f}{0.55} \right) K_\theta F_r^{0.33} \quad (64)$$

Dónde:

K_f : Coeficiente que depende de la forma del estribo (ver tabla 13)

K_θ : Coeficiente que depende del Angulo del ataque del flujo, donde $K_\theta = (\theta/90)^{0.13}$

h : Profundidad media del flujo en la zona obstruida por el estribo (m)

L : Longitud del estribo y acceso al puente que se opone al paso del flujo (m)

F_r : Número de Froude en la zona obstruida por el estribo

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El punto de análisis en donde se proyectará el Puente, se encuentra en el centro poblado Tingo Chico a 8.3 metros aguas abajo del puente existente, el cual cruza de forma perpendicular el eje del río Marañón. La estructura existente a reemplazar es un puente metálico tipo Bailey de una sola vía, el cual presenta una luz de 55 metros, estribos de concreto armado y un pilar. El estribo izquierdo se encuentra cimentado sobre un estrato rocoso bueno y cercano a él se ubica la estación de aforo Tingo Chico que tiene registros máximos anuales diarios y nos serán de utilidad para calcular la descarga del puente. En la margen derecha a 5 metros del estribo derecho se ubica un pilar donde descansa la estructura metálica.



Figura 34: Vista fotográfica del puente existente Tingo Chico

3.1.1 Ubicación geográfica

La ubicación de puente proyectado que cruza el curso de agua del río Marañón presenta las siguientes coordenadas:

Tabla 12: Coordenadas del Puente Proyectado

Coordenadas Geográficas WGS-84		Coordenadas UTM WGS-84 Zona 18 Sur	
Latitud:	9°38'55.57"S	Norte:	8932945.754 m
Longitud:	76°43'14.26"O	Este:	311201.592 m
Altitud:	2951.5 msnm	Altitud:	2951.5 msnm

Fuente: Elaboración Propia

3.1.2 Ubicación política

- Departamento: Huánuco
- Provincia: Dos de Mayo
- Distrito: En el límite del distrito de Pachas y Chuquis.

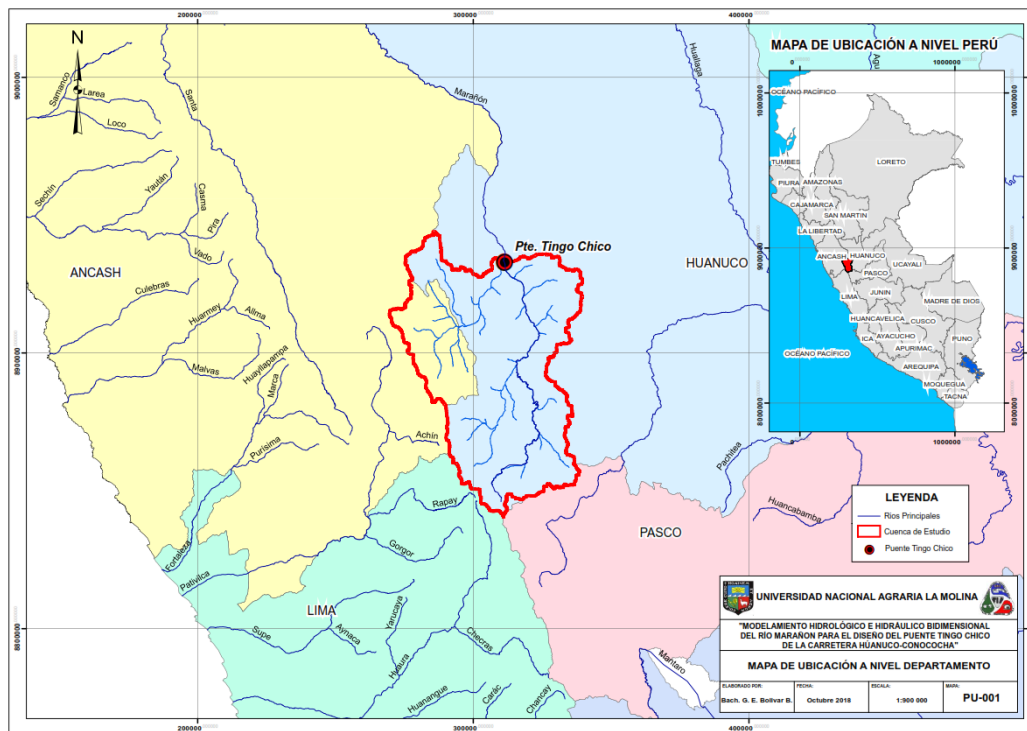


Figura 35: Mapa de ubicación departamental del puente a proyectar

Fuente: Elaboración Propia

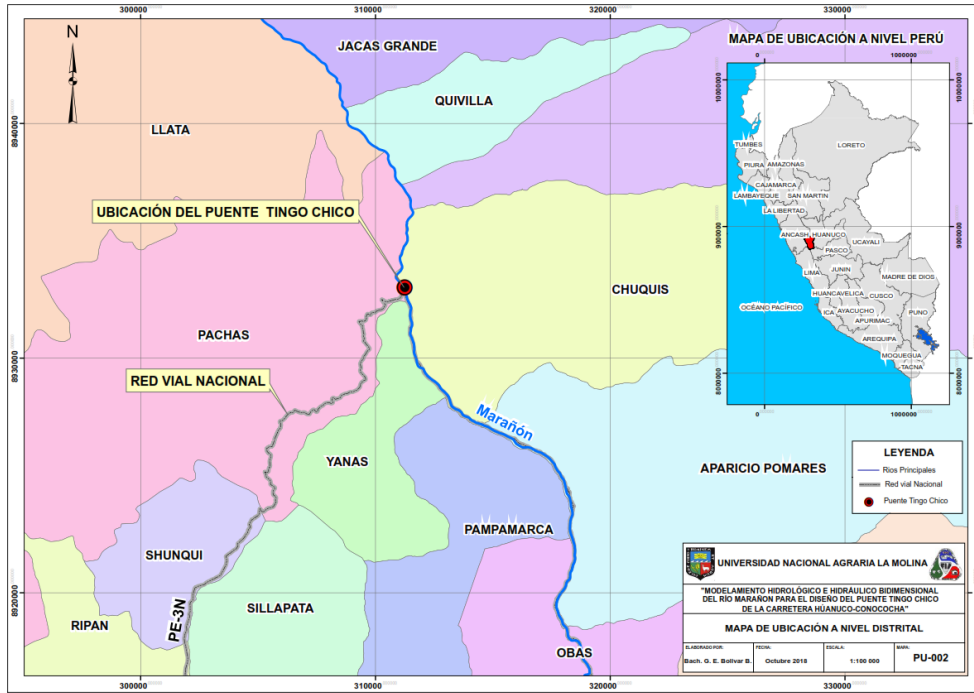


Figura 36: Mapa de ubicación distrital del puente a proyectar

Fuente: Elaboración Propia

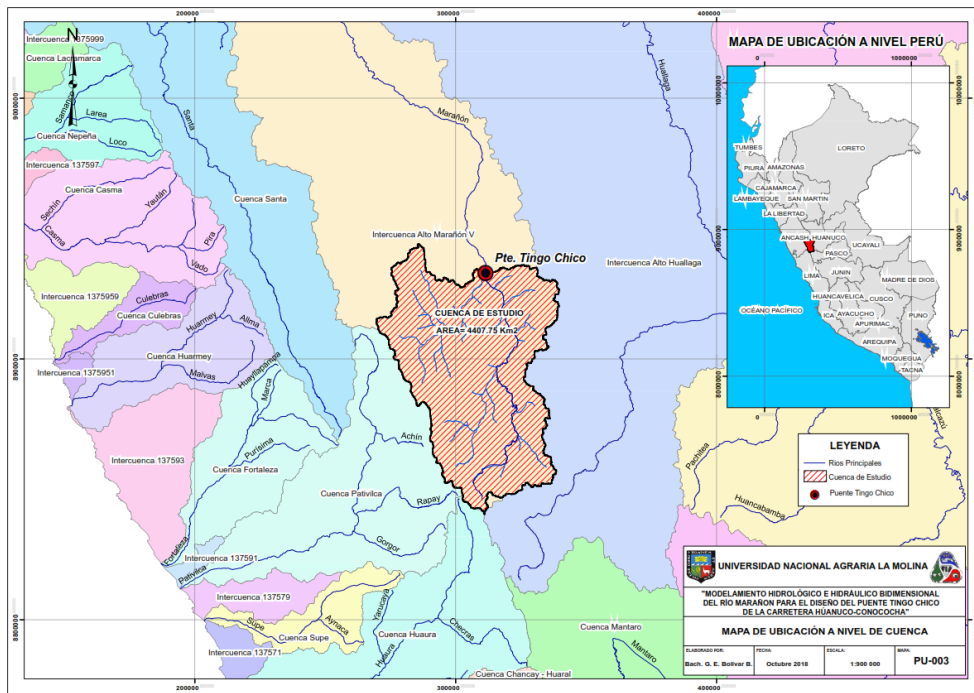


Figura 37: Mapa de ubicación a nivel de cuencas del puente a proyectar

Fuente: Elaboración Propia

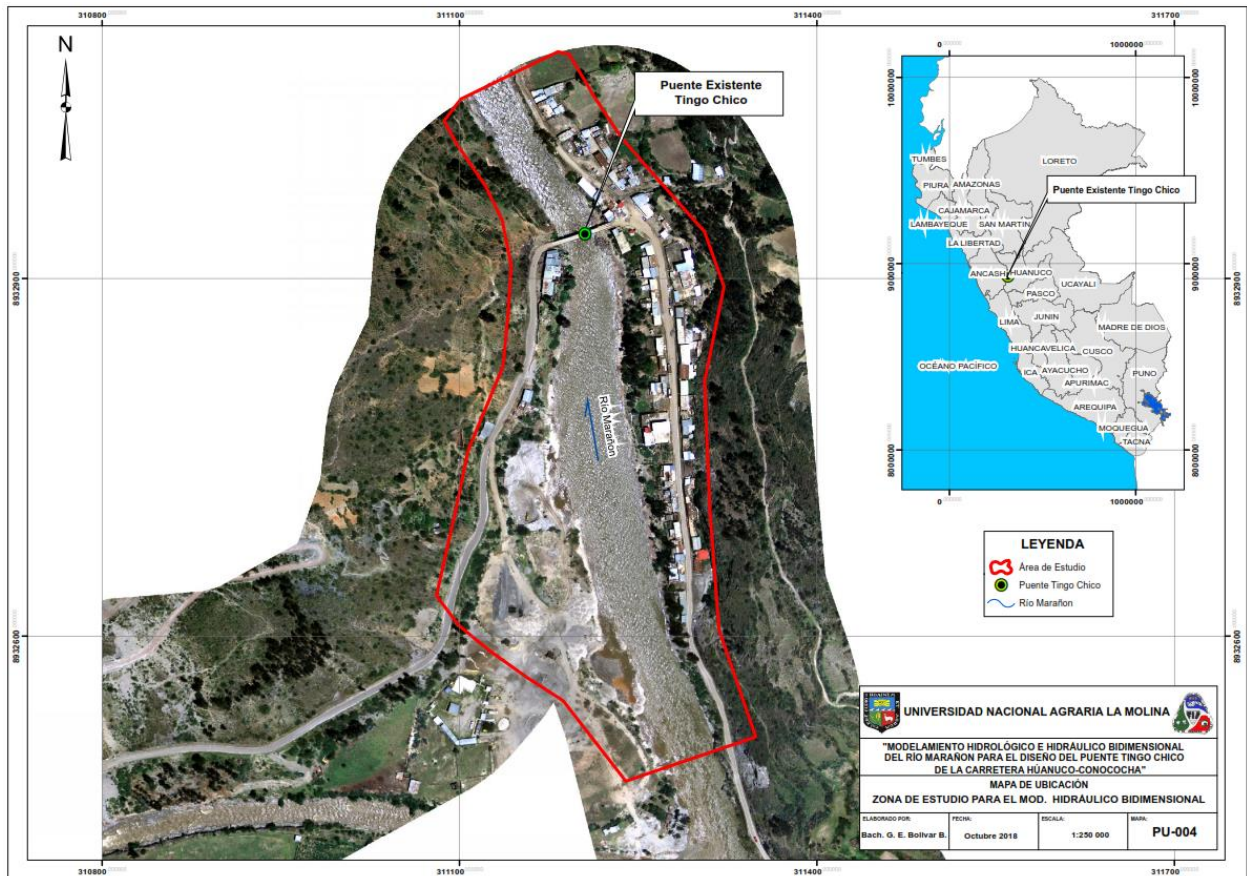


Figura 38: Mapa de ubicación de la zona del modelamiento hidráulico

Fuente: Elaboración Propia

3.1.3 Ubicación de las estaciones pluviométricas e hidrométricas

Se cuenta con 4 estaciones pluviométricas que son la estación Dos de Mayo (3650 msnm), la estación Jacas chico (3673 msnm), la estación Laguna Surasaca (4400 msnm) y la estación Huallanca (3796 msnm). De las estaciones mencionadas dos de ellas se encuentran en el límite de la cuenca que son la estación Jacas Chico y Laguna Surasaca, las dos estaciones restantes se encuentran dentro de los límites de la cuenca. Adicionalmente, contamos con la estación hidrométrica Tingo Chico (2950 msnm) que se encuentra a 5 metros del estribo del puente existente de la margen derecha del río Marañón.

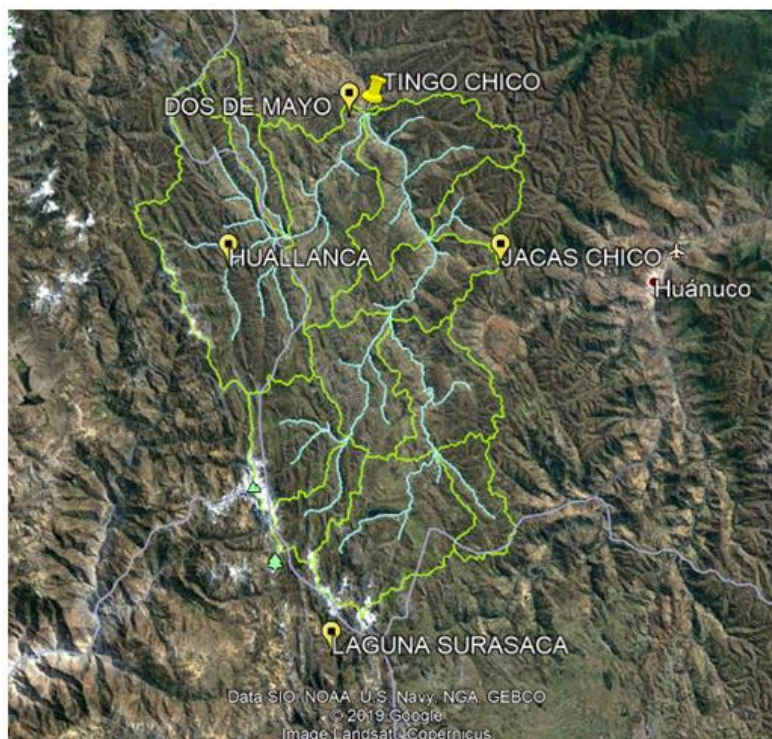


Figura 39: Ubicación de las estaciones pluviométrica e hidrométricas

Fuente: Elaboración Propia

3.1.4 Características hidrológicas de la zona del puente

La cuenca de estudio corresponde a un tramo de la naciente del río Marañón hasta donde se ubica el puente existente Tingo Chico y pertenece a la región hidrográfica del Amazonas de la vertiente del atlántico. Presenta un único tributario que es el río Vizcarra el cual descarga sus aguas en el río Marañón en las proximidades del centro poblado Tingo Chico en la provincia de Dos de Mayo. La superficie de drenaje tiene un área de 4407.754 km² y la longitud de cauce principal tiene aproximadamente una longitud de 139.45 km con respecto al puente existente.

Las altitudes de la cuenca varían desde los 2986 msnm hasta los 6507 msnm y limita con las cuencas de Pativilca, Huaura y la Intercuenca Alto Huallaga, las dos primeras pertenecen a la región hidrográfica del pacífico y la última a la región hidrográfica del Amazonas.

Los recursos hídricos de la cuenca en estudio se encuentran administrados por la administración local del agua del alto Marañón (ALA Alto Marañón) y se ubica en el Jr. San Martín 339 - Llata - Huamalíes – Huánuco.

3.1.5 Características hidráulicas de la zona de emplazamiento del puente

El puente proyectado para construcción se ha ubicado a 8.30 metros aguas abajo del puente existente, el emplazamiento forma un ángulo de 75° con respecto a la corriente del río Marañón, en época de estiaje, según la consulta que se hizo a los pobladores del centro poblado Tingo Chico y las mediciones realizadas in situ, el flujo llega como máximo a cubrir la zapata del pilar alcanzando una huella máxima de 2957.28 msnm. Aproximadamente a 600 metros aguas arriba se encuentra el río Vizcarra, que es el principal tributario del río Marañón. La zona donde ocurre la descarga del tributario, se vuelve una zona de inundación en épocas de avenida.

El río Marañón en el tramo de análisis donde se realizará la simulación presenta bajas pendientes, además no se evidencio material de arrastre, sin embargo, en las márgenes podemos encontrar rocas que fueron transportadas y depositadas por el río, estas rocas presentan diámetros variados que van desde 0.1 m hasta 1 m de diámetro.



Figura 40: Imagen satelital del puente existente Tingo Chico y el eje del puente proyectado



Figura 41: Vista fotográfica aguas arriba de la ubicación del puente existente Tingo Chico



Figura 42: Vista fotográfica aguas abajo de la ubicación del puente existente Tingo Chico



Figura 43: Vista fotográfica de las rocas arrastradas y depositadas en la margen derecha del río Marañón.

3.2 MATERIALES Y EQUIPOS

La presente Tesis cuenta con información necesaria para lograr los objetivos esperados, los cuales se detallan a continuación:

- El levantamiento topográfico del río Marañón en la zona donde se realizará el modelamiento hidráulico, se ha efectuado por el método Aero fotogramétrico con el sistema LIDAR y georreferenciación, abarcando una franja de 200 metros con una longitud 600 metros aguas arriba del puente y 400 metros aguas abajo.
- Los datos históricos de precipitaciones máximas en 24 horas se obtienen del Servicio nacional de meteorología e hidrología (SENAMHI) y la información Hidrométrica de caudales máximos diarios de la estación Tingo Chico del estudio de factibilidad C.H Chadin 2 que se encuentra anexado en el **“Estudio Definitivo para el Mejoramiento de la Carretera Huánuco - Conococha, Sector Huánuco-La Unión –Huallanca Ruta PE-3N”** (ver Capitulo VIII, anexo 2).
- Para realizar el modelamiento hidrológico se ha descargado un modelo digital de elevación en formato Raster con una resolución de 12.5m x 12.5 m (<https://vertex.daac.asf.alaska.edu/>).
- Se cuenta con Orto fotografía Aérea LIDAR de la zona de interés.
- Imágenes satelitales de Google Earth.
- Ensayo de granulometría en los estribos del puente existente.
- Cámara fotográfica.

- GPS (Spectra Precision MobileMapper 50).
- Software: Word, Excel, Arc GiS 10.2, AutoCAD Civil 3D 2016, HEC RAS 5.05, HEC HMS 4.2.1, IBER 2.5, Hydrognomon 4, Hyfran, Trend.
- Extensiones para ArcGIS 10.2: Spatial Analyst, Arc Hydro Tools, HEC geoHMS, HEC geoRAS.
- Equipo de computación.
- Útiles de escritorio.

3.3 METODOLOGÍA

3.3.1 Recopilación de información

Comprende la revisión y recopilación de información de estudios anteriores que tengan relación con el punto de interés el puente proyectado Tingo Chico que cruza el río Marañón. Asimismo, abarca la consulta a los pobladores del centro poblado Tingo Chico sobre la crecida del río y los niveles que alcanzan el tirante e identificando las zonas de inundación en épocas de avenida. La información que se recopilara serán datos de precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones seleccionadas, datos de caudales máximos diarios anuales de la estación hidrométrica, información de topografía del cauce e información de ensayos granulométricos.

3.3.2 Trabajo de campo

Se realizará la visita a campo exactamente al puente existente, para evaluar el comportamiento hidrológico e hidráulico del río, así como la cobertura vegetal, material de arrastre y niveles máximos de caudales, con la finalidad de determinar la solución técnica de calibración para el modelo hidráulico en base a las evidencias encontradas.

La solución técnica de calibración será el método de la huella máxima, que consistirá en la identificación del nivel de la máxima crecida del río Marañón en época de avenida, teniendo en cuenta la consulta de los pobladores aledaños al puente.

3.3.3 Procesamiento de la información

A continuación, se muestra el flujograma de las metodologías propuesta para el desarrollo de la presente tesis.

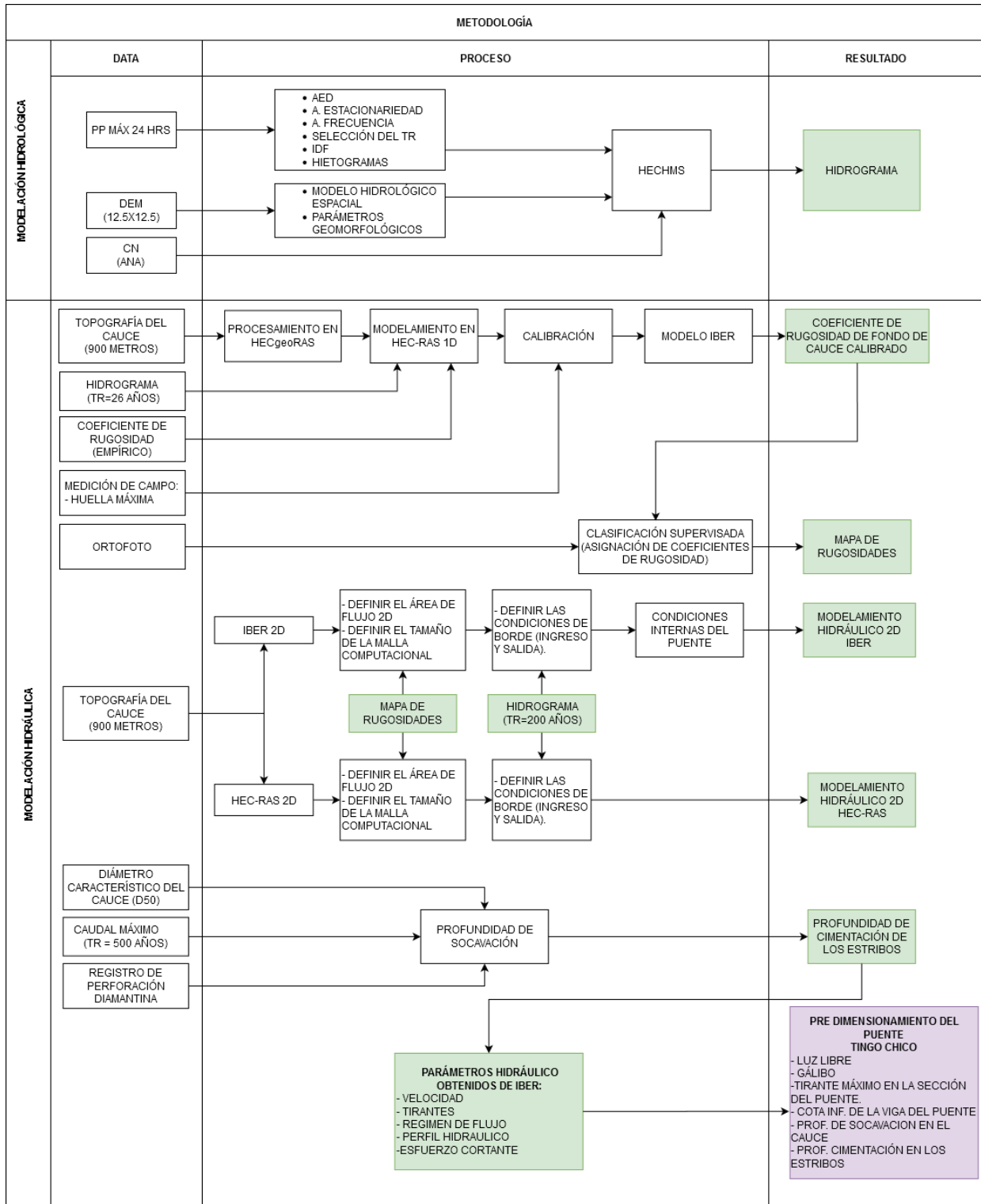


Figura 44: Flujoograma de la metodología de trabajo

Fuente: Elaboración Propia

3.3.4 Análisis y tratamiento de la información pluviométrica e hidrométrica

Para representar la precipitación en la zona de estudio se han revisado datos de precipitación máxima de 24 horas de 4 estaciones pluviométricas, operadas por El Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) y una estación Hidrométrica operada por la Autoridad Nacional del Agua (ANA).

a. Información disponible

Se seleccionaron las estaciones pluviométricas involucradas con el área de influencia de la zona de estudio. La estación Dos de Mayo se encuentra a una altitud de 3650 msnm y cuenta con información disponible de 17 años. La estación Jacas chico se encuentra a una altitud de 3673 msnm y cuenta con información disponible de 39 años. La estación Laguna Surasaca se encuentra a una altitud de 4400 msnm y cuenta con información disponible de 23 años. La estación Huallanca se encuentra a una altitud de 3796 msnm y cuenta con una información disponible de 14 años.

Tabla 13: Estaciones Pluviométricas ubicadas en el área de estudio

Estación	Tipo	Entidad Operador	Departamento	Latitud S.	Longitud W.	Altitud (msnm)	Periodo
Dos de mayo	Pluviométrico	Senamhi	Huánuco	9° 43' 1"	76° 46' 25"	3650	2001-2018
Huallanca	Pluviométrico	Senamhi	Ancash	09°53'1"	76°57'1"	3796	1964-1979
Jacas Chico	Pluviométrico	Senamhi	Huánuco	09°53'5.05"	76°30'3.37"	3673	1995-2018
Laguna Surasaca	Pluviométrico	Senamhi	Lima	10° 31' 25.8"	76° 47' 12.02"	4400	1996-2018

Fuente: SENAMHI

La estación Hidrométrica Tingo Chico se encuentra a una altitud de 2950 msnm y se ubica cerca del estribo izquierdo del puente existente (En las figuras 45 y 46 se observa la ubicación de la estación Hidrométrica). Además, se obtuvo los registros históricos de 26 años de caudales máximos diarios anuales de la estación Tingo Chico del estudio de factibilidad Central Hidroeléctrica Chadin 2 que se encuentra en el anexo del “**Estudio Definitivo para el Mejoramiento de la Carretera Huánuco - Conococha, Sector Huánuco-La Unión – Huallanca Ruta PE-3N**” (ver Capítulo VIII, anexo 2), también se encuentra anexado en el Estudio de Factibilidad y Definitivo de la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Dv. Cerro de Pasco - Tingo María.

Tabla 14: Estación Hidrométrica ubicadas en el área de estudio

Estación	Tipo	Entidad Operador	Departamento	Latitud S.	Longitud W.	Altitud (msnm)	Periodo
Tingo Chico	Hidrométrico	Ana	Huánuco	09°38'0"	76°43'0"	2950	1975-2000

Fuente: ANA



Figura 45: Vista panorámica de la Estación hidrométrica Tingo Chico



Figura 46: Estación hidrométrica Tingo Chico

b. Análisis exploratorio

Mediante métodos gráficos se analizaron los datos de Pp. máx. 24 hr. y caudales máximos diarios anuales de las estaciones pluviométricas e hidrométrica, de tal forma que podamos entender cómo se encuentra la calidad de la información. Además de detectar valores atípicos o anomalías en la serie de tiempo.

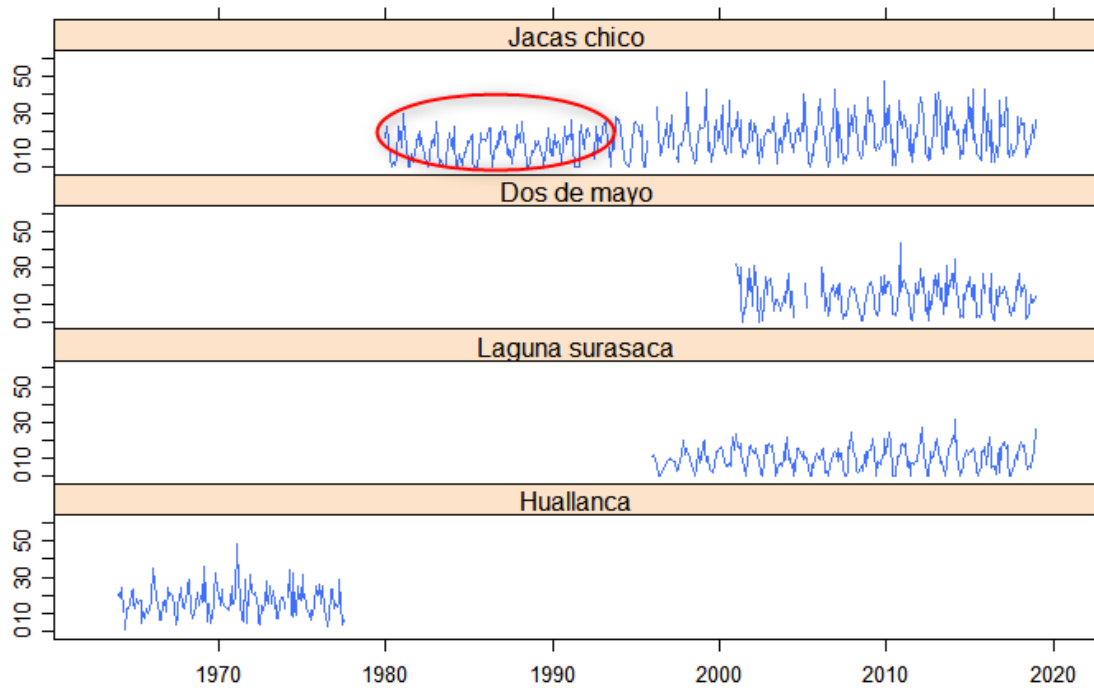


Figura 47: Serie de precipitación máxima en 24 horas

Fuente: Elaboración Propia

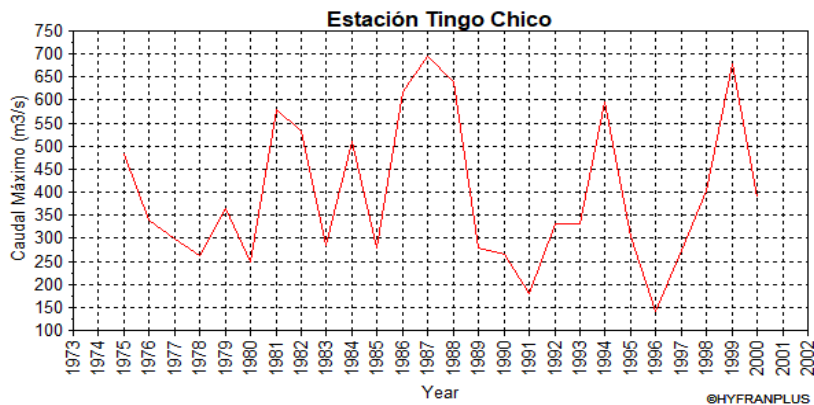


Figura 48: Serie de caudales máximos

Fuente: Elaboración Propia

En los diagramas de cajas (Box plots) se observa que las estaciones Dos de Mayo, Jacas Chico y Laguna Surasaca presentan mayores precipitaciones mensuales entre los meses de diciembre a marzo. Respecto a la estación Huallanca, las mayores precipitaciones mensuales se presentan en los meses de agosto hasta abril. El diagrama de cajas nos permite revelar la presencia de Outliers, en la estación Huallanca en el mes de mayo hay un dato que se desvía notoriamente del extremo superior de la caja, de igual manera en la estación Dos de Mayo en el mes de noviembre.

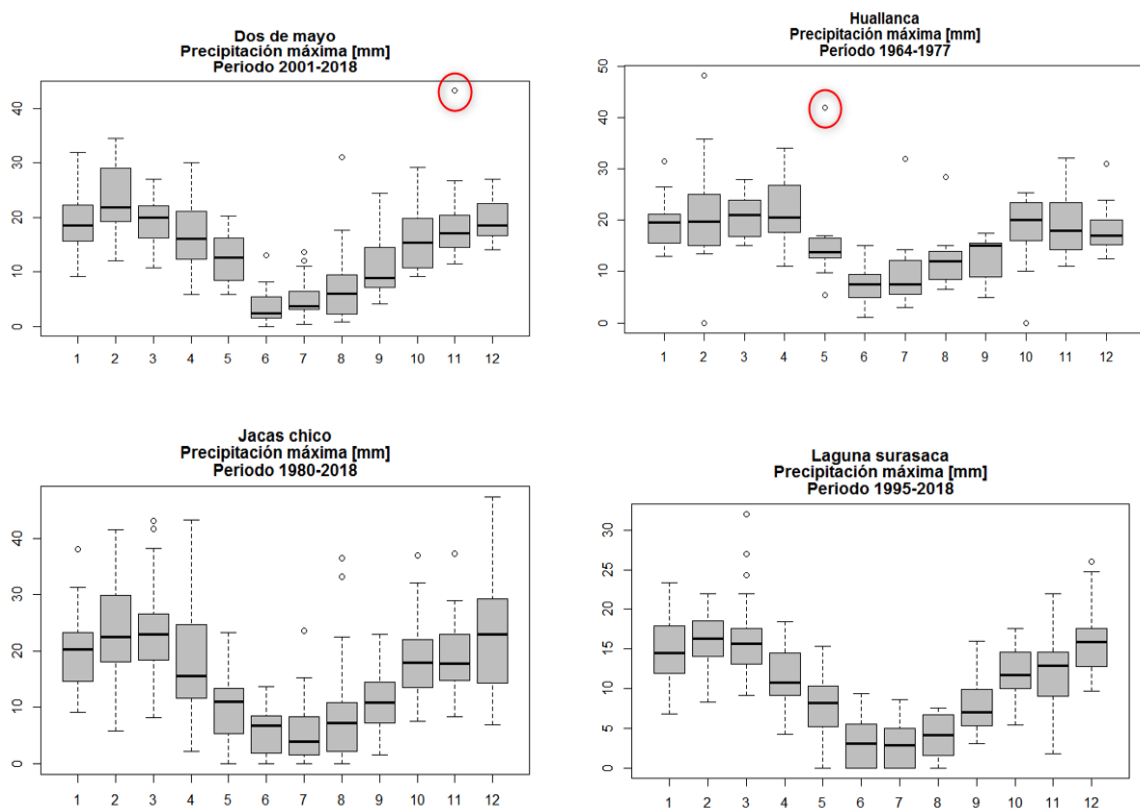


Figura 49: Box Plot de las estaciones pluviométricas

Fuente: Elaboración Propia

c. Prueba de datos dudosos (método de Water Resources Council)

Después de realizar el análisis para identificar los valores atípicos (Outliers), se detectaron datos que se encuentran fuera de los límites de confianza, con respecto a cada estación. En el caso de la estación Huallanca se eliminó el valor de 42 mm que correspondía al mes de mayo del año 1964. En el caso de la estación Dos de Mayo se eliminó el valor de 43.3 mm correspondiente al mes de noviembre del año 2010, además se optó por no considerar la información del año 2005 debido a la escasa información. Los resultados de los cálculos correspondientes se muestran en el capítulo VIII, anexo 3.

d. Análisis de estacionariedad

Analizaremos los patrones temporales de las series de Pp. máx. 24 hr. y caudales máximos diarios anuales, para ello utilizaremos Tests estadísticos para tendencias y cambios en la media/mediana. Debido a que las series hidrológicas tienen una distribución no normal, se elige optar por los Test no paramétricos, debido a que estos son generalmente de libre distribución. Los resultados de los Test de Mann – Kendall y Distribución Free CUSUM para las estaciones analizadas se muestran en el Capítulo VIII, anexo 4.

Tabla 15: Resumen del Test de Mann Kendall para el análisis de tendencia

		Test statistic	(Statistical table)		Result
			a=0.05	a=0.01	
Dos de Mayo (2001-2018)	Mann-Kendall	-0.206	1.568	2.061	NS
Huallanca (1964-1979)	Mann-Kendall	0.985	1.274	1.674	NS
Jacas Chico (1980-2018)	Mann-Kendall	4.815	1.96	2.576	S (0.01)
Laguna Surasaca (1996-2018)	Mann-Kendall	1.875	1.96	2.576	NS
Tingo Chico (1975-2000)	Mann-Kendall	0.066	1.96	2.576	NS

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 16: Resumen del Test de Free CUSUM para el análisis de cambio en la media/mediana.

		Test statistic	(Statistical table)		Result
			a=0.05	a=0.01	
Dos de Mayo (2001-2018)	Free CUSUM	4	5.607	6.721	NS
Huallanca (1964-1979)	Free CUSUM	2	5.089	6.099	NS
Jacas Chico (1980-2018)	Free CUSUM	14	8.493	10.179	S (0.01)
Laguna Surasaca (1996-2018)	Free CUSUM	5	6.522	7.817	NS
Tingo Chico (1975-2000)	Free CUSUM	4	6.935	8.311	NS

Fuente: Elaboración Propia

En las tablas 15 y 16 se observa que la estación Jacas Chico presenta tendencia ascendente y cambios en la media que son significativos. La tendencia ascendente y los cambios en la media se deben a que los datos de serie de tiempo de precipitación entre los años 1995 al 2018 presentan valores más altos, de acuerdo a los años anteriores (ver figura 50).

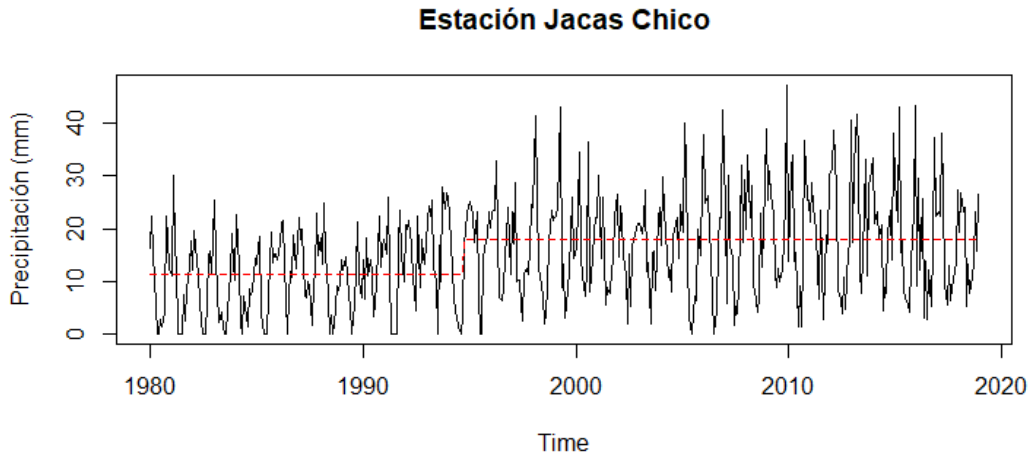


Figura 50: Cambios en la media – Estación Jacas Chico

Fuente: Elaboración Propia

Para identificar el cambio en la media de la serie de tiempo de precipitaciones se aplica el Test de Buishand range (ver Figura 51).

```
Buishand range test
data: data[, "Jacas Chico"]
R / sqrt(n) = 3.5004, n = 468, p-value < 2.2e-16
alternative hypothesis: true delta is not equal to 0
sample estimates:
probable change point at time K
177
```

Figura 51: Identificación del cambio en la media – Estación Jacas Chico

Fuente: Elaboración Propia

El cambio en la media se da el 01/09/1994 tal como se muestra en la Figura 52.

	Tiempo	Jacas Chico
171	1994-03-01	12.10000
172	1994-04-01	7.20000
173	1994-05-01	4.10000
174	1994-06-01	3.20000
175	1994-07-01	1.30000
176	1994-08-01	0.00000
177	1994-09-01	3.40000
178	1994-10-01	17.20000
179	1994-11-01	19.70000

Figura 52: Identificación de la fecha donde ocurre el salto –Estación Jacas Chico

Fuente: Elaboración Propia

Después de identificarse la fecha donde ocurre el cambio en la media, se opta por elegir el periodo que va desde el año 1995 hasta el 2018, a causa de que la información es más reciente y fiable. Para descartar tendencia y cambios en la media significativos se vuelve aplicar los test de **Mann Kendall** y **Distribución Free CUSUM** a los datos Pp. máx. 24 hr. de la estación Jacas chico.

Los resultados de los Test de tendencia de Mann – Kendall y Distribución Free CUSUM para la estación Jacas chico para el periodo 1995-2018 se muestran en el Capítulo VIII, anexo 4.

Tabla 17: Resumen del Test de Mann-Kendall y Free CUSUM para la estación Jacas Chico

		Test statistic	Statistical table		Result
			a=0.05	a=0.01	
Jacas Chico (1995-2018)	Mann-Kendall	1.29	1.96	2.576	NS
	Free CUSUM	6	6.663	7.985	NS

Fuente: Elaboración Propia

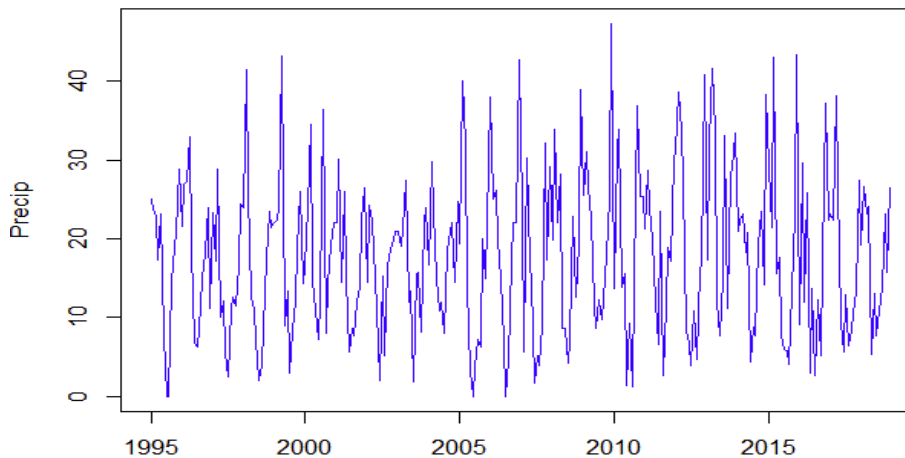


Figura 53: Serie de tiempo - Estación Jacas Chico 1995-2018

Fuente: Elaboración Propia

e. Precipitación máxima corregida por intervalo fijo de observación

Se corrige la información de Pp. máx. en 24 hr. multiplicándolos por el coeficiente de 1.13, con el objetivo de transformar precipitaciones máximas diarias a precipitaciones instantáneas, según la recomendación de La Organización Meteorológica Mundial (OMM).

Tabla 18: Pp. máx. 24 hr. corregida – Estación Dos de Mayo

Año	Pmáx. sin corrección	Pmáx. con corrección (*1.13)
	Dos de Mayo	Dos de Mayo
2001	32.0	36.2
2002	31.2	35.3
2003	24.1	27.2
2004	26.7	30.2
2006	30.5	34.5
2007	21.1	23.8
2008	18.5	20.9
2009	26.1	29.5
2010	22.1	25.0
2011	23.1	26.1
2012	29.1	32.9
2013	31.1	35.1
2014	34.5	39.0
2015	26.8	30.3
2016	27.1	30.6
2017	23.2	26.2
2018	26.3	29.7

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 19: Pp. máx. 24 hr. corregida – Estación Huallanca

Año	Pmáx. sin corrección	Pmáx. con corrección (*1.13)
	Huallanca	Huallanca
1964	24.0	27.1
1965	18.0	20.3
1966	35.0	39.6
1967	24.0	27.1
1968	29.0	32.8
1969	35.8	40.5
1970	25.4	28.7
1971	48.2	54.5
1972	28.0	31.6
1973	25.0	28.3
1974	34.0	38.4
1975	31.5	35.6
1976	26.5	29.9
1977	29.0	32.8

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 20: Pp. máx. 24 hr. corregida – Estación Jacas chico

Año	Pmáx. sin corrección	Pmáx. con corrección (*1.13)
	Jacas chico	Jacas chico
1995	25.1	28.4
1996	33.0	37.3
1997	28.8	32.5
1998	41.5	46.9
1999	43.2	48.8
2000	36.4	41.1
2001	30.1	34.0
2002	24.2	27.3
2003	27.5	31.1
2004	29.8	33.7
2005	40.0	45.2
2006	42.7	48.3
2007	32.1	36.3
2008	39.0	44.1
2009	47.3	53.4
2010	36.9	41.7
2011	30.1	34.0
2012	40.8	46.1
2013	41.7	47.1
2014	38.3	43.3
2015	43.4	49.0
2016	37.2	42.0
2017	38.2	43.2
2018	26.7	30.2

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 21: Pp. máx. 24 hr. corregida – Estación Laguna Surasaca

Año	Pmáx. sin corrección	Pmáx. con corrección (*1.13)
	Laguna Surasaca	Laguna Surasaca
1996	12.3	13.9
1997	20.4	23.1
1998	15.9	18.0
1999	20.5	23.2
2000	22.0	24.9
2001	23.4	26.4
2002	17.6	19.9
2003	18.6	21.0
2004	22.0	24.9
2005	14.1	15.9
2006	16.0	18.1
2007	24.8	28.0
2008	14.5	16.4
2009	21.0	23.7
2010	24.3	27.5
2011	18.1	20.5
2012	27.0	30.5
2013	20.8	23.5
2014	32.0	36.2
2015	16.8	19.0
2016	22.0	24.9
2017	19.0	21.5
2018	26.0	29.4

Fuente: Elaboración Propia

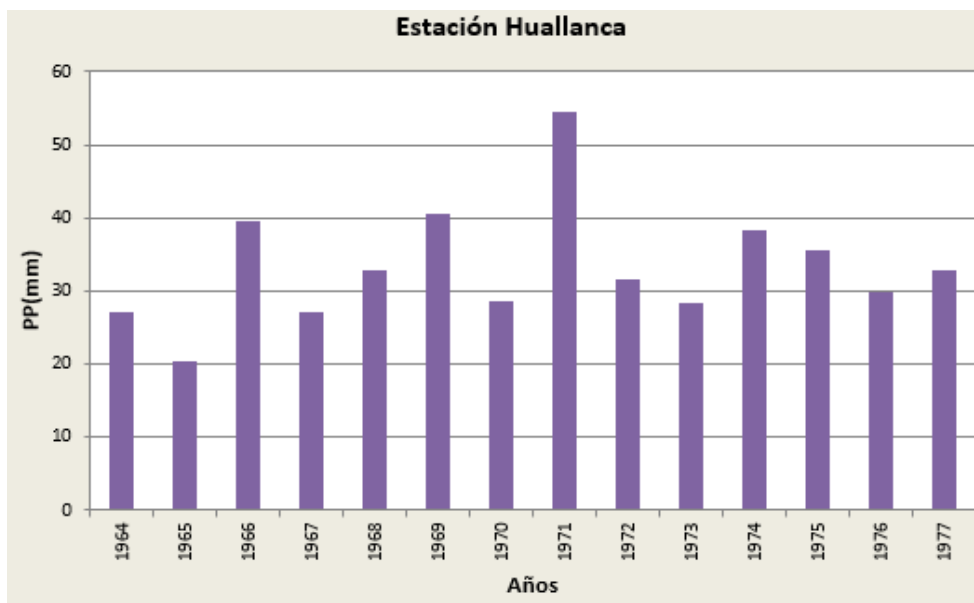


Figura 54: Histogramas de Pp. máx. 24 hr. anuales – Est. Huallanca

Fuente: Elaboración Propia

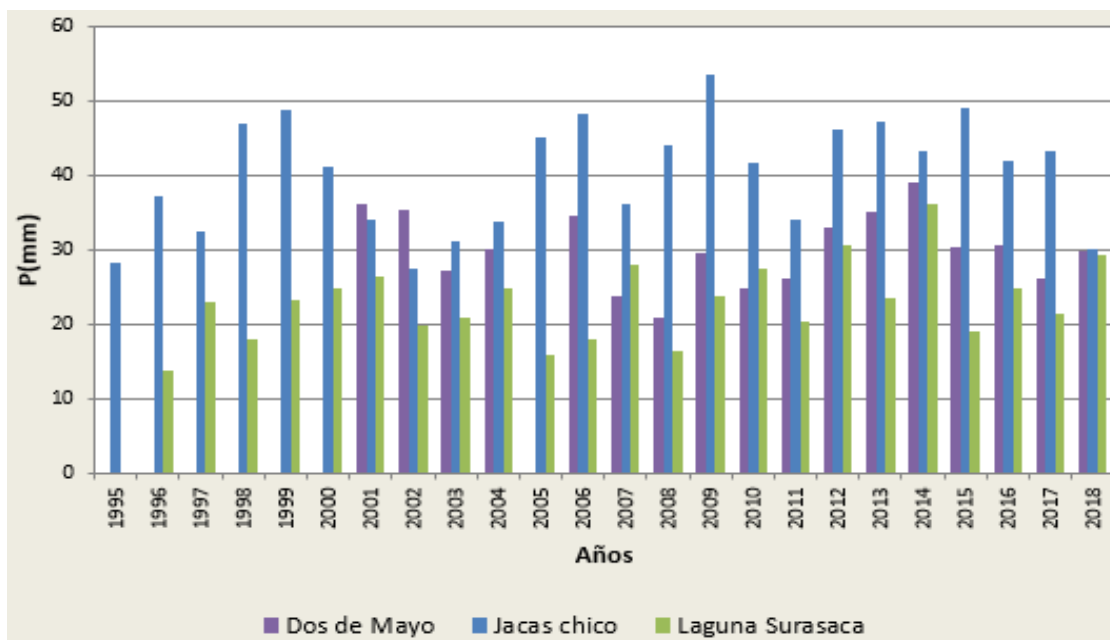


Figura 55: Histogramas de Pp. máx. 24 hr. anuales - Est. Dos de Mayo, Jacas chico y Lag. Surasaca

Fuente: Elaboración Propia

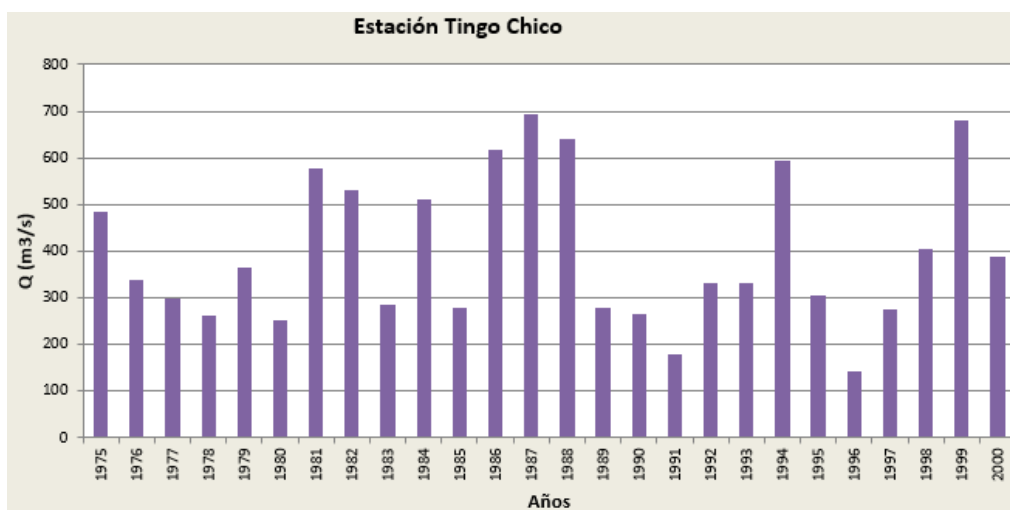


Figura 56: Histogramas de Caudales máximos Diarios – Est. Tingo Chico

Fuente: Elaboración Propia

3.3.5 Análisis de frecuencia

Se realizó el análisis de frecuencia para los registros disponibles de Pp máx. en 24 hr. y caudales máximos diarios anuales, con el objetivo de escoger un modelo probabilístico que represente de forma satisfactoria el comportamiento de la información disponible. Para ello, se aplicarán las siguientes distribuciones teóricas más usuales en el caso de eventos máximos:

- Distribución normal
- Distribución Log normal
- Distribución Pearson tipo III
- Distribución Log Pearson tipo III
- Distribución Gumbel

Las curvas de ajuste de distribución para las estaciones analizadas se muestran en el Capítulo VIII, anexo 5.

3.3.6 Prueba de bondad y ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste consisten en comprobar, gráfica y estadísticamente, si la frecuencia empírica de la serie analizada se ajusta a una determinada función de probabilidad teórica seleccionada a priori. Para seleccionar la función de distribución que mejor se ajuste a los datos de Pp. máx. 24 hr. y caudales máximos diarios anuales aplicaremos el método de Kolmogorov – Smirnov, la aplicación del método se realiza por medio del software Hydrognomon 4.

Estación Huallanca

La serie de datos de Pp. máx. 24 hr. de la estación Huallanca se ajusta mejor a una distribución de probabilidad Gumbel, debido a que, presenta menor porcentaje de error estándar en comparación de las otras distribuciones analizadas para un nivel de significancia de $\alpha=0.05$, obteniendo un delta máximo (D máx.) de 0.092.

Tabla 22: Método Kolmogorov-Smirnov - Estación Huallanca

Estación Huallanca			
Distribución Probabilística	Delta Calculado	Delta Tabular	Ajuste a distribución ($\alpha=0.05$)
Normal	0.1291	0.3489	Si se ajusta
LogNormal	0.0980	0.3489	Si se ajusta
Pearson III	0.1045	0.3489	Si se ajusta
Log Pearson III	0.0922	0.3489	Si se ajusta
Gumbel	0.0920	0.3489	Si se ajusta

Fuente: Hydrognomon 4

Estación Jacas Chico

La serie de datos de Pp máx. 24 hr. de la estación Jacas Chico se ajusta mejor a una distribución de probabilidad Normal, debido a que, presenta menor porcentaje de error estándar en comparación de las otras distribuciones analizadas para un nivel de significancia de $\alpha=0.05$, obteniendo un delta máximo (D máx.) de 0.1173.

Tabla 23: Método Kolmogorov-Smirnov- Estación Jacas chico

Estación Jacas chico			
Distribución Probabilística	Delta Calculado	Delta Tabular	Ajuste a distribución ($\alpha=0.05$)
Normal	0.1173	0.2693	Si se ajusta
LogNormal	0.1453	0.2693	Si se ajusta
Pearson III	0.1213	0.2693	Si se ajusta
Log Pearson III	0.1684	0.2693	Si se ajusta
Gumbel	0.1794	0.2693	Si se ajusta

Fuente: Hydrognomon 4

Estación Dos de Mayo

La serie de datos de Pp máx. 24 hr. de la estación Dos de Mayo se ajusta mejor a una distribución de probabilidad Pearson III, debido a que, presenta menor porcentaje de error estándar en comparación de las otras distribuciones analizadas para un nivel de significancia de $\alpha=0.05$, obteniendo un delta máximo (D máx.) de 0.0887.

Tabla 24: Método Kolmogorov-Smirnov- Estación Dos de Mayo

Estación Dos de Mayo			
Distribución Probabilística	Delta Calculado	Delta Tabular	Ajuste a distribución ($\alpha=0.05$)
Normal	0.0887	0.3094	Si se ajusta
LogNormal	0.0963	0.3094	Si se ajusta
Pearson III	0.0887	0.3094	Si se ajusta
Log Pearson III	0.1145	0.3094	Si se ajusta
Gumbel	0.1250	0.3094	Si se ajusta

Fuente: Hydrognomon 4

Estación Laguna Surasaca

La serie de datos de Pp máx. 24 hr. de la estación Laguna Surasaca se ajusta mejor a una distribución de probabilidad Normal, debido a que, presenta menor porcentaje de error estándar en comparación de las otras distribuciones analizadas para un nivel de significancia de $\alpha=0.05$, obteniendo un delta máximo (D máx.) de 0.0729.

Tabla 25: Método Kolmogorov-Smirnov- Estación Laguna Surasaca

Estación Laguna Surasaca			
Distribución Probabilística	Delta Calculado	Delta Tabular	Ajuste a distribución ($\alpha=0.05$)
Normal	0.0729	0.2379	Si se ajusta
LogNormal	0.0867	0.2379	Si se ajusta
Pearson III	0.0741	0.2379	Si se ajusta
Log Pearson III	0.0851	0.2379	Si se ajusta
Gumbel	0.1124	0.2379	Si se ajusta

Fuente: Hydrognomon 4

Estación Tingo Chico

La serie de datos de caudales máximos diarios de la estación Tingo Chico se ajusta mejor a una distribución de probabilidad Log Normal, debido a que, presenta menor porcentaje de error estándar en comparación de las otras distribuciones analizadas para un nivel de significancia de $\alpha=0.05$, obteniendo un delta máximo (D máx.) de 0.1003.

Tabla 26: Método Kolmogorov-Smirnov- Estación Tingo Chico

Estación Tingo Chico			
Distribución Probabilística	Delta Calculado	Delta Tabular	Ajuste a distribución ($\alpha=0.05$)
Normal	0.1574	0.2591	Si se ajusta
LogNormal	0.1003	0.2591	Si se ajusta
Pearson III	0.1286	0.2591	Si se ajusta
Log Pearson III	0.0885	0.2591	Si se ajusta
Gumbel	0.1061	0.2591	Si se ajusta

Fuente: Hydrognomon 4

Después de realizar el análisis gráfico y estadístico de las distribuciones teóricas seleccionadas para este estudio, en la Tabla 27 se muestra el resumen de los resultados de la prueba de bondad.

Tabla 27: Resumen de las pruebas de bondad

	ESTACIÓN				
	HUALLANCA	JACAS CHICO	DOS DE MAYO	LAGUNA SURASACA	TINGO CHICO
Kolmogorov-Smirnov	Gumbel	Normal	Pearson III	Normal	Log Pearson III
Análisis Gráfico	Gumbel	Normal	Pearson III	Pearson III	LogNormal

Fuente: Elaboración Propia

En la Tabla 28 se muestran las funciones de distribución de probabilidad seleccionadas para cada estación, en base a ellos calcularemos las precipitaciones y caudales de diseños para los diferentes tiempos de retorno.

Tabla 28: Distribuciones de probabilísticas seleccionadas para cada estación

	ESTACIÓN				
	HUALLANCA	JACAS CHICO	DOS DE MAYO	LAGUNA SURASACA	TINGO CHICO
Distribución Probabilística	Gumbel	Normal	Pearson III	Pearson III	LogNormal

Fuente: Elaboración Propia

3.3.7 Selección del periodo de retorno (TR)

La selección del tiempo de retorno se determinó en función al tipo de estructura, la vida útil y el riesgo admisible. Una estructura puede fallar si la magnitud del evento correspondiente al periodo de retorno de diseño es excedida durante la vida útil de la misma. El puente proyectado para construcción se ubica en el centro poblado Tingo Chico, además que algunas viviendas se localizan en las márgenes del río Marañón y a pocos metros del puente en mención tal como se muestra en la Figura 40 y 43.

Teniendo en consideración que en un evento extremo de máximas avenidas podría ocasionar daños a los pobladores vecinos al puente y con la finalidad de disminuir daños y proporcionar una mejor protección, se ha optado por considerado un riesgo (R) de 22% para una vida útil (n) del puente de 50 años, en consecuencia, el periodo de retorno (TR) de diseño del puente será de 200 años. Para el caso de la socavación se considerará un TR de 500 años.

$$0.22 = 1 - \left(1 - \frac{1}{TR}\right)^{50}, TR=200 \text{ Años}$$

Tabla 29: Vida útil, nivel de riesgo y tiempo de retorno

Tipo de Obra	Riesgo (%)	Vida util (Años)	Tiempo de retorno (Años)
Puente	0.22	50	202.0

Fuente: Elaboración Propia

3.3.8 Función de distribución

El objetivo del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad. (Chow, 1994).

Las funciones de distribución para las estaciones analizadas se muestran en el Capítulo VIII, anexo 6.

Tabla 30: Resumen de distribución de frecuencia para cada estación

Estación	Huallanca	Jacas Chico	Dos de Mayo	Laguna Surasaca	Tingo Chico	
Distribución Probabilística	Precipitaciones Máximas (mm)			Caudales Máximos (m ³ /s)		
	Gumbel	Normal	Pearson III	Pearson III	LogNormal	
Tiempo de Retorno (TR)	500	69.44	61.65	44.25	41.19	1129.01
	200	63.57	59.39	42.77	38.88	1003.33
	143	61.41	58.51	42.19	38.00	958.08
	100	59.11	57.54	41.55	37.04	910.22
	71	56.91	56.56	40.90	36.09	864.70
	50	54.65	55.51	40.21	35.10	818.34
	35	52.34	54.38	39.47	34.05	771.33
	30	51.33	53.87	39.14	33.58	751.04
	20	48.68	52.46	38.21	32.31	697.61
	10	44.08	49.75	36.43	29.97	605.37
	5	39.27	46.48	34.27	27.29	509.84
	3	35.45	43.42	32.26	24.94	434.29
	2	32.02	40.21	30.14	22.63	367.07

Fuente: Elaboración propia

3.3.9 Cálculo de las curvas: Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF)

Las curvas de intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relaciona la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar para un determinado tiempo de retorno. La metodología consiste en disgregar las Pp máx. 24 hr. de diseño para los diferentes tiempos de retorno por medio del método de Dick y Peschke para las duraciones de 10, 20, 30, ..., 1440 minutos, con el objetivo de obtener las intensidades de lluvias máximas para diferentes duraciones y tiempos de retorno para el predimensionamiento del puente.

$$P_d = P_{24} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25}$$

Para hallar la relación de intensidad – duración – frecuencia, calcularemos los valores de los coeficientes k, m y n por medio de la regresión lineal múltiple.

$$I = \frac{k T^m}{t^n}$$

Cálculo de IDF Estación Huallanca

Tabla 31: Precipitaciones Max.24 h (mm) por periodos de duración – Estación Huallanca

Periodo de retorno (años)	P.Max 24 horas	Duración en minutos																									
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	150	180	210	240	270	300	330	360	390	420	450	480	720	1440
2	32.0	9.24	10.99	12.16	13.07	13.82	14.47	15.03	15.54	16.01	16.44	16.83	17.20	18.19	19.04	19.79	20.46	21.07	21.63	22.15	22.64	23.10	23.53	23.94	24.33	26.92	32.02
3	35.5	10.23	12.17	13.47	14.47	15.30	16.02	16.65	17.21	17.73	18.20	18.64	19.05	20.14	21.08	21.91	22.65	23.33	23.95	24.53	25.07	25.57	26.05	26.51	26.94	29.81	35.45
5	39.3	11.34	13.48	14.92	16.03	16.95	17.74	18.44	19.07	19.64	20.16	20.65	21.10	22.31	23.35	24.27	25.09	25.84	26.53	27.17	27.77	28.33	28.86	29.36	29.84	33.02	39.27
10	44.1	12.72	15.13	16.75	17.99	19.03	19.91	20.70	21.40	22.04	22.63	23.17	23.68	25.04	26.21	27.24	28.16	29.00	29.78	30.50	31.17	31.80	32.39	32.95	33.49	37.06	44.08
20	48.7	14.05	16.71	18.50	19.87	21.01	21.99	22.86	23.63	24.34	24.99	25.59	26.16	27.66	28.95	30.08	31.11	32.03	32.89	33.68	34.42	35.12	35.78	36.40	36.99	40.94	48.68
30	51.3	14.82	17.62	19.50	20.96	22.16	23.19	24.10	24.92	25.67	26.35	26.99	27.58	29.16	30.52	31.72	32.80	33.78	34.68	35.52	36.30	37.03	37.72	38.38	39.00	43.17	51.33
35	52.3	15.11	17.97	19.88	21.37	22.59	23.65	24.57	25.41	26.17	26.87	27.51	28.12	29.73	31.12	32.34	33.44	34.44	35.36	36.21	37.01	37.75	38.46	39.13	39.77	44.01	52.34
50	54.6	15.77	18.76	20.76	22.31	23.59	24.69	25.66	26.53	27.32	28.05	28.73	29.36	31.04	32.49	33.77	34.92	35.96	36.92	37.81	38.64	39.42	40.16	40.86	41.52	45.95	54.65
71	56.9	16.43	19.54	21.62	23.23	24.57	25.71	26.72	27.63	28.45	29.21	29.92	30.58	32.33	33.84	35.17	36.36	37.45	38.45	39.37	40.24	41.05	41.82	42.55	43.24	47.85	56.91
100	59.1	17.06	20.29	22.46	24.13	25.52	26.71	27.76	28.70	29.56	30.35	31.08	31.76	33.58	35.15	36.53	37.77	38.90	39.94	40.90	41.80	42.64	43.44	44.20	44.92	49.71	59.11
143	61.4	17.73	21.08	23.33	25.07	26.51	27.75	28.84	29.82	30.71	31.53	32.29	33.00	34.89	36.52	37.95	39.24	40.41	41.49	42.49	43.43	44.30	45.13	45.92	46.66	51.64	61.41
200	63.6	18.35	21.82	24.15	25.95	27.44	28.72	29.85	30.86	31.78	32.63	33.42	34.15	36.11	37.80	39.28	40.62	41.83	42.95	43.98	44.95	45.86	46.71	47.53	48.30	53.45	63.57
500	69.4	20.05	23.84	26.38	28.35	29.98	31.37	32.61	33.71	34.72	35.65	36.51	37.31	39.45	41.29	42.91	44.37	45.69	46.91	48.05	49.10	50.09	51.03	51.92	52.76	58.39	69.44

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 32: Intensidades Max. (mm/hr) por periodos de duración – Estación Huallanca

Periodo de retorno (años)	P.Max 24 horas	Duración en minutos																									
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	150	180	210	240	270	300	330	360	390	420	450	480	720	1440
2	32.0	55.46	32.98	24.33	19.61	16.59	14.47	12.89	11.66	10.67	9.86	9.18	8.60	7.28	6.35	5.65	5.11	4.68	4.33	4.03	3.77	3.55	3.36	3.19	3.04	2.24	1.33
3	35.5	61.40	36.51	26.94	21.71	18.36	16.02	14.27	12.91	11.82	10.92	10.17	9.52	8.06	7.03	6.26	5.66	5.18	4.79	4.46	4.18	3.93	3.72	3.53	3.37	2.48	1.48
5	39.3	68.02	40.45	29.84	24.05	20.34	17.74	15.81	14.30	13.09	12.10	11.26	10.55	8.92	7.78	6.93	6.27	5.74	5.31	4.94	4.63	4.36	4.12	3.92	3.73	2.75	1.64
10	44.1	76.34	45.39	33.49	26.99	22.83	19.91	17.74	16.05	14.69	13.58	12.64	11.84	10.02	8.74	7.78	7.04	6.45	5.96	5.54	5.19	4.89	4.63	4.39	4.19	3.09	1.84
20	48.7	84.32	50.14	36.99	29.81	25.22	21.99	19.59	17.73	16.23	14.99	13.96	13.08	11.06	9.65	8.60	7.78	7.12	6.58	6.12	5.74	5.40	5.11	4.85	4.62	3.41	2.03
30	51.3	88.91	52.87	39.00	31.43	26.59	23.19	20.66	18.69	17.11	15.81	14.72	13.79	11.67	10.17	9.06	8.20	7.51	6.94	6.46	6.05	5.70	5.39	5.12	4.88	3.60	2.14
35	52.3	90.65	53.90	39.77	32.05	27.11	23.65	21.06	19.06	17.45	16.12	15.01	14.06	11.89	10.37	9.24	8.36	7.65	7.07	6.58	6.17	5.81	5.49	5.22	4.97	3.67	2.18
50	54.6	94.65	56.28	41.52	33.46	28.31	24.69	21.99	19.90	18.22	16.83	15.67	14.68	12.42	10.83	9.65	8.73	7.99	7.38	6.87	6.44	6.06	5.74	5.45	5.19	3.83	2.28
71	56.9	98.57	58.61	43.24	34.85	29.48	25.71	22.90	20.72	18.97	17.53	16.32	15.29	12.93	11.28	10.05	9.09	8.32	7.69	7.16	6.71	6.32	5.97	5.67	5.41	3.99	2.37
100	59.1	102.39	60.88	44.92	36.20	30.62	26.71	23.79	21.52	19.70	18.21	16.95	15.88	13.43	11.72	10.44	9.44	8.64	7.99	7.44	6.97	6.56	6.21	5.89	5.61	4.14	2.46
143	61.4	106.37	63.25	46.66	37.61	31.81	27.75	24.72	22.36	20.47	18.92	17.61	16.50	13.96	12.17	10.84	9.81	8.98	8.30	7.73	7.24	6.82	6.45	6.12	5.83	4.30	2.56
200	63.6	110.10	65.47	48.30	38.93	32.93	28.72	25.58	23.15	21.19	19.58	18.23	17.08	14.45	12.60	11.22	10.15	9.30	8.59	8.00	7.49	7.05	6.67	6.34	6.04	4.45	2.65
500	69.4	120.27	71.52	52.76	42.52	35.97	31.37	27.95	25.28	23.15	21.39	19.91	18.65	15.78	13.76	12.26	11.09	10.15	9.38	8.74	8.18	7.71	7.29	6.92	6.60	4.87	2.89

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 33: Resultado del Análisis de Regresión – Estación Huallanca

<i>Estadísticas de la regresión</i>	
Coeficiente de correlación múltiple	0.99935641
Coeficiente de determinación R ²	0.99871323
R ² ajustado	0.99870555
Error típico	0.01385139
Observaciones	338

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	2	49.885037	24.942518	130003.1268	0
Residuos	335	0.0642734	0.0001919		
Total	337	49.94931			

	Coeficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%	Inferior 95.0%	Superior 95.0%
Intercepción	2.48183656	0.0037412	663.38201	0	2.4745	2.4892	2.4745	2.4892
Variable X 1	0.13818721	0.0010789	128.07793	1.3001E-286	0.1361	0.14031	0.1361	0.14031
Variable X 2	-0.75001776	0.0015185	-493.91686	0	-0.753	-0.747	-0.753	-0.74703

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 34: Ecuación de la curva IDF – Estacion Huallanca

Log K=	2.48	K=	303.275
Coeficiente(s) X1 =	0.14	m=	0.138
Coeficiente(s) X2 =	-0.75	n=	0.750

Donde:

I = Intensidad de Precipitación (mm/hr)

T = Periodo de Retorno (años)

t = Tiempo de duración de precipitación (min)

$$I = \frac{303.275 T^{0.138}}{t^{0.750}}$$

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 35: Intensidades de lluvia – Estación Huallanca

Duración (t) (minutos)	Período de Retorno (T) en años						
	10	35	71	100	143	200	500
5	124.68	148.24	163.46	171.38	180.07	188.61	214.07
10	74.13	88.14	97.19	101.90	107.07	112.15	127.29
20	44.08	52.41	57.79	60.59	63.66	66.68	75.68
30	32.52	38.67	42.64	44.70	46.97	49.20	55.84
40	26.21	31.16	34.36	36.03	37.85	39.65	45.00
50	22.17	26.36	29.07	30.48	32.02	33.54	38.07
60	19.34	22.99	25.35	26.58	27.93	29.25	33.20
70	17.23	20.48	22.58	23.68	24.88	26.06	29.58
80	15.58	18.53	20.43	21.42	22.51	23.58	26.76
90	14.27	16.96	18.70	19.61	20.60	21.58	24.50
100	13.18	15.67	17.28	18.12	19.04	19.94	22.63
110	12.27	14.59	16.09	16.87	17.73	18.57	21.07
120	11.50	13.67	15.07	15.80	16.61	17.39	19.74

Fuente: Elaboración Propia

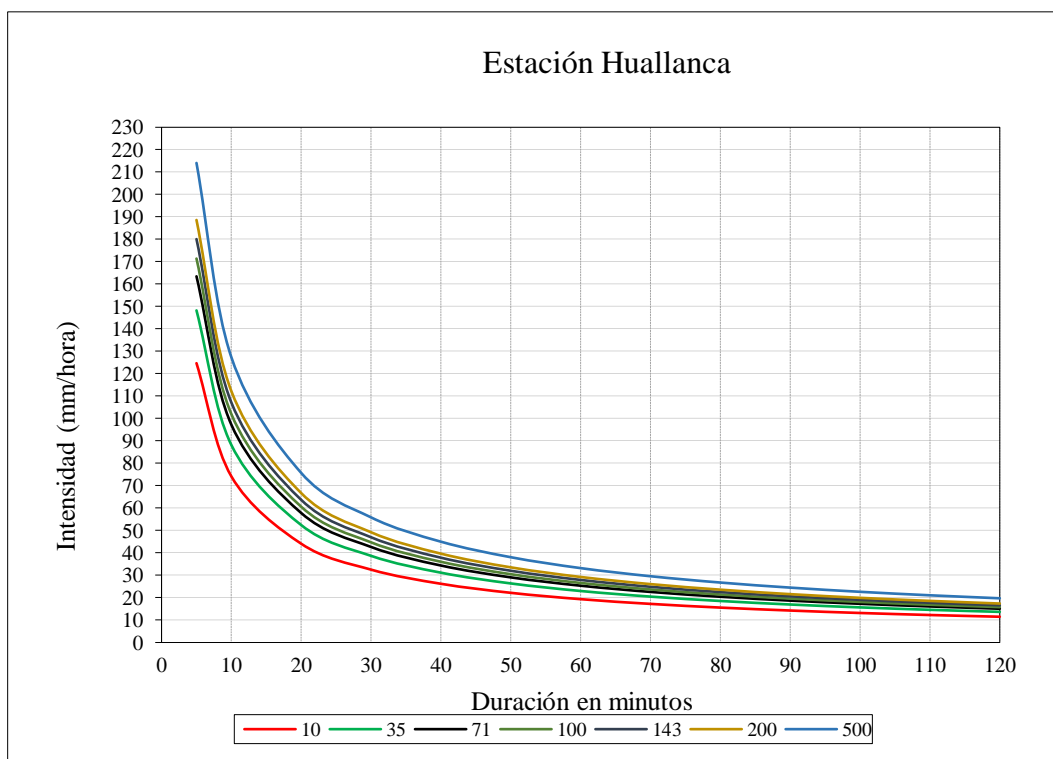


Figura 57: Curvas IDF – Estación Huallanca

Fuente: Elaboración Propia

Cálculo de IDF Estación Jacas Chico

Tabla 36: Precipitaciones Max.24 h (mm) por periodos de duración – Estación Jacas Chico

Periodo de retorno (años)	P.Max 24 horas	Duración en minutos																									
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	150	180	210	240	270	300	330	360	390	420	450	480	720	1440
2	40.2	11.61	13.80	15.28	16.42	17.36	18.17	18.88	19.52	20.10	20.64	21.14	21.60	22.84	23.91	24.85	25.69	26.46	27.17	27.82	28.43	29.01	29.55	30.06	30.55	33.81	40.21
3	43.4	12.53	14.90	16.50	17.73	18.74	19.62	20.39	21.08	21.71	22.29	22.83	23.33	24.67	25.82	26.83	27.74	28.57	29.33	30.04	30.70	31.32	31.91	32.46	32.99	36.51	43.42
5	46.5	13.42	15.96	17.66	18.97	20.06	21.00	21.82	22.56	23.24	23.86	24.43	24.97	26.40	27.64	28.72	29.70	30.58	31.40	32.16	32.86	33.53	34.16	34.75	35.32	39.08	46.48
10	49.8	14.36	17.08	18.90	20.31	21.48	22.48	23.36	24.16	24.88	25.54	26.16	26.73	28.27	29.58	30.75	31.79	32.74	33.61	34.42	35.18	35.89	36.56	37.20	37.81	41.84	49.75
20	52.5	15.14	18.01	19.93	21.42	22.65	23.70	24.63	25.47	26.23	26.93	27.58	28.19	29.80	31.19	32.42	33.52	34.52	35.44	36.30	37.10	37.84	38.55	39.22	39.86	44.11	52.46
30	53.9	15.55	18.49	20.47	21.99	23.25	24.34	25.29	26.15	26.93	27.65	28.32	28.94	30.60	32.03	33.29	34.42	35.45	36.39	37.27	38.09	38.86	39.59	40.28	40.93	45.30	53.87
35	54.4	15.70	18.67	20.66	22.20	23.47	24.57	25.53	26.40	27.19	27.91	28.59	29.22	30.89	32.33	33.60	34.74	35.78	36.74	37.62	38.45	39.23	39.96	40.66	41.32	45.73	54.38
50	55.5	16.02	19.05	21.09	22.66	23.96	25.08	26.06	26.95	27.75	28.49	29.18	29.82	31.53	33.00	34.30	35.47	36.52	37.50	38.40	39.25	40.04	40.79	41.50	42.18	46.67	55.51
71	56.6	16.33	19.42	21.49	23.09	24.41	25.55	26.56	27.46	28.28	29.03	29.73	30.39	32.13	33.63	34.95	36.14	37.22	38.21	39.13	39.99	40.80	41.56	42.29	42.97	47.56	56.56
100	57.5	16.61	19.75	21.86	23.49	24.84	25.99	27.02	27.93	28.77	29.54	30.25	30.91	32.69	34.21	35.56	36.76	37.86	38.87	39.81	40.68	41.51	42.28	43.02	43.72	48.38	57.54
143	58.5	16.89	20.09	22.23	23.89	25.26	26.44	27.48	28.41	29.26	30.04	30.76	31.44	33.24	34.79	36.16	37.39	38.50	39.53	40.49	41.38	42.21	43.00	43.75	44.46	49.20	58.51
200	59.4	17.15	20.39	22.56	24.25	25.64	26.83	27.89	28.84	29.70	30.49	31.22	31.91	33.74	35.32	36.70	37.95	39.08	40.13	41.09	42.00	42.85	43.65	44.41	45.13	49.94	59.39
500	61.6	17.80	21.16	23.42	25.17	26.61	27.85	28.95	29.93	30.82	31.65	32.41	33.12	35.02	36.65	38.10	39.39	40.57	41.65	42.65	43.59	44.47	45.30	46.09	46.84	51.84	61.65

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 37: Intensidades Max. (mm/hr) por periodos de duración – Est. Jacas Chico

Periodo de retorno (años)	P.Max 24 horas	Duración en minutos																									
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	150	180	210	240	270	300	330	360	390	420	450	480	720	1440
2	40.2	69.64	41.41	30.55	24.62	20.83	18.17	16.18	14.64	13.40	12.38	11.53	10.80	9.14	7.97	7.10	6.42	5.88	5.43	5.06	4.74	4.46	4.22	4.01	3.82	2.82	1.68
3	43.4	75.20	44.71	32.99	26.59	22.49	19.62	17.47	15.81	14.47	13.37	12.45	11.66	9.87	8.61	7.67	6.94	6.35	5.87	5.46	5.12	4.82	4.56	4.33	4.12	3.04	1.81
5	46.5	80.50	47.87	35.32	28.46	24.08	21.00	18.71	16.92	15.49	14.32	13.33	12.49	10.56	9.21	8.21	7.42	6.80	6.28	5.85	5.48	5.16	4.88	4.63	4.41	3.26	1.94
10	49.8	86.18	51.24	37.81	30.47	25.77	22.48	20.02	18.12	16.58	15.32	14.27	13.37	11.31	9.86	8.78	7.95	7.28	6.72	6.26	5.86	5.52	5.22	4.96	4.73	3.49	2.07
20	52.5	90.86	54.03	39.86	32.13	27.17	23.70	21.11	19.10	17.49	16.16	15.04	14.09	11.92	10.40	9.26	8.38	7.67	7.09	6.60	6.18	5.82	5.51	5.23	4.98	3.68	2.19
30	53.9	93.30	55.48	40.93	32.99	27.90	24.34	21.68	19.61	17.96	16.59	15.45	14.47	12.24	10.68	9.51	8.60	7.88	7.28	6.78	6.35	5.98	5.66	5.37	5.12	3.77	2.24
35	54.4	94.18	56.00	41.32	33.30	28.17	24.57	21.89	19.80	18.13	16.75	15.59	14.61	12.36	10.78	9.60	8.69	7.95	7.35	6.84	6.41	6.04	5.71	5.42	5.16	3.81	2.27
50	55.5	96.14	57.16	42.18	33.99	28.75	25.08	22.34	20.21	18.50	17.10	15.92	14.91	12.61	11.00	9.80	8.87	8.12	7.50	6.98	6.54	6.16	5.83	5.53	5.27	3.89	2.31
71	56.6	97.96	58.25	42.97	34.63	29.30	25.55	22.76	20.59	18.85	17.42	16.22	15.19	12.85	11.21	9.99	9.03	8.27	7.64	7.11	6.67	6.28	5.94	5.64	5.37	3.96	2.36
100	57.5	99.66	59.26	43.72	35.23	29.80	25.99	23.16	20.95	19.18	17.72	16.50	15.46	13.07	11.40	10.16	9.19	8.41	7.77	7.24	6.78	6.39	6.04	5.74	5.46	4.03	2.40
143	58.5	101.35	60.26	44.46	35.83	30.31	26.44	23.55	21.31	19.50	18.02	16.78	15.72	13.30	11.60	10.33	9.35	8.56	7.91	7.36	6.90	6.49	6.14	5.83	5.56	4.10	2.44
200	59.4	102.87	61.17	45.13	36.37	30.77	26.83	23.90	21.63	19.80	18.29	17.03	15.96	13.50	11.77	10.49	9.49	8.69	8.03	7.47	7.00	6.59	6.24	5.92	5.64	4.16	2.47
500	61.6	106.77	63.49	46.84	37.75	31.93	27.85	24.81	22.45	20.55	18.99	17.68	16.56	14.01	12.22	10.88	9.85	9.01	8.33	7.75	7.27	6.84	6.47	6.15	5.86	4.32	2.57

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 38: Resultado del Análisis de Regresión – Estación Jacas Chico

Estadísticas de la regresión	
Coefficiente de correlación múltiple	0.9994465
Coefficiente de determinación R ²	0.9988933
R ² ajustado	0.9988867
Error típico	0.01255732
Observaciones	338

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	2	47.679162	23.839581	151183.6587	0
Residuos	335	0.0528249	0.0001577		
Total	337	47.731987			

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%	Inferior 95.0%	Superior 95.0%
Intercepción	2.59860744	0.0033917	766.17426	0	2.5919	2.60528	2.5919	2.60528
Variable X 1	0.07434179	0.0009781	76.003886	2.6027E-213	0.0724	0.07627	0.0724	0.07627
Variable X 2	-0.75001124	0.0013766	-544.81173	0	-0.753	-0.7473	-0.753	-0.7473

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 39: Ecuación de la curva IDF – Estación Jacas Chico

Log K=	2.60	K=	396.833
Coefficiente(s) X1	0.07	m=	0.074
Coefficiente(s) X2	-0.75	n=	0.750

Donde:

I = Intensidad de Precipitación (mm/hr)

T = Periodo de Retorno (años)

t = Tiempo de duración de precipitación (min)

$$I = \frac{396.833 T^{0.074}}{t^{0.750}}$$

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 40: Intensidades de lluvia – Estación Jacas chico

Duración (t) (minutos)	Período de Retorno (T) en años						
	10	35	71	100	143	200	500
5	140.84	154.58	162.93	167.13	171.63	175.97	188.37
10	83.74	91.91	96.88	99.38	102.05	104.63	112.01
20	49.79	54.65	57.60	59.09	60.68	62.21	66.60
30	36.74	40.32	42.50	43.59	44.77	45.90	49.14
40	29.61	32.50	34.25	35.13	36.08	36.99	39.60
50	25.04	27.49	28.97	29.72	30.52	31.29	33.50
60	21.84	23.98	25.27	25.92	26.62	27.29	29.22
70	19.46	21.36	22.51	23.09	23.71	24.31	26.03
80	17.60	19.32	20.37	20.89	21.45	22.00	23.55
90	16.12	17.69	18.64	19.12	19.64	20.14	21.56
100	14.89	16.34	17.23	17.67	18.15	18.61	19.92
110	13.86	15.22	16.04	16.45	16.90	17.32	18.54
120	12.99	14.26	15.03	15.41	15.83	16.23	17.37

Fuente: Elaboración Propia

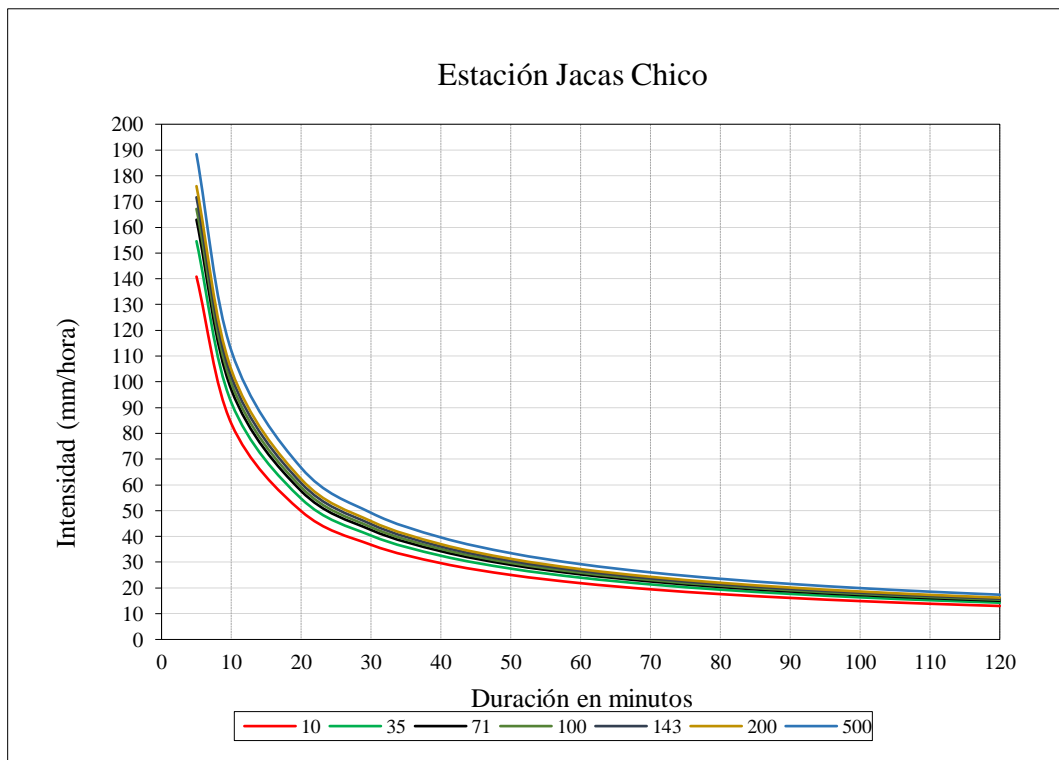


Figura 58: Curvas IDF – Estación Jacas chico

Fuente: Elaboración Propia

Cálculo de IDF Estación Dos de Mayo

Tabla 41: Precipitaciones Max.24 h (mm) por periodos de duración – Estación Dos de Mayo

Periodo de retorno (años)	P.Max 24 horas	Duración en minutos																									
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	150	180	210	240	270	300	330	360	390	420	450	480	720	1440
2	30.1	8.70	10.35	11.45	12.31	13.01	13.62	14.15	14.63	15.07	15.47	15.85	16.20	17.13	17.92	18.63	19.26	19.84	20.37	20.86	21.32	21.75	22.15	22.54	22.90	25.35	30.14
3	32.3	9.31	11.07	12.25	13.17	13.92	14.57	15.15	15.66	16.13	16.56	16.96	17.33	18.32	19.18	19.93	20.61	21.23	21.79	22.32	22.81	23.27	23.70	24.12	24.51	27.12	32.26
5	34.3	9.89	11.76	13.02	13.99	14.79	15.48	16.09	16.64	17.14	17.59	18.02	18.41	19.47	20.38	21.18	21.90	22.55	23.15	23.71	24.23	24.72	25.18	25.62	26.04	28.82	34.27
10	36.4	10.52	12.51	13.84	14.87	15.72	16.46	17.10	17.69	18.21	18.70	19.15	19.57	20.69	21.66	22.51	23.27	23.97	24.61	25.20	25.76	26.28	26.77	27.24	27.68	30.63	36.43
20	38.2	11.03	13.12	14.52	15.60	16.49	17.26	17.94	18.55	19.10	19.61	20.09	20.53	21.71	22.72	23.61	24.41	25.14	25.81	26.44	27.02	27.56	28.08	28.57	29.03	32.13	38.21
30	39.1	11.30	13.43	14.87	15.98	16.89	17.68	18.38	19.00	19.57	20.09	20.57	21.03	22.23	23.27	24.18	25.01	25.75	26.44	27.08	27.67	28.23	28.76	29.26	29.74	32.91	39.14
35	39.5	11.39	13.55	15.00	16.11	17.04	17.83	18.53	19.16	19.73	20.26	20.75	21.21	22.42	23.47	24.39	25.22	25.97	26.67	27.31	27.91	28.47	29.01	29.51	29.99	33.19	39.47
50	40.2	11.61	13.80	15.28	16.42	17.36	18.17	18.88	19.52	20.11	20.64	21.14	21.61	22.85	23.91	24.85	25.69	26.46	27.17	27.82	28.43	29.01	29.55	30.07	30.56	33.81	40.21
71	40.9	11.81	14.04	15.54	16.70	17.66	18.48	19.21	19.86	20.45	21.00	21.50	21.98	23.24	24.32	25.28	26.14	26.92	27.64	28.30	28.92	29.51	30.06	30.58	31.08	34.40	40.90
100	41.5	11.99	14.26	15.79	16.96	17.94	18.77	19.51	20.17	20.77	21.33	21.84	22.32	23.60	24.71	25.68	26.55	27.34	28.07	28.75	29.38	29.97	30.53	31.07	31.57	34.94	41.55
143	42.2	12.18	14.48	16.03	17.23	18.21	19.06	19.81	20.48	21.10	21.66	22.18	22.67	23.97	25.09	26.07	26.96	27.76	28.51	29.19	29.83	30.44	31.01	31.55	32.06	35.48	42.19
200	42.8	12.35	14.68	16.25	17.46	18.46	19.32	20.08	20.77	21.39	21.96	22.49	22.98	24.30	25.43	26.43	27.33	28.15	28.90	29.59	30.24	30.86	31.43	31.98	32.50	35.97	42.77
500	44.3	12.78	15.19	16.81	18.07	19.10	19.99	20.78	21.49	22.13	22.72	23.27	23.78	25.14	26.31	27.35	28.28	29.12	29.90	30.62	31.29	31.93	32.52	33.09	33.63	37.21	44.25

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 42: Intensidades Max. (mm/hr) por periodos de duración – Estación Dos de Mayo

Periodo de retorno (años)	P.Max 24 horas	Duración en minutos																									
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	150	180	210	240	270	300	330	360	390	420	450	480	720	1440
2	30.1	52.21	31.05	22.90	18.46	15.61	13.62	12.13	10.98	10.05	9.28	8.64	8.10	6.85	5.97	5.32	4.82	4.41	4.07	3.79	3.55	3.35	3.16	3.01	2.86	2.11	1.26
3	32.3	55.87	33.22	24.51	19.75	16.71	14.57	12.98	11.75	10.75	9.94	9.25	8.67	7.33	6.39	5.70	5.15	4.72	4.36	4.06	3.80	3.58	3.39	3.22	3.06	2.26	1.34
5	34.3	59.36	35.29	26.04	20.99	17.75	15.48	13.79	12.48	11.42	10.56	9.83	9.21	7.79	6.79	6.05	5.47	5.01	4.63	4.31	4.04	3.80	3.60	3.42	3.25	2.40	1.43
10	36.4	63.09	37.52	27.68	22.31	18.87	16.46	14.66	13.26	12.14	11.22	10.45	9.79	8.28	7.22	6.43	5.82	5.33	4.92	4.58	4.29	4.04	3.82	3.63	3.46	2.55	1.52
20	38.2	66.18	39.35	29.03	23.40	19.79	17.26	15.38	13.91	12.74	11.77	10.96	10.26	8.68	7.57	6.75	6.10	5.59	5.16	4.81	4.50	4.24	4.01	3.81	3.63	2.68	1.59
30	39.1	67.78	40.30	29.74	23.97	20.27	17.68	15.75	14.25	13.05	12.05	11.22	10.51	8.89	7.76	6.91	6.25	5.72	5.29	4.92	4.61	4.34	4.11	3.90	3.72	2.74	1.63
35	39.5	68.36	40.65	29.99	24.17	20.45	17.83	15.89	14.37	13.16	12.16	11.32	10.60	8.97	7.82	6.97	6.30	5.77	5.33	4.97	4.65	4.38	4.14	3.93	3.75	2.77	1.64
50	40.2	69.65	41.41	30.56	24.63	20.83	18.17	16.18	14.64	13.40	12.39	11.53	10.80	9.14	7.97	7.10	6.42	5.88	5.43	5.06	4.74	4.46	4.22	4.01	3.82	2.82	1.68
71	40.9	70.85	42.13	31.08	25.05	21.19	18.48	16.46	14.89	13.63	12.60	11.73	10.99	9.30	8.11	7.22	6.53	5.98	5.53	5.15	4.82	4.54	4.29	4.08	3.89	2.87	1.70
100	41.5	71.97	42.79	31.57	25.44	21.52	18.77	16.72	15.13	13.85	12.80	11.91	11.16	9.44	8.24	7.34	6.64	6.08	5.61	5.23	4.90	4.61	4.36	4.14	3.95	2.91	1.73
143	42.2	73.08	43.45	32.06	25.84	21.86	19.06	16.98	15.36	14.06	13.00	12.10	11.33	9.59	8.36	7.45	6.74	6.17	5.70	5.31	4.97	4.68	4.43	4.21	4.01	2.96	1.76
200	42.8	74.08	44.05	32.50	26.19	22.16	19.32	17.21	15.57	14.26	13.17	12.27	11.49	9.72	8.48	7.55	6.83	6.25	5.78	5.38	5.04	4.75	4.49	4.26	4.06	3.00	1.78
500	44.3	76.65	45.58	33.63	27.10	22.92	19.99	17.81	16.11	14.75	13.63	12.69	11.89	10.06	8.77	7.81	7.07	6.47	5.98	5.57	5.22	4.91	4.65	4.41	4.20	3.10	1.84

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 43: Resultado del Análisis de Regresión – Estación Dos de Mayo

<i>Estadísticas de la regresión</i>	
Coefficiente de correlación múltiple	0.99957284
Coefficiente de determinación R ²	0.99914586
R ² ajustado	0.99914076
Error típico	0.01101086
Observaciones	338

ANÁLISIS DE VARIANZA

	<i>Grados de libertad</i>	<i>Suma de cuadrados</i>	<i>Promedio de los cuadrados</i>	<i>F</i>	<i>Valor crítico de F</i>
Regresión	2	47.509977	23.754989	195935.2818	0
Residuos	335	0.040615	0.0001212		
Total	337	47.550592			

	<i>Coefficientes</i>	<i>Error típico</i>	<i>Estadístico t</i>	<i>Probabilidad</i>	<i>Inferior 95%</i>	<i>Superior 95%</i>	<i>Inferior 95.0%</i>	<i>Superior 95.0%</i>
Intercepción	2.47218512	0.002974	831.27297	0	2.4663	2.47804	2.4663	2.47804
Variable X 1	0.06692519	0.0008577	78.031183	6.1625E-217	0.0652	0.06861	0.0652	0.06861
Variable X 2	-0.75001009	0.0012071	-621.32893	0	-0.752	-0.7476	-0.752	-0.74764

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 44: Ecuación de la curva IDF – Estación Dos de Mayo

Log K=	2.47	K=	296.610
Coefficiente(s) X1	0.07	m=	0.067
Coefficiente(s) X2	-0.75	n=	0.750

Donde:

I = Intensidad de Precipitación (mm/hr)

T = Periodo de Retorno (años)

t = Tiempo de duración de precipitación (min)

$$I = \frac{296.610 T^{0.067}}{t^{0.750}}$$

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 45: Intensidades de lluvia – Estación Dos de Mayo

Duración (t) (minutos)	Período de Retorno (T) en años						
	10	35	71	100	143	200	500
5	103.48	112.53	117.99	120.73	123.65	126.46	134.46
10	61.53	66.91	70.16	71.78	73.52	75.19	79.95
20	36.59	39.79	41.72	42.68	43.72	44.71	47.54
30	26.99	29.35	30.78	31.49	32.25	32.99	35.07
40	21.75	23.66	24.80	25.38	25.99	26.58	28.27
50	18.40	20.01	20.98	21.47	21.99	22.49	23.91
60	16.05	17.45	18.30	18.72	19.18	19.61	20.85
70	14.30	15.55	16.30	16.68	17.08	17.47	18.58
80	12.94	14.07	14.75	15.09	15.46	15.81	16.81
90	11.84	12.88	13.50	13.81	14.15	14.47	15.39
100	10.94	11.90	12.48	12.76	13.07	13.37	14.22
110	10.19	11.08	11.61	11.88	12.17	12.45	13.24
120	9.54	10.38	10.88	11.13	11.40	11.66	12.40

Fuente: Elaboración Propia

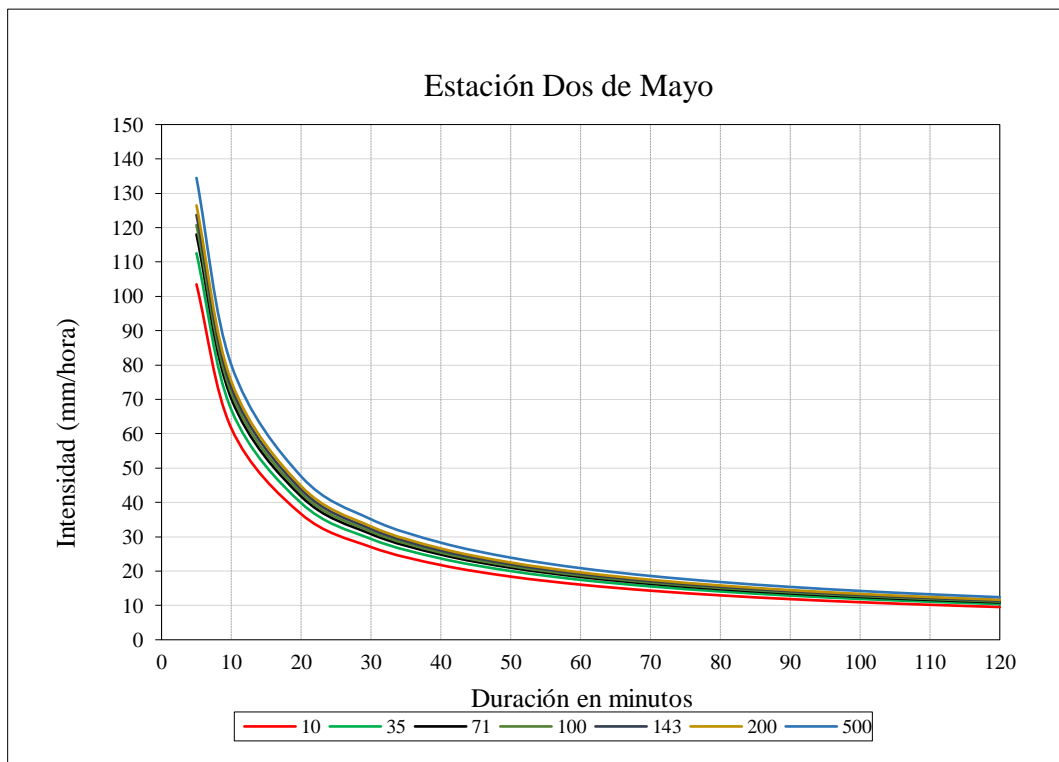


Figura 59: Curvas IDF – Estación Dos de Mayo

Fuente: Elaboración Propia

Cálculo de IDF Estación Dos de Mayo

Tabla 46: Precipitaciones Max.24 h (mm) por periodos de duración – Estación Laguna Surasaca

Periodo de retorno (años)	P.Max 24 horas	Duración en minutos																									
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	150	180	210	240	270	300	330	360	390	420	450	480	720	1440
2	22.6	6.53	7.77	8.60	9.24	9.77	10.22	10.63	10.99	11.31	11.62	11.90	12.16	12.86	13.45	13.98	14.46	14.89	15.29	15.66	16.00	16.32	16.63	16.92	17.19	19.03	22.63
3	24.9	7.20	8.56	9.47	10.18	10.76	11.27	11.71	12.11	12.47	12.80	13.11	13.40	14.17	14.83	15.41	15.93	16.41	16.85	17.25	17.63	17.99	18.33	18.64	18.95	20.97	24.94
5	27.3	7.88	9.37	10.37	11.14	11.78	12.33	12.81	13.25	13.64	14.01	14.35	14.66	15.50	16.23	16.86	17.43	17.96	18.44	18.88	19.29	19.68	20.05	20.40	20.73	22.95	27.29
10	30.0	8.65	10.29	11.39	12.23	12.94	13.54	14.07	14.55	14.98	15.38	15.76	16.10	17.03	17.82	18.52	19.15	19.72	20.25	20.73	21.19	21.62	22.02	22.41	22.77	25.20	29.97
20	32.3	9.33	11.09	12.28	13.19	13.95	14.60	15.17	15.69	16.16	16.59	16.99	17.36	18.36	19.21	19.97	20.65	21.26	21.83	22.36	22.85	23.31	23.75	24.16	24.55	27.17	32.31
30	33.6	9.69	11.53	12.76	13.71	14.50	15.17	15.77	16.30	16.79	17.24	17.65	18.04	19.08	19.97	20.75	21.46	22.10	22.69	23.23	23.75	24.23	24.68	25.11	25.52	28.24	33.58
35	34.0	9.83	11.69	12.94	13.90	14.70	15.38	15.99	16.53	17.02	17.48	17.90	18.29	19.34	20.25	21.04	21.75	22.40	23.00	23.56	24.08	24.56	25.02	25.46	25.87	28.63	34.05
50	35.1	10.13	12.05	13.33	14.33	15.15	15.86	16.48	17.04	17.55	18.02	18.45	18.86	19.94	20.87	21.69	22.43	23.10	23.71	24.28	24.82	25.32	25.79	26.24	26.67	29.51	35.10
71	36.1	10.42	12.39	13.71	14.74	15.58	16.31	16.95	17.52	18.05	18.53	18.98	19.39	20.51	21.46	22.31	23.06	23.75	24.39	24.97	25.52	26.04	26.53	26.99	27.43	30.35	36.09
100	37.0	10.69	12.72	14.07	15.12	15.99	16.73	17.39	17.98	18.52	19.01	19.47	19.90	21.04	22.02	22.89	23.67	24.37	25.02	25.63	26.19	26.72	27.22	27.69	28.14	31.15	37.04
143	38.0	10.97	13.05	14.44	15.51	16.40	17.17	17.84	18.45	19.00	19.51	19.98	20.42	21.59	22.60	23.48	24.28	25.01	25.67	26.29	26.87	27.41	27.93	28.41	28.87	31.95	38.00
200	38.9	11.22	13.35	14.77	15.87	16.78	17.57	18.26	18.88	19.44	19.96	20.44	20.89	22.09	23.12	24.03	24.84	25.58	26.27	26.90	27.49	28.05	28.57	29.07	29.54	32.69	38.88
500	41.2	11.89	14.14	15.65	16.81	17.78	18.61	19.34	20.00	20.59	21.14	21.65	22.13	23.40	24.49	25.45	26.32	27.10	27.83	28.50	29.12	29.71	30.27	30.79	31.30	34.63	41.19

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 47: Intensidades Max. (mm/hr) por periodos de duración – Estación Laguna Surasaca

Periodo de retorno (años)	P.Max 24 horas	Duración en minutos																									
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	150	180	210	240	270	300	330	360	390	420	450	480	720	1440
2	22.6	39.19	23.30	17.19	13.86	11.72	10.22	9.11	8.24	7.54	6.97	6.49	6.08	5.14	4.48	4.00	3.61	3.31	3.06	2.85	2.67	2.51	2.38	2.26	2.15	1.59	0.94
3	24.9	43.19	25.68	18.95	15.27	12.92	11.27	10.04	9.08	8.31	7.68	7.15	6.70	5.67	4.94	4.40	3.98	3.65	3.37	3.14	2.94	2.77	2.62	2.49	2.37	1.75	1.04
5	27.3	47.26	28.10	20.73	16.71	14.13	12.33	10.98	9.94	9.10	8.40	7.82	7.33	6.20	5.41	4.82	4.36	3.99	3.69	3.43	3.22	3.03	2.86	2.72	2.59	1.91	1.14
10	30.0	51.91	30.86	22.77	18.35	15.52	13.54	12.06	10.91	9.99	9.23	8.59	8.05	6.81	5.94	5.29	4.79	4.38	4.05	3.77	3.53	3.33	3.15	2.99	2.85	2.10	1.25
20	32.3	55.97	33.28	24.55	19.79	16.74	14.60	13.01	11.77	10.77	9.95	9.27	8.68	7.34	6.40	5.71	5.16	4.73	4.37	4.06	3.81	3.59	3.39	3.22	3.07	2.26	1.35
30	33.6	58.17	34.59	25.52	20.56	17.40	15.17	13.52	12.23	11.19	10.34	9.63	9.02	7.63	6.66	5.93	5.36	4.91	4.54	4.22	3.96	3.73	3.53	3.35	3.19	2.35	1.40
35	34.0	58.97	35.07	25.87	20.85	17.64	15.38	13.70	12.40	11.35	10.49	9.76	9.15	7.74	6.75	6.01	5.44	4.98	4.60	4.28	4.01	3.78	3.57	3.39	3.23	2.39	1.42
50	35.1	60.79	36.15	26.67	21.49	18.18	15.86	14.13	12.78	11.70	10.81	10.06	9.43	7.98	6.96	6.20	5.61	5.13	4.74	4.42	4.14	3.90	3.68	3.50	3.33	2.46	1.46
71	36.1	62.52	37.17	27.43	22.10	18.70	16.31	14.53	13.14	12.03	11.12	10.35	9.70	8.20	7.15	6.37	5.77	5.28	4.88	4.54	4.25	4.01	3.79	3.60	3.43	2.53	1.50
100	37.0	64.16	38.15	28.14	22.68	19.19	16.73	14.91	13.49	12.35	11.41	10.62	9.95	8.42	7.34	6.54	5.92	5.42	5.00	4.66	4.37	4.11	3.89	3.69	3.52	2.60	1.54
143	38.0	65.82	39.14	28.87	23.27	19.68	17.17	15.29	13.84	12.67	11.70	10.90	10.21	8.64	7.53	6.71	6.07	5.56	5.13	4.78	4.48	4.22	3.99	3.79	3.61	2.66	1.58
200	38.9	67.34	40.04	29.54	23.81	20.14	17.57	15.65	14.16	12.96	11.98	11.15	10.44	8.84	7.71	6.86	6.21	5.69	5.25	4.89	4.58	4.31	4.08	3.88	3.69	2.72	1.62
500	41.2	71.34	42.42	31.30	25.22	21.33	18.61	16.58	15.00	13.73	12.69	11.81	11.06	9.36	8.16	7.27	6.58	6.02	5.57	5.18	4.85	4.57	4.32	4.11	3.91	2.89	1.72

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 48: Resultado del Análisis de Regresión – Estación Laguna Surasaca

<i>Estadísticas de la regresión</i>	
Coefficiente de correlación múltiple	0.99919744
Coefficiente de determinación R ²	0.99839551
R ² ajustado	0.99838594
Error típico	0.01526557
Observaciones	338

ANÁLISIS DE VARIANZA

	<i>Grados de libertad</i>	<i>Suma de cuadrados</i>	<i>Promedio de los cuadrados</i>	<i>F</i>	<i>Valor crítico de F</i>
Regresión	2	48.577804	24.288902	104227.363	0
Residuos	335	0.0780676	0.000233		
Total	337	48.655872			

	<i>Coefficientes</i>	<i>Error típico</i>	<i>Estadístico t</i>	<i>Probabilidad</i>	<i>Inferior 95%</i>	<i>Superior 95%</i>	<i>Inferior 95.0%</i>	<i>Superior 95.0%</i>
Intercepción	2.34516008	0.0041232	568.77852	0	2.337	2.35327	2.337	2.35327
Variable X 1	0.10520385	0.0011891	88.474528	2.294E-234	0.1029	0.10754	0.1029	0.10754
Variable X 2	-0.75001539	0.0016735	-448.15956	0	-0.753	-0.7467	-0.753	-0.74672

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 49: Ecuación de la curva IDF – Estación Laguna Surasaca

Log K=	2.35	K=	221.391
Coefficiente(s) X1	0.11	m=	0.105
Coefficiente(s) X2	-0.75	n=	0.750

Donde:

I = Intensidad de Precipitación (mm/hr)

T = Periodo de Retorno (años)

t = Tiempo de duración de precipitación (min)

$$I = \frac{221.391 T^{0.136}}{t^{0.750}}$$

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 50: Intensidades de lluvia – Estación Laguna Surasaca

Duración (t) (minutos)	Período de Retorno (T) en años						
	10	35	71	100	143	200	500
5	84.36	96.24	103.68	107.48	111.60	115.61	127.31
10	50.16	57.23	61.65	63.91	66.36	68.74	75.70
20	29.82	34.03	36.65	38.00	39.46	40.87	45.01
30	22.00	25.10	27.04	28.04	29.11	30.16	33.21
40	17.73	20.23	21.79	22.59	23.46	24.30	26.76
50	15.00	17.11	18.44	19.11	19.85	20.56	22.64
60	13.08	14.93	16.08	16.67	17.31	17.93	19.75
70	11.65	13.30	14.32	14.85	15.42	15.97	17.59
80	10.54	12.03	12.96	13.43	13.95	14.45	15.91
90	9.65	11.01	11.86	12.30	12.77	13.23	14.57
100	8.92	10.18	10.96	11.36	11.80	12.22	13.46
110	8.30	9.47	10.21	10.58	10.99	11.38	12.53
120	7.78	8.88	9.56	9.91	10.29	10.66	11.74

Fuente: Elaboración Propia

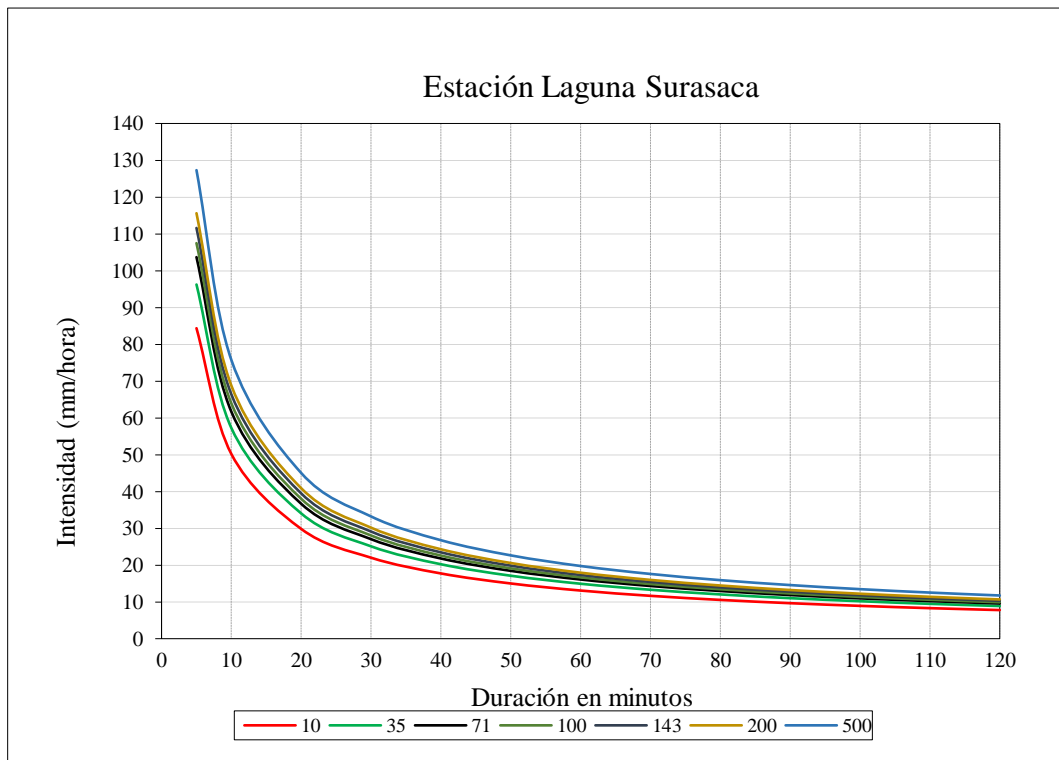


Figura 60: Curvas IDF – Estación Laguna Surasaca

Fuente: Elaboración Propia

3.3.10 Hietograma de precipitación de diseño – Bloque alterno

Desarrollaremos el Hietograma de diseño utilizando las curvas IDF, para ello distribuiremos las precipitaciones incrementales de manera alternada, considerando la precipitación máxima en el centro de la duración requerida y el resto en orden descendente alternando hacia la derecha e izquierda del bloque central.

Estación Huallanca

Tabla 51: Hietograma de Precipitación TR=200 años – Estación Huallanca

Duración		Intensidad	Prof. Acum	Prof. Increm.	Tiempo	Precip.
Hr	mín	mm/h	mm	mm	mín	mm
0.33	20.00	66.68	22.23	22.23	0-20	0.68
0.67	40.00	39.65	26.43	4.21	20-40	0.77
1.00	60.00	29.25	29.25	2.82	40-60	0.85
1.33	80.00	23.58	31.44	2.19	60-80	0.95
1.67	100.00	19.94	33.23	1.79	80-100	1.10
2.00	120.00	17.39	34.78	1.55	100-120	1.36
2.33	140.00	15.49	36.14	1.36	120-140	1.79
2.67	160.00	14.02	37.39	1.24	140-160	2.82
3.00	180.00	12.83	38.49	1.10	160-180	22.23
3.33	200.00	11.86	39.53	1.04	180-200	4.21
3.67	220.00	11.04	40.48	0.95	200-220	2.19
4.00	240.00	10.34	41.36	0.88	220-240	1.55
4.33	260.00	9.74	42.21	0.85	240-260	1.24
4.67	280.00	9.21	42.98	0.77	260-280	1.04
5.00	300.00	8.75	43.75	0.77	280-300	0.88
5.33	320.00	8.33	44.43	0.68	300-320	0.77
5.67	340.00	7.96	45.11	0.68	320-340	0.68
6.00	360.00	7.63	45.78	0.67	340-360	0.67

Fuente: Elaboración Propia

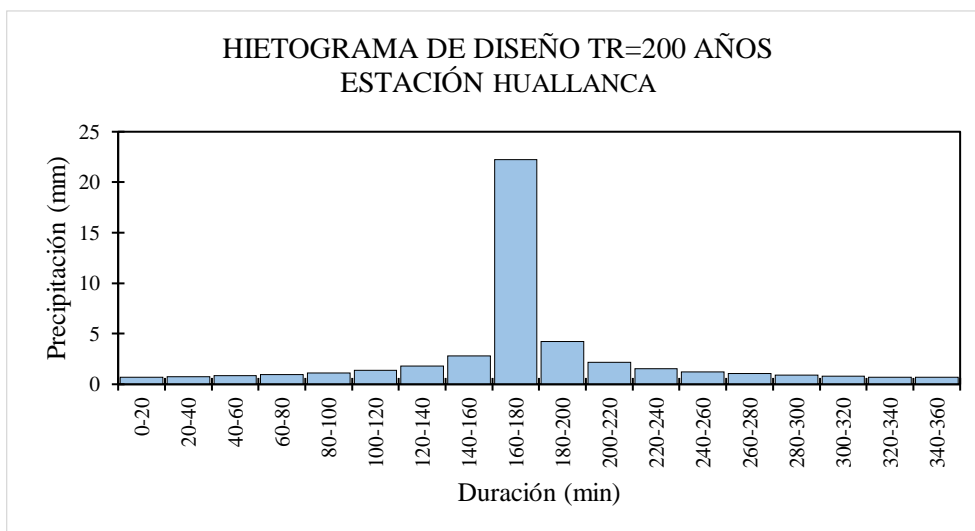


Figura 61: Hietograma de Precipitación TR=200 años – Estación Huallanca

Fuente: Elaboración Propia

Estación Jacas Chico

Tabla 52: Hietograma de Precipitación TR=200 años – Estación Jacas Chico

Duración		Intensidad	Prof. Acum	Prof. Increm.	Tiempo	Precip.
Hr	mín	mm/h	mm	mm	mín	mm
0.33	20.00	62.21	20.74	20.74	0-20	0.62
0.67	40.00	36.99	24.66	3.92	20-40	0.69
1.00	60.00	27.29	27.29	2.63	40-60	0.79
1.33	80.00	22.00	29.33	2.04	60-80	0.90
1.67	100.00	18.61	31.02	1.68	80-100	1.03
2.00	120.00	16.23	32.46	1.44	100-120	1.28
2.33	140.00	14.46	33.74	1.28	120-140	1.68
2.67	160.00	13.08	34.88	1.14	140-160	2.63
3.00	180.00	11.97	35.91	1.03	160-180	20.74
3.33	200.00	11.06	36.87	0.96	180-200	3.92
3.67	220.00	10.30	37.77	0.90	200-220	2.04
4.00	240.00	9.65	38.60	0.83	220-240	1.44
4.33	260.00	9.09	39.39	0.79	240-260	1.14
4.67	280.00	8.60	40.13	0.74	260-280	0.96
5.00	300.00	8.16	40.80	0.67	280-300	0.83
5.33	320.00	7.78	41.49	0.69	300-320	0.74
5.67	340.00	7.43	42.10	0.61	320-340	0.67
6.00	360.00	7.12	42.72	0.62	340-360	0.62

Fuente: Elaboración Propia

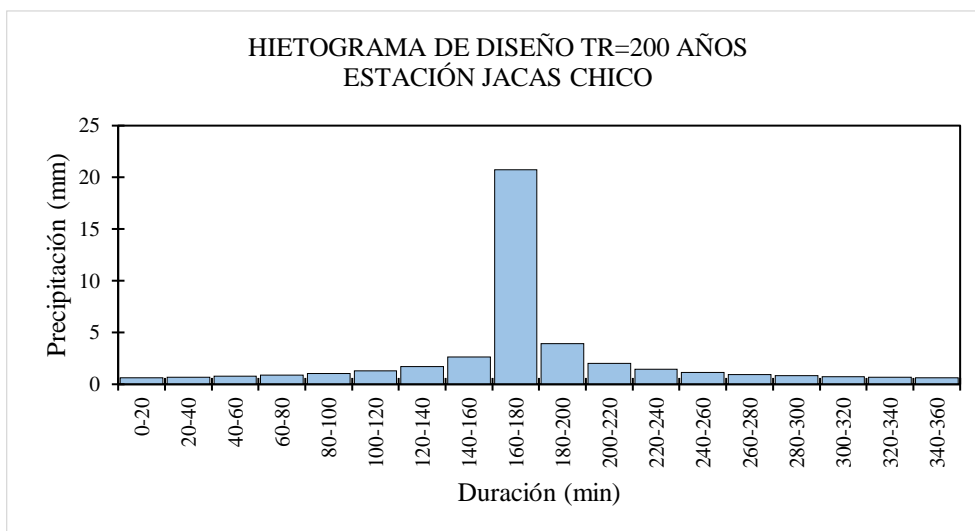


Figura 62: Hietograma de Precipitación TR=200 años – Estación Jacas Chico

Fuente: Elaboración Propia

Estación Dos de Mayo

Tabla 53: Hietograma de Precipitación TR=200 años – Estación Dos de Mayo

Duración		Intensidad	Prof. Acum	Prof. Increm.	Tiempo	Precip.
Hr	mín	mm/h	mm	mm	mín	mm
0.33	20.00	44.71	14.90	14.90	0-20	0.46
0.67	40.00	26.58	17.72	2.82	20-40	0.51
1.00	60.00	19.61	19.61	1.89	40-60	0.58
1.33	80.00	15.81	21.08	1.47	60-80	0.63
1.67	100.00	13.37	22.28	1.20	80-100	0.73
2.00	120.00	11.66	23.32	1.04	100-120	0.92
2.33	140.00	10.39	24.24	0.92	120-140	1.20
2.67	160.00	9.40	25.07	0.82	140-160	1.89
3.00	180.00	8.60	25.80	0.73	160-180	14.90
3.33	200.00	7.95	26.50	0.70	180-200	2.82
3.67	220.00	7.40	27.13	0.63	200-220	1.47
4.00	240.00	6.93	27.72	0.59	220-240	1.04
4.33	260.00	6.53	28.30	0.58	240-260	0.82
4.67	280.00	6.18	28.84	0.54	260-280	0.70
5.00	300.00	5.87	29.35	0.51	280-300	0.59
5.33	320.00	5.59	29.81	0.46	300-320	0.54
5.67	340.00	5.34	30.26	0.45	320-340	0.46
6.00	360.00	5.12	30.72	0.46	340-360	0.45

Fuente: Elaboración Propia

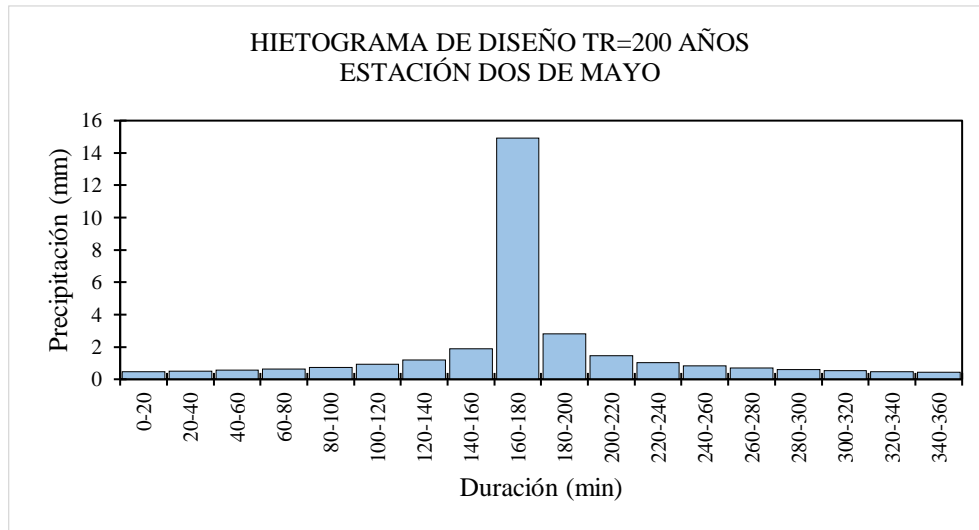


Figura 63: Hietograma de Precipitación TR=200 años – Estación Dos de Mayo

Fuente: Elaboración Propia

Estación Dos de Laguna Surasaca

Tabla 54: Hietograma de Precipitación TR=200 años – Estación Laguna Surasaca

Duración		Intensidad	Prof. Acum	Prof. Increm.	Tiempo	Precip.
Hr	mín	mm/h	mm	mm	mín	mm
0.33	20.00	40.87	13.62	13.62	0-20	0.43
0.67	40.00	24.30	16.20	2.58	20-40	0.45
1.00	60.00	17.93	17.93	1.73	40-60	0.51
1.33	80.00	14.45	19.27	1.34	60-80	0.59
1.67	100.00	12.22	20.37	1.10	80-100	0.70
2.00	120.00	10.66	21.32	0.95	100-120	0.85
2.33	140.00	9.50	22.17	0.85	120-140	1.10
2.67	160.00	8.59	22.91	0.74	140-160	1.73
3.00	180.00	7.87	23.61	0.70	160-180	13.62
3.33	200.00	7.27	24.23	0.62	180-200	2.58
3.67	220.00	6.77	24.82	0.59	200-220	1.34
4.00	240.00	6.34	25.36	0.54	220-240	0.95
4.33	260.00	5.97	25.87	0.51	240-260	0.74
4.67	280.00	5.65	26.37	0.50	260-280	0.62
5.00	300.00	5.36	26.80	0.43	280-300	0.54
5.33	320.00	5.11	27.25	0.45	300-320	0.50
5.67	340.00	4.88	27.65	0.40	320-340	0.43
6.00	360.00	4.68	28.08	0.43	340-360	0.40

Fuente: Elaboración Propia

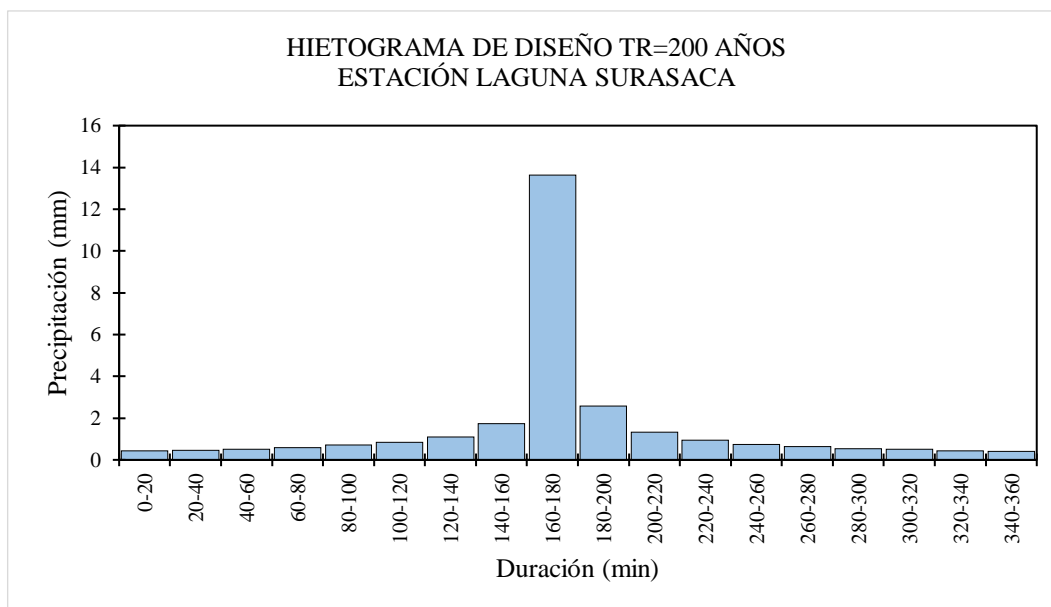


Figura 64: Hietograma de Precipitación TR=200 años – Estación Laguna Surasaca

Fuente: Elaboración Propia

3.3.11 Determinación de los parámetros geomorfológicos

Las características geomorfológicas de la cuenca de estudio fueron calculadas sobre el área total de la cuenca. Para ello, se utilizó el modelo digital de elevación (Aster DEM) con una resolución espacial de 12.5 x12.5 m. Estos parámetros fueron hallados mediante la herramienta Arc Hydro Tools, el cual es una extensión del software ArcGIS 10.2.2.

El área total de la cuenca tiene una extensión de 4407.7 km² y la ruta más larga del flujo de la cuenca de estudio que nace en la cuenca Huara hasta el puente proyectado tiene una longitud de 139449 km con un pendiente de cauce de 0.0187m/m. El índice de compacidad (Kc) es 2.29 y el factor de forma (F) tiene un valor de 0.23, estos parámetros indican que la forma de la cuenca es alargada tal como se muestra en la Tabla 65. Las cuencas de forma alargadas, reducen las probabilidades, de que sean cubiertas en su totalidad por una tormenta, lo que afecta el tipo de respuesta que se presenta en un río (Villón Bejar, 2003).

En la Tabla 55 se muestra el resumen de las características físicas de las 30 subcuencas analizadas.

Tabla 55: Parámetros geomorfológicos de las subcuencas

Subcuenca	Área (Km ²)	Perímetro (Km)	Longitud Del Cauce (m)	Desnivel Del Cauce (m)	Cota (msnm)		Pendiente Del Cauce (m/m)	Factor De Forma	Índice De Compacidad	Altitud Media (m)
					Máxima	Mínima				
W580	2.20	9.43	3167	1147	4133	2986	0.3622	0.22	1.79	3560
W620	178.93	121.38	79125	1127	4433	3306	0.0247	0.03	2.56	3870
W630	148.10	83.90	44920	1525	4600	3075	0.0536	0.07	1.94	3838
W640	182.67	94.35	30427	1879	4872	2993	0.0623	0.20	1.97	3933
W650	200.71	96.67	75213	1183	4763	3580	0.0430	0.04	1.92	4172
W670	193.88	107.20	31673	1307	4299	2992	0.0416	0.19	2.17	3646
W690	86.43	67.45	41712	1176	4346	3170	0.0560	0.05	2.05	3758
W720	184.75	98.72	39516	1050	4125	3075	0.0456	0.12	2.05	3600
W730	167.78	80.17	62201	1362	4512	3150	0.0429	0.04	1.75	3831
W760	210.63	100.55	52540	1369	4539	3170	0.0430	0.08	1.95	3855
W780	106.21	88.72	65612	1411	4794	3383	0.0506	0.02	2.43	4089
W830	40.23	40.20	49806	1015	4398	3383	0.0839	0.02	1.79	3891
W860	233.88	119.03	70344	1212	4518	3306	0.0329	0.05	2.20	3912
W870	115.45	81.20	72018	1288	4839	3551	0.0499	0.02	2.13	4195
W890	295.16	136.70	65496	1206	4356	3150	0.0344	0.07	2.24	3753
W900	228.35	105.15	76786	1060	4611	3551	0.0347	0.04	1.96	4081
W950	44.63	44.80	65596	1005	4409	3404	0.0703	0.01	1.89	3907
W980	173.34	91.88	87385	1197	4602	3405	0.0440	0.02	1.97	4004
W990	98.03	83.83	86078	674	4079	3405	0.0261	0.01	2.39	3742
W1000	138.11	86.58	99542	784	4347	3563	0.0331	0.01	2.08	3955
W1010	132.76	86.45	76633	707	4111	3404	0.0279	0.02	2.12	3758
W1020	81.39	69.92	97626	731	4294	3563	0.0335	0.01	2.19	3929
W1040	73.27	68.88	104982	1030	4886	3856	0.0509	0.01	2.27	4371
W1060	200.41	93.85	109497	2457	6313	3856	0.0993	0.02	1.87	5085
W1070	32.70	45.95	94831	1312	4977	3665	0.0873	0.00	2.27	4321
W1080	176.39	104.58	113489	1715	5380	3665	0.0509	0.01	2.22	4523
W1110	194.38	105.50	114034	935	4625	3690	0.0366	0.01	2.13	4158
W1120	168.92	106.83	122972	919	4609	3690	0.0266	0.01	2.32	4150
W1130	165.76	105.33	139443	1720	5599	3879	0.0514	0.01	2.31	4739
W1140	152.31	84.20	126673	1360	5239	3879	0.0656	0.01	1.92	4559

Fuente: Elaboración propia

Tabla 56: Parámetros geomorfológicos de la cuenca delimitada

Cuenca	Coordenadas UTM		Área (Km ²)	Perímetro (Km)	Longitud Del Cauce (m)	Desnivel Del Cauce (m)	Cota (msnm)		Pendiente Del Cauce (m/m)	Factor De Forma	Índice De Compacidad	Altitud Media (m)
	WGS 84						Máxima	Mínima				
	Este (m)	Norte (m)										
Río Marañon	311200.0	8932926.0	4407.758	539.175	139449	2611	5597	2986	0.0187	0.23	2.29	4292

Fuente: Elaboración Propia

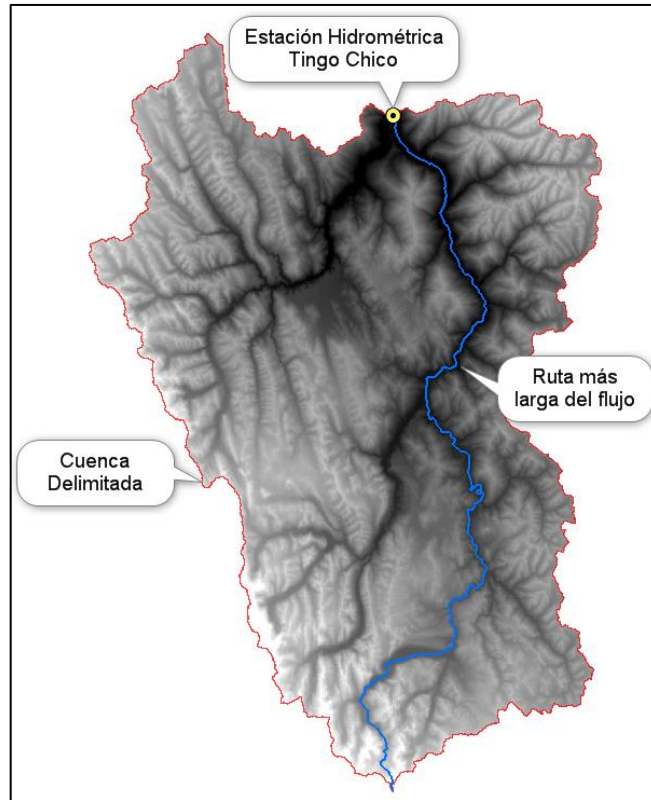


Figura 65: Cuenca delimitada del río Marañón en función al puente proyectado

Fuente: Arc Hydro Tools

Modelado Hidrológico geoespacial

El modelado hidrológico geoespacial se desarrolló mediante la extensión HEC-geoHMS, que es una herramienta de hidrología geoespacial de dominio público para ArcGIS 10.2.2, y que fue desarrollado por el centro de ingeniería hidrológica del cuerpo de ingenieros del ejército de estados unidos.

Por medio de esta herramienta hidrológica geoespacial vamos construir un modelo hidrológico, que consistirá en hacer un análisis del sistema de drenaje a través del procesamiento de un DEM, para ello utilizaremos un modelo digital de elevación (Aster DEM) con una resolución espacial de 12.5 x1.25 m. utilizando la plataforma ArcGIS10.2.2, del cual obtendremos las sub cuencas delimitadas y la delineación de los ríos, además de sus características físicas.

a. Delimitación de cuenca

El análisis del sistema de drenaje consiste en 8 pasos que se muestran a continuación:

- 1) **Fill Sink (fil)**, Esta función rellena los huecos en la grilla.
- 2) **Flow direction (fdr)**, Esta función calcula la dirección del flujo para cada celda.
- 3) **Flow accumulation (fac)**, Esta función calcula la acumulación del flujo en una grilla que tiene un número acumulado de celda contra la corriente de una celda, para cada celda que este en la grilla de entrada.
- 4) **Stream definition (Str)**, Esta función calcula una grilla de la corriente que contiene un valor de “1” para todas las celdas de la acumulación del flujo de la entrada que tiene un valor más grande que el umbral dado. El resto de las celdas en la grilla de la corriente no contiene ningún dato.
- 5) **Stream segmentation (StrLnk)**, Esta función crea una grilla de los segmentos de la corriente que tiene una identificación única.
- 6) **Catchment grid delineation (Cat)**, Esta función delimita en micro cuencas todo raster, generando por defecto el raster **Cat**.
- 7) **Catchment polygon processing (Catchment)**, Esta función convierte el raster **Cat** a un elemento vectorial.
- 8) **Drainage line processing**, Esta función convierte el raster StrLnk en un elemento vectorial lineal de la red de drenaje.

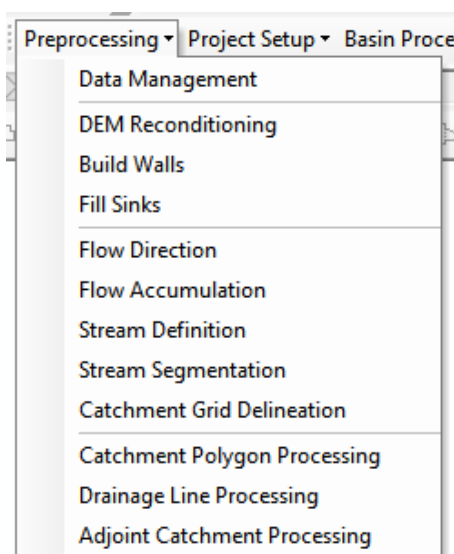
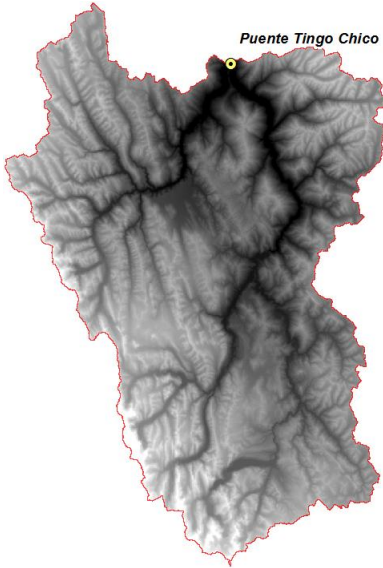


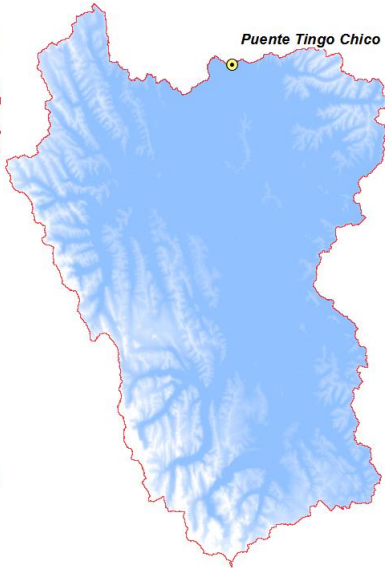
Figura 66: Menú del pre procesamiento del DEM

Fuente: HEC-GeoHMS

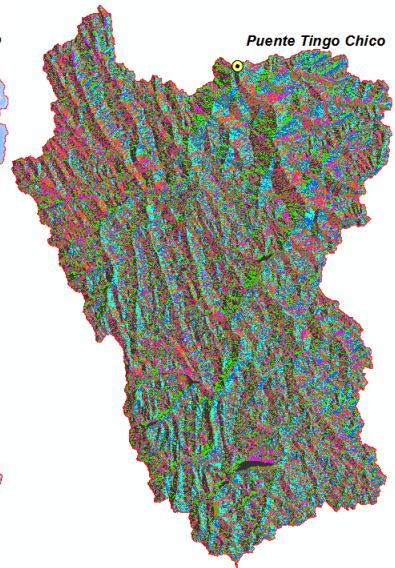
DEM



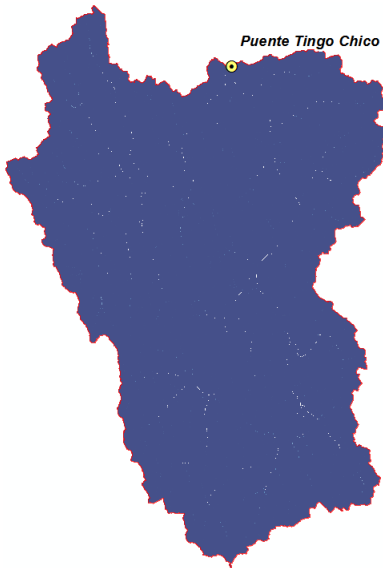
Fill Sink



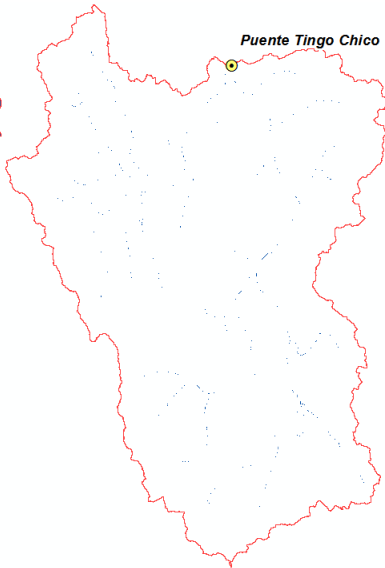
Flow direction



Flow accumulation



Stream definition



Stream segmentation



Catchment grid delineation Catchment polygon processing Drainage line processing

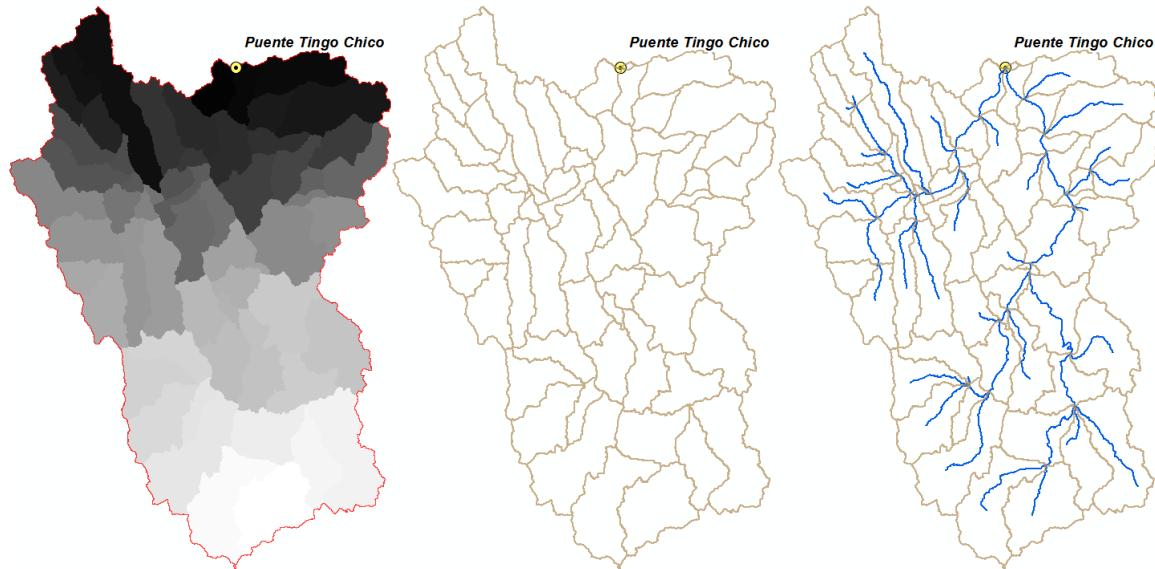


Figura 67: Pasos secuenciales del pre procesamiento del DEM

Fuente: HEC-GeoHMS

b. Determinación del número de curva

Un insumo importante para la construcción del modelo hidrológico es la información del número de curva del SCS (Servicio de Conservación de Suelos) el cual emplearemos para transformar la precipitación total en precipitación efectiva. Para ello, utilizaremos el mapa temático de curva número (CN) a nivel nacional, que fue publicado en el año 2015 por la Autoridad Nacional del Agua (ANA).

La publicación: “Generación del mapa temático de curva número (CN)”, presenta un modelo conceptual en el cual intervienen tres factores que son el mapa de cobertura vegetal y uso, el mapa temático de suelos y el modelo digital de elevación STRM (90 metros de resolución), en la Figura 68 se observa el modelo conceptual.

La publicación recomienda el uso del mapa temático de curva número en estudios hidrológicos, sin embargo, estos valores deben ser solo considerados como dato de inicio para la modelación hidrológica, que posteriormente serán ajustados en la calibración.

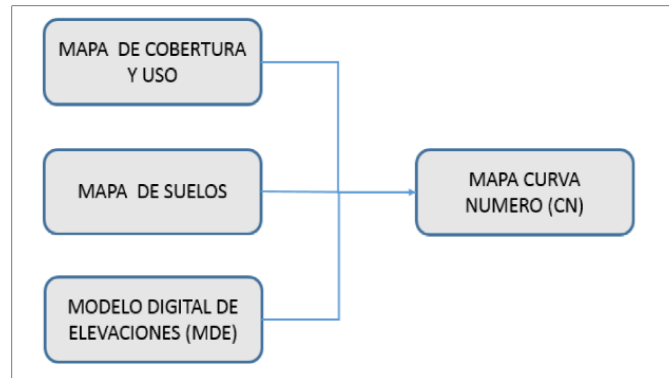


Figura 68: Modelo conceptual de generación de mapa temático CN

Fuente: ANA (2015)

Se utilizará el mapa temático para condiciones normales (CN II), el cual será recortado de acuerdo al área de estudio (ver la Figura 69).

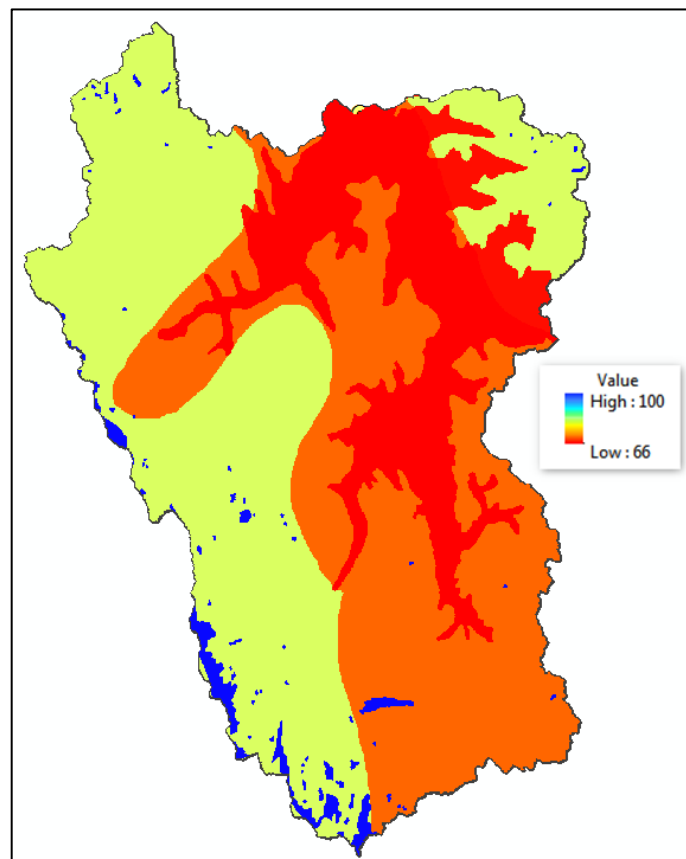


Figura 69: Modelo conceptual de generación de mapa temático (CN II)

Fuente: HEC-GeoHMS

c. Aplicación de HEC-GeoHMS

Una vez realizado el pre procesamiento que consiste en el análisis del sistema de drenaje, damos inicio al procesamiento de la cuenca.

El área de la cuenca es un parámetro que tiene relación directa con la descarga. Según (Campos Aranda, 1998), en una cuenca pequeña la cantidad y distribución del escurrimiento son influenciadas principalmente por las condiciones físicas del suelo y cobertura, sobre las cuales el hombre tiene algún control.

Rangos de áreas (km ²)	Clasificación
< 25	Microcuenca
25 a 250	Pequeña
250 a 500	Intermedia- pequeña
500 a 2500	Intermedia-grande
2500 a 5000	Grande
> 5000	Muy grande

Figura 70: Clasificación de tamaños de cuencas

Fuente: Campos Aranda (1998)

Para la delimitación de las sub cuencas, se ha considerado áreas menores y próximas a los 250 km², debido a que las cuencas pequeñas son más sensibles a las lluvias de alta intensidad y corta duración donde predominan las condiciones físicas del suelo y cobertura, con ello garantizamos una mejor caracterización del área de estudio.

En el procesamiento se obtuvo las características físicas de ríos y Sub cuencas como: longitud del río, pendiente de río, pendiente de la cuenca, longitud del tributario más largo, centroide de la cuenca, elevación del centroide y la longitud del flujo al centroide. En la Figura 71 se muestran los pasos.

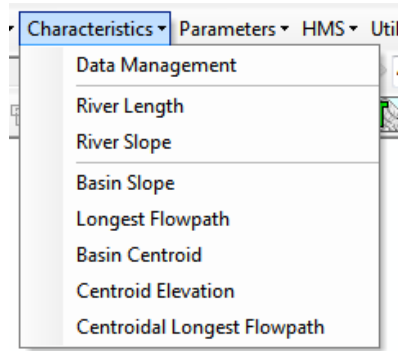


Figura 71: Características de las sub cuencas

Fuente: HEC-GeoHMS

A continuación, seleccionaremos los parámetros hidrológicos para realizar la modelación hidrológica, para las abstracciones, transformación de precipitación efectiva a escorrentía y el método de transito de caudales.

- Para calcular las abstracciones vamos a utilizar el método del número de curva del servicio de conservación de suelos (SCS).
- El modelo seleccionado transformar la precipitación efectiva a escorrentía es el hidrograma unitario sintético de SCS.
- Para el transito del caudal a lo largo del cauce se utilizará el modelo de Muskingum-Cunge.

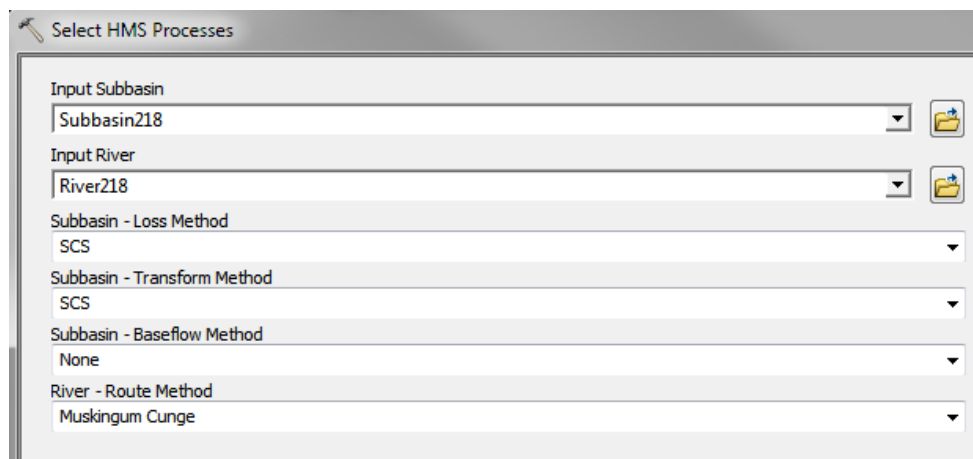


Figura 72: Selección de los tipos de procesos hidrológicos

Fuente: HEC-GeoHMS

Ingresamos parámetros de la subcuenca en formato Raster. Entre los parámetros que ingresaremos serán el número de curva en condiciones normales (CNII) y el Raster de abstracciones iniciales (IA), el cual fue calculado por medio de la calculadora Raster por medio de la siguiente relación:

$$IA = \frac{0.2 \times (25400 - 254 \times CNII)}{CNII}$$

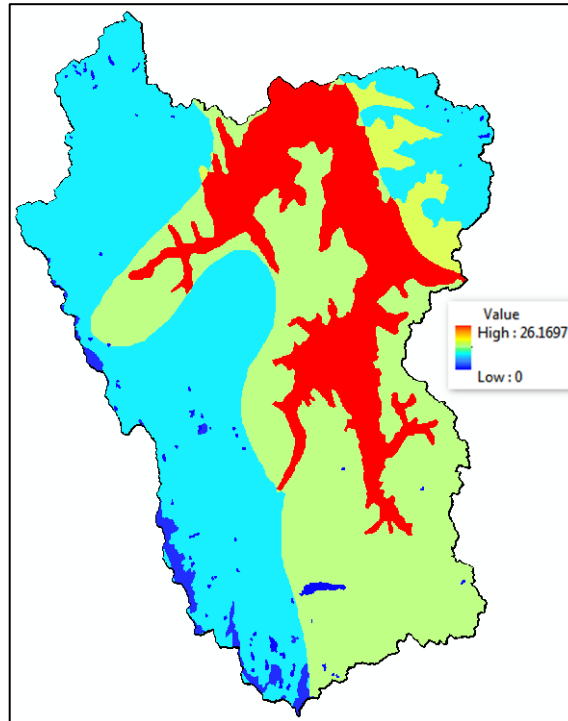


Figura 73: Raster de abstracción inicial

Fuente: HEC-GeoHMS

La herramienta Subbasin Parameters From Raster, calcula los parámetros hidrológicos promedios para cada subcuenca por medio de insumos como el número de curva y abstracciones iniciales en formato Raster.

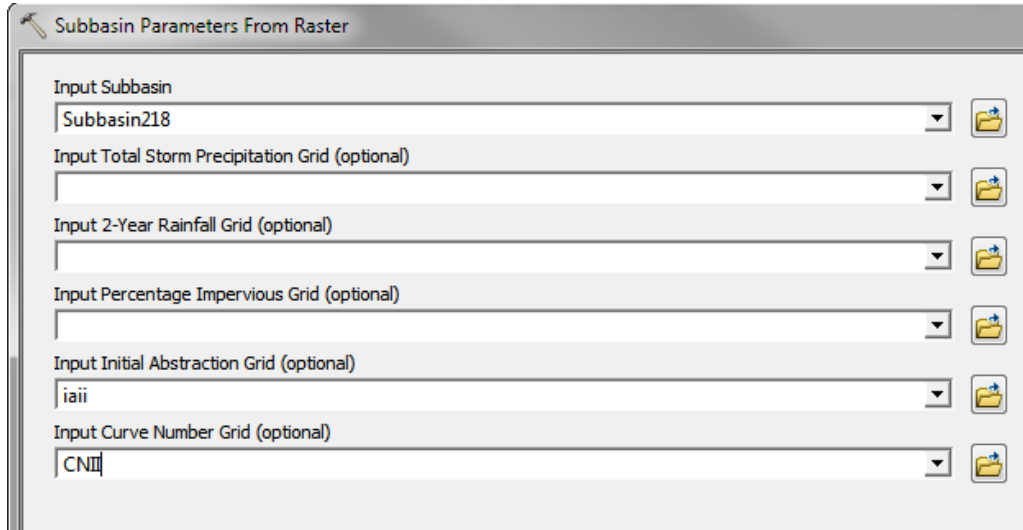


Figura 74: Pasos para obtener parámetros hidrológicos en HEC-HMS

Fuente: HEC-GeoHMS

Luego, preparamos el modelo para exportar en formato HMS, para ello definimos el sistema de unidades a trabajar, en este caso trabajaremos con el sistema internacional (SI), posteriormente exportamos el modelo de cuenca y el modelo meteorológico. Por último, generamos el proyecto HMS.

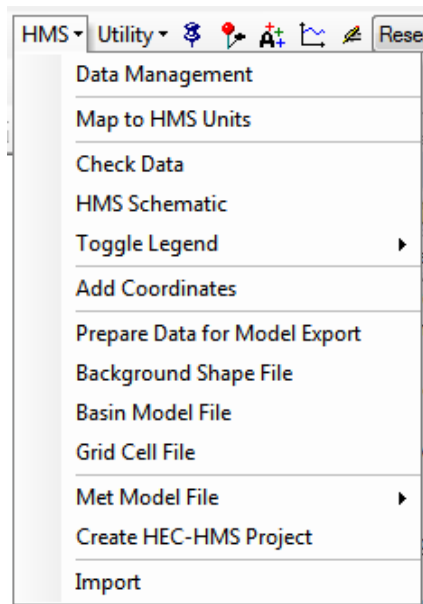


Figura 75: Pasos para crear el modelo hidrológico en HEC-HMS

Fuente: Extensión HEC-GeoHMS

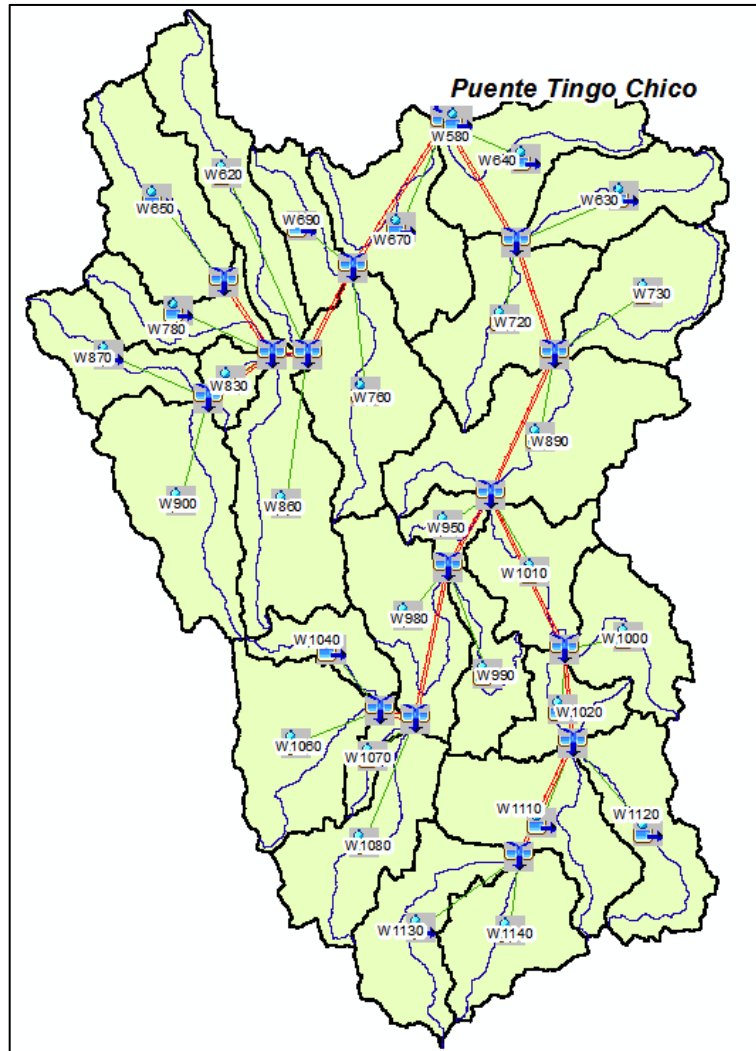


Figura 76: Esquema hidrológicos en HEC-GeoHMS

Fuente: HEC-GeoHMS

3.3.12 Modelación hidrológica con HEC-HMS

Modelo de cuenca

El modelo de la cuenca que tiene por punto de control al puente proyectado está conformado por 30 Subcuencas y 15 tramos de transito del caudal. La información de cada subcuenca como el área, número de curva, abstracción inicial y tiempo de retardo fueron calculados en los pasos anteriores por medio de la extensión HEC-GeoHMS.

Figura 77: Parámetros hidrológicos para cada subcuenca

Subbasin	Area (KM2)
W1020	81.395
W1010	132.76
W1000	138.11
W990	98.026
W980	173.34
W950	44.632
W900	228.35
W890	295.16
W870	115.45375
W860	233.88
W830	40.229
W1140	152.31
W780	106.21
W760	210.63
W730	167.78
W720	184.75
W1110	194.37625
W690	86.433
W1120	168.9165625
W670	193.88
W1130	165.76
W650	200.71
W640	182.67
W630	148.10
W620	178.93
W1080	176.39
W1070	32.699
W1060	200.4090625
W580	2.2002
W1040	73.269

Subbasin	Initial Abstraction (MM)	Curve Number
W1020	17.275	74.62
W1010	21.969	69.81
W1000	15.532	76.58
W990	13.7579433	78.69
W980	14.470	77.83
W950	23.131	68.71
W900	9.5914	84.12
W890	19.077	72.70
W870	8.4945	85.67
W860	9.7439	83.91
W830	15.857	76.21
W1140	12.913	79.73
W780	9.0421	84.89
W760	13.111	79.49
W730	12.224	80.60
W720	19.131	72.64
W1110	13.825	78.61
W690	13.797	78.64
W1120	13.933	78.48
W670	21.587	70.18
W1130	7.6338	86.94
W650	8.1724	86.14
W640	17.621	74.25
W630	11.386	81.69
W620	8.9521	85.02
W1080	8.1437	86.18
W1070	8.2286	86.06
W1060	7.4202	87.26
W580	26.170	66.00
W1040	8.3771	85.84

Subbasin	Graph Type	Lag Time (MIN)
W1020	Standard	308.1636529
W1010	Standard	274.5292437
W1000	Standard	314.5449623
W990	Standard	308.2834219
W980	Standard	254.7873551
W950	Standard	170.6521089
W900	Standard	252.9343094
W890	Standard	224.3638308
W870	Standard	209.255916
W860	Standard	241.2358657
W830	Standard	128.9490716
W1140	Standard	290.8738202
W780	Standard	193.7544363
W760	Standard	173.7798662
W730	Standard	198.081277
W720	Standard	136.4960659
W1110	Standard	335.9246781
W690	Standard	131.4244676
W1120	Standard	402.267693
W670	Standard	119.1888375
W1130	Standard	344.189947
W650	Standard	229.0605078
W640	Standard	98.931
W630	Standard	141.5215522
W620	Standard	294.9089613
W1080	Standard	294.6968201
W1070	Standard	208.5015474
W1060	Standard	221.6880306
W580	Standard	8.7994
W1040	Standard	277.5732897

Fuente: HEC-HMS

Para el tránsito de caudal se utilizará el método de Muskingum Cunge, los parámetros calculados que se ingresan en el HEC-HMS son: Longitud de cauce para cada tramo, pendientes, coeficiente de rugosidad de Manning, ancho y talud del cauce.

Reach	Time Step Method	Length (M)	Slope (M/M)	Manning's n	Width (M)	Side Slope (xH:1V)	Shape
R10	Automatic Fixed Inter...	276.96	0.0216637	0.0352	45	1	Trapezoid
R60	Automatic Fixed Inter...	16192	0.0051260	0.0352	45	1	Trapezoid
R80	Automatic Fixed Inter...	20439	0.0087088	0.035	20	1	Trapezoid
R150	Automatic Fixed Inter...	10005	0.0196907	0.035	10	0.5	Trapezoid
R210	Automatic Fixed Inter...	12783	0.0106387	0.035	20	0.5	Trapezoid
R220	Automatic Fixed Inter...	13995	0.0053590	0.0352	30	0.5	Trapezoid
R240	Automatic Fixed Inter...	4210.1	0.0182895	0.035	15	0.5	Trapezoid
R300	Automatic Fixed Inter...	8491.7	0.0197840	0.035	10	0.5	Trapezoid
R340	Automatic Fixed Inter...	20833	0.0121923	0.0352	15	0.5	Trapezoid
R380	Automatic Fixed Inter...	8909.5	.000112...	0.035	10	0.5	Trapezoid
R410	Automatic Fixed Inter...	24535	0.0064805	0.0352	15	0.5	Trapezoid
R470	Automatic Fixed Inter...	19596	0.0132682	0.035	10	0.5	Trapezoid
R480	Automatic Fixed Inter...	4941.4	0.0386526	0.035	10	0.5	Trapezoid
R530	Automatic Fixed Inter...	17474	0.0108162	0.0352	10	0.5	Trapezoid
R490	Automatic Fixed Inter...	12640	0.0100473	0.0352	10	0.5	Trapezoid

Figura 78: Parámetros para el cálculo de tránsito – método de Muskingum Cunge

Fuente: HEC-HMS

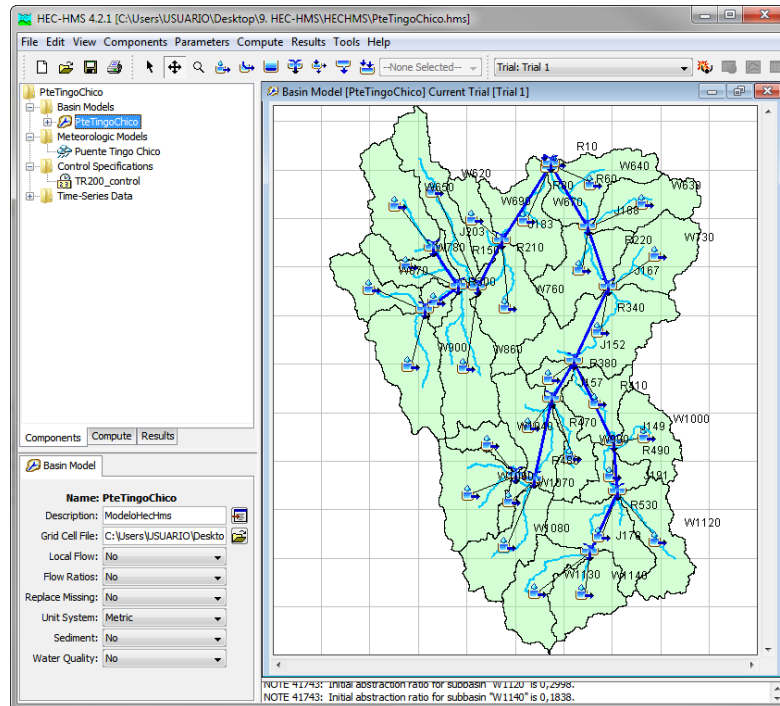


Figura 79: Modelo de la cuenca en HEC-HMS

Fuente: HEC-HMS

Modelo meteorológico

En el modelo meteorológico indicamos la precipitación que caerá sobre las subcuencas, para ello ingresamos los hietogramas de diseño, se consideró una duración total de 6 horas para el tiempo de retorno de 200 años.

Seleccionaremos en el campo de precipitación la opción Gage Weights y en el campo de evapotranspiración elegimos la opción “none” porque no contamos con información. En la pestaña Basins elegimos la opción “yes” para incluir la subcuenca y por último le asignamos los pesos de la precipitación.

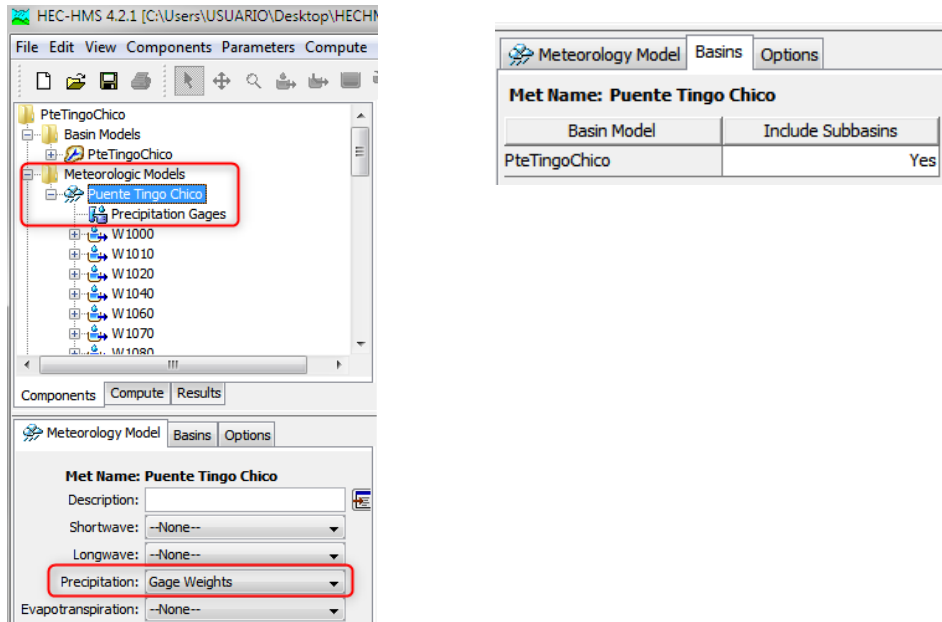


Figura 80: Modelo meteorológico

Fuente: HEC-HMS

En la Figura 81 se muestra las áreas de influencia del polígono de Thiessen obtenido de las estaciones pluviométricas y en la Tabla 57 se muestran los pesos de precipitación de acuerdo al método Gage Weights

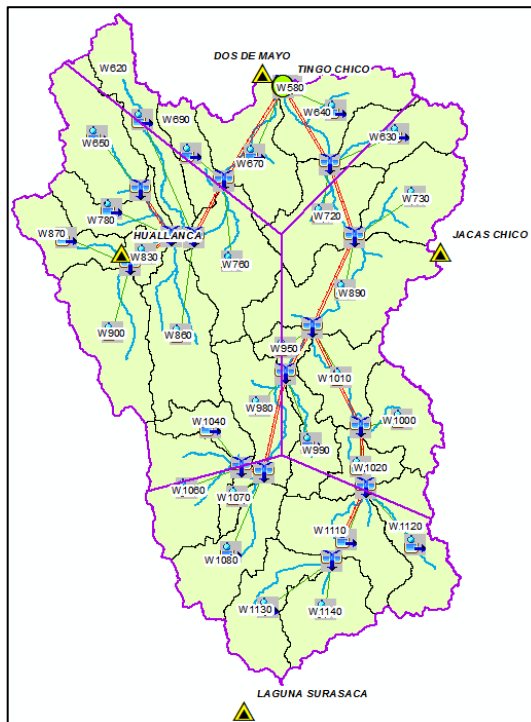


Figura 81: Áreas de influencia del polígono de Thiessen

Fuente: Elaboración propia

Tabla 57: Pesos de precipitación de las estaciones pluviométricas

		Estaciones			
		Huallanca	Jacas chico	Dos de Mayo	Laguna Surasaca
Subcuencas	W1020	-	0.81	-	0.19
	W1010	-	1	-	-
	W1000	1	-	-	-
	W990	-	0.75	-	0.25
	W980	0.76	0.13	-	0.11
	W950	0.39	0.61	-	-
	W900	1	-	-	-
	W890	0.12	0.88	-	-
	W870	1	-	-	-
	W860	1	-	-	-
	W830	1	-	-	-
	W1140	-	-	-	1
	W780	1	-	-	-
	W760	0.96	-	0.04	-
	W730	-	1	-	-
	W720	0.74	0.04	0.22	-
	W1110	-	-	-	1
	W690	0.35	-	0.65	-
	W1120	-	0.24	-	0.76
	W670	0.01	-	0.99	-
	W1130	-	-	-	1
	W650	0.07	-	0.93	-
	W640	-	0.01	0.99	-
	W630	0.68	-	0.32	-
	W620	0.45	-	0.55	-
	W1080	-	-	-	1
	W1070	0.04	-	-	0.96
	W1060	0.43	-	-	0.57
	W580	-	-	1	-
	W1040	1	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

Para ingresar los hietogramas de diseño para los diferentes tiempos de retorno nos vamos al componente “Time-Series Data Manager”, ingresamos a la estación de interés y seleccionamos el tiempo de intervalo del hietograma, además del inicio y fin de duración del mismo. Por último, ingresamos los valores de precipitación de las estaciones el cual podemos visualizar la gráfica en la pestaña “Graph”. Este proceso lo realizamos para todas las estaciones de Pp máx. 24 hr.

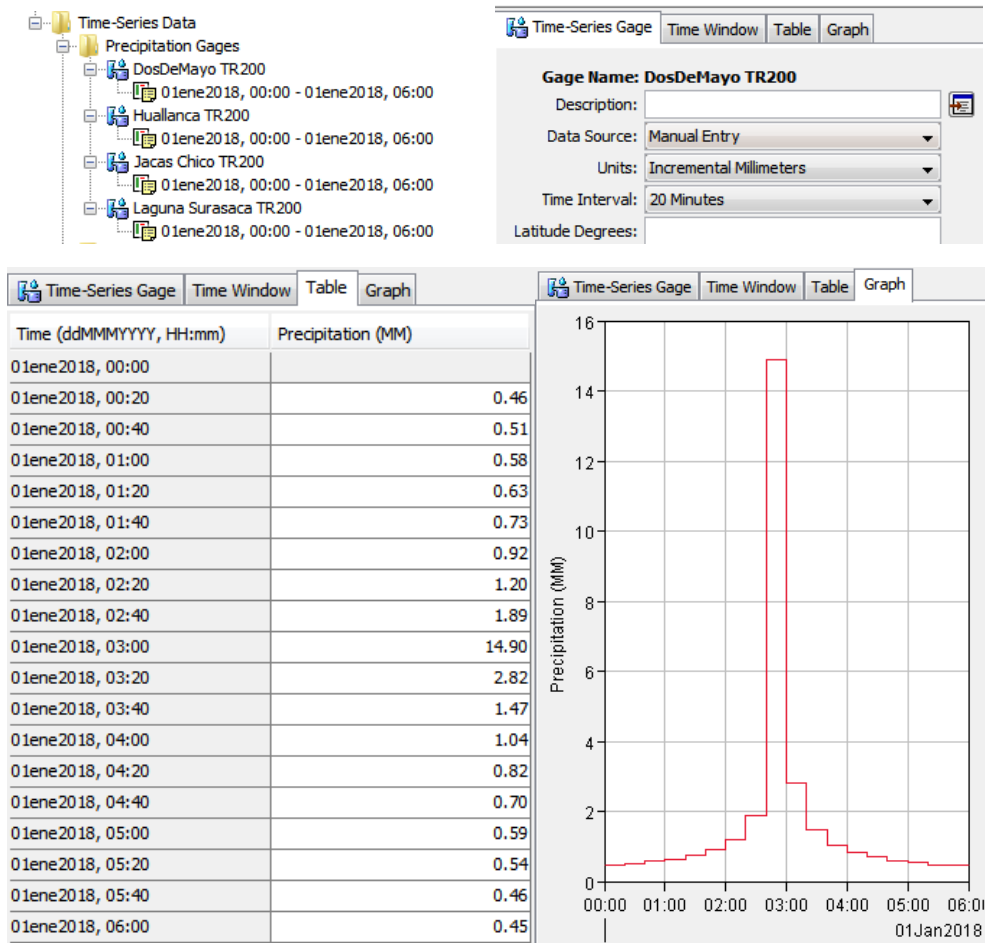


Figura 82: Ingreso de datos de series de tiempo

Fuente: HEC-HMS

Especificaciones de control

Establecemos el inicio y el fin de cómputo del modelo hidrológico, para nuestro caso iniciamos el primero de enero del 2018 a las 00:00 horas y finalizamos el tres de enero del mismo año a las 02:00 horas.

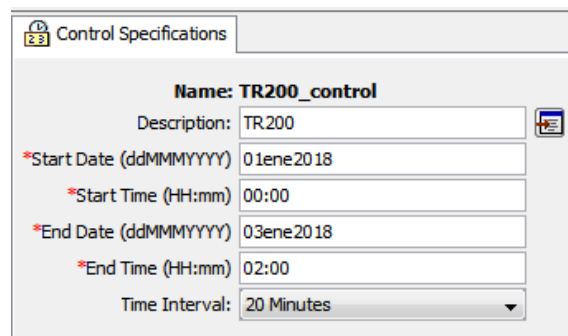


Figura 83: Control de especificaciones

Fuente: HEC-HMS

Hidrograma de diseño

Se realiza la primera simulación del modelo hidrológico en HEC-HMS, del cual obtenemos un hidrograma con un caudal pico de 1169.2 m³/s, para un tiempo de retorno de 200 años, (ver Figura 84).

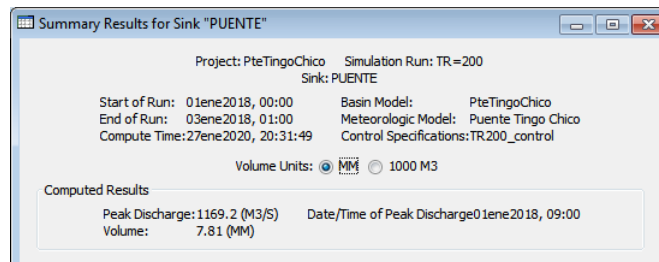


Figura 84: Resultados de la primera simulación en HEC-HMS

Fuente: HEC-HMS

Como se mencionó anteriormente se cuenta con una estación de aforo que está ubicada en el estribo izquierdo del puente Tingo Chico, la información que se pudo obtener de la estación son caudales máximos diarios anuales y con ellos solo se pueden calcular los caudales máximos para cada tiempo de retorno.

La función de distribución de probabilidad Log Normal, es aquella que se ajusta a los registros de caudales máximos diarios anuales de la estación de aforo Tingo Chico, en base a ello se estimó un caudal de diseño de 1003.33 m³/s para un TR de 200 años.

El caudal pico ($Q_p = 1169.2$ m³/s) de la primera simulación se debe ajustar al caudal de diseño ($Q_{TR200} = 1003.33$ m³/s) de la estación de aforo, para ello, debemos optimizar los parámetros más sensibles que son el número de curva (CN), abstracción inicial (IA) y el tiempo de retardo (t_r), en nuestro caso optimizaremos el CN ya que de forma directa afecta a la IA.

La diferencia entre el caudal simulado de P_p máx. 24 hr. y el caudal de diseño de la estación de aforado para un TR de 200 años es de 165.87 m³/s, como la sensibilidad del CN y IA son altas con respecto al valor del caudal pico, se realizará la variación de los valores de CN y IA con la finalidad de que el caudal simulado se asemeje al caudal de diseño de la estación de aforo. La afectación de los valores de CN y IA fueron mínimos, en la Figura 85 se muestra los valores adoptados.

Subbasin	Initial Abstraction (MM)	Curve Number	In
W1020	17.849	74.00	
W1010	22.823	69.00	
W1000	16.042	76.00	
W990	14.328	78.00	
W980	16.042	76.00	
W950	23.906	68.00	
W900	10.405	83.00	
W890	19.756	72.00	
W870	9.6762	84.00	
W860	11.151	82.00	
W830	17.849	74.00	
W1140	13.504	79.00	
W780	10.405	83.00	
W760	14.681	77.58	
W730	12.7	80.00	
W720	19.756	72.00	
W1110	14.328	78.00	
W690	14.328	78.00	
W1120	14.328	78.00	
W670	21.771	70.00	
W1130	8.9647	85.00	
W650	9.6762	84.00	
W640	17.849	74.00	
W630	13.504	79.00	
W620	10.405	83.00	
W1080	8.9647	85.00	
W1070	9.6762	84.00	
W1060	8.9647	85.00	
W580	26.170	66.00	
W1040	9.6762	84.00	

Figura 85: Valores de CN y IA optimizados

Fuente: HEC-HMS

El caudal pico (Q_p 2da simulación = 1003.5 m³/s) de la segunda simulación hidrológica (ver Figura 86) se aproxima satisfactoriamente al caudal de diseño (Q_p diseño = 1003.33 m³/s) de la estación de aforo Tingo Chico, el error porcentual entre estos valores muestra un resultado de 0.02%, indicando que existe una diferencia mínima entre los caudales pico y que los valores adoptados para la CN y IA son óptimos. En la tabla 58 se muestra la validación de la CN.

Tabla 58: Validación de la curva número (CN)

Caudal máximo estimado (m3/s) Tr=200 años	Caudal máximo simulado (m3/s) Tr=200 años	Error porcentual del caudal pico (Z) %
1003.33	1003.5	0.02

Fuente: Elaboración propia

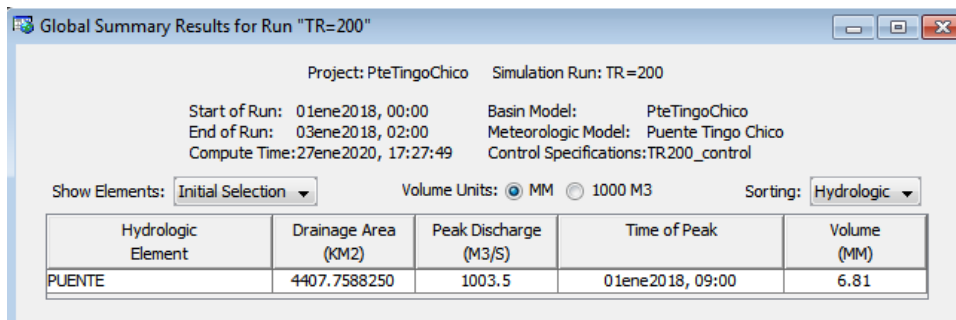


Figura 86: Resultados de la segunda simulación en HEC-HMS

Fuente: HEC-HMS

El objetivo de la modelación hidrológica es obtener el hidrograma de diseño, para ello se optará por la metodología del hidrograma unitario adimensional propuesto por el Soil Conservation Service (S.C.S), con el objetivo de obtener un hidrograma unitario adimensional representativo de la cuenca de análisis. De tal forma podremos obtener el obtener hidrogramas de diseño para para diferentes tiempos de retorno.

Hidrograma Unitario Adimensional

Esta metodología es una de las más difundidas en los estudios hidrológicos y se le emplea en cuencas hidrográficas pequeñas y grandes.

La obtención del hidrograma adimensional de la cuenca de análisis consistirá en dividir las ordenadas del caudal de la segunda simulación entre su caudal pico (Q_p) del mismo hidrograma, de la misma manera para los valores de tiempo que se encuentran en las accisas serán divididos entre el valor del tiempo donde se generó el Q_p , a este tiempo se le conoce como tiempo pico (t_p). El Q_p simulado es 1003.50 m3/s y el tiempo donde se presenta este valor es a la 9:00 horas.

Tabla 59: Hidrograma Unitario Adimensional

t/tp	Q/Qp	t/tp	Q/Qp	t/tp	Q/Qp	t/tp	Q/Qp	t/tp	Q/Qp
0.0000	0.0000	1.1852	0.8494	2.3704	0.0803	3.5556	0.0083	4.7407	0.0009
0.0370	0.0000	1.2222	0.8031	2.4074	0.0744	3.5926	0.0078	4.7778	0.0009
0.0741	0.0000	1.2593	0.7574	2.4444	0.0690	3.6296	0.0073	4.8148	0.0008
0.1111	0.0000	1.2963	0.7126	2.4815	0.0640	3.6667	0.0068	4.8519	0.0007
0.1481	0.0000	1.3333	0.6689	2.5185	0.0594	3.7037	0.0064	4.8889	0.0007
0.1852	0.0000	1.3704	0.6260	2.5556	0.0551	3.7407	0.0060	4.9259	0.0006
0.2222	0.0000	1.4074	0.5827	2.5926	0.0512	3.7778	0.0056	4.9630	0.0006
0.2593	0.0000	1.4444	0.5406	2.6296	0.0476	3.8148	0.0052	5.0000	0.0005
0.2963	0.0000	1.4815	0.5008	2.6667	0.0443	3.8519	0.0049	5.0370	0.0005
0.3333	0.0003	1.5185	0.4637	2.7037	0.0413	3.8889	0.0046	5.0741	0.0004
0.3704	0.0016	1.5556	0.4291	2.7407	0.0384	3.9259	0.0043	5.1111	0.0004
0.4074	0.0048	1.5926	0.3971	2.7778	0.0357	3.9630	0.0040	5.1481	0.0003
0.4444	0.0116	1.6296	0.3675	2.8148	0.0332	4.0000	0.0037	5.1852	0.0003
0.4815	0.0264	1.6667	0.3402	2.8519	0.0309	4.0370	0.0035	5.2222	0.0003
0.5185	0.0567	1.7037	0.3150	2.8889	0.0288	4.0741	0.0032	5.2593	0.0002
0.5556	0.1110	1.7407	0.2918	2.9259	0.0268	4.1111	0.0030	5.2963	0.0002
0.5926	0.1924	1.7778	0.2705	2.9630	0.0249	4.1481	0.0028	5.3333	0.0002
0.6296	0.2933	1.8148	0.2509	3.0000	0.0232	4.1852	0.0026	5.3704	0.0001
0.6667	0.4039	1.8519	0.2330	3.0370	0.0216	4.2222	0.0025	5.4074	0.0001
0.7037	0.5270	1.8889	0.2165	3.0741	0.0202	4.2593	0.0023	5.4444	0.0001
0.7407	0.6547	1.9259	0.2013	3.1111	0.0188	4.2963	0.0022	5.4815	0.0000
0.7778	0.7662	1.9630	0.1869	3.1481	0.0175	4.3333	0.0020	5.5185	0.0000
0.8148	0.8501	2.0000	0.1733	3.1852	0.0164	4.3704	0.0019	5.5556	0.0000
0.8519	0.9082	2.0370	0.1605	3.2222	0.0153	4.4074	0.0018		
0.8889	0.9486	2.0741	0.1486	3.2593	0.0143	4.4444	0.0016		
0.9259	0.9777	2.1111	0.1375	3.2963	0.0134	4.4815	0.0015		
0.9630	0.9947	2.1481	0.1275	3.3333	0.0125	4.5185	0.0014		
1.0000	1.0000	2.1852	0.1182	3.3704	0.0117	4.5556	0.0013		
1.0370	0.9917	2.2222	0.1095	3.4074	0.0109	4.5926	0.0012		
1.0741	0.9697	2.2593	0.1014	3.4444	0.0102	4.6296	0.0012		
1.1111	0.9361	2.2963	0.0939	3.4815	0.0095	4.6667	0.0011		
1.1481	0.8948	2.3333	0.0868	3.5185	0.0089	4.7037	0.0010		

Fuente: Elaboración propia

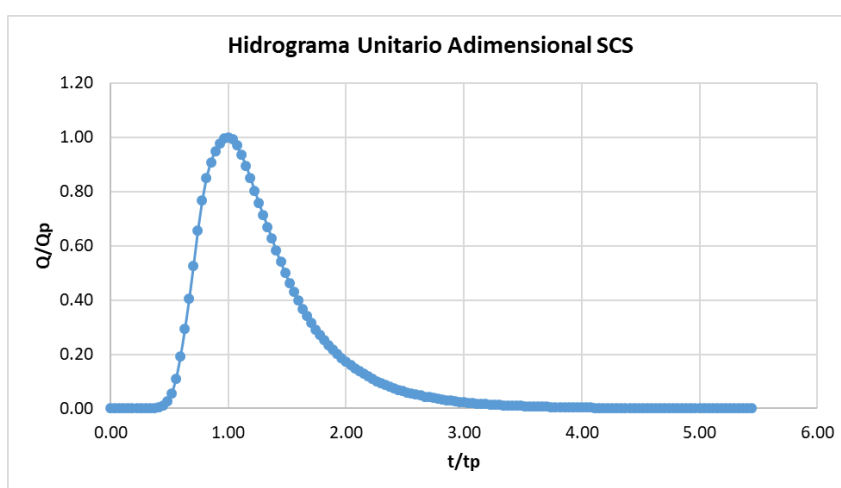


Figura 87: Hidrograma Unitario Adimensional

Fuente: Elaboración propia

Para elaborar el hidrograma de diseño, debemos multiplicar las ordenadas del hidrograma adimensional (Q/Q_p) por el caudal de diseño $Q_{TR200} = 1003.33 \text{ m}^3/\text{s}$ y en el caso de las accisas debemos multiplicar por el tiempo pico (t_p) donde ocurre el caudal máximo.

Para el cálculo de tiempo pico (t_p), vamos a utilizar los parámetros geomorfológicos de la cuenca que se muestran en la Tabla 60, con ellos vamos a calcular el tiempo de concentración con la fórmula de Kirpich.

Tabla 60: Parámetros geomorfológicos requeridos para calcular el Tc

Cuenca	Área (Km ²)	Perímetro (Km)	Longitud Del Cauce	Desnivel Del Cauce	Cota (msnm)		Pendiente Del Cauce
					Máxima	Mínima	
Rio Marañon	4407.758	539.175	139449	2611	5597	2986	0.0187

Fuente: Elaboración propia

Tiempo de concentración (T_c)

- $T_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$ (Horas), $T_c = 13.744 \text{ Hr}$.

Duración de la lluvia

- $De = 2\sqrt{T_c}$ (Horas), $De = 7.415 \text{ Hr}$.

Tiempo de retardo

- $Tr = 0.6T_c$ (Horas), $Tr = 8.248 \text{ Hr}$

Finalmente, se calcula el Tiempo pico (t_p)

- $t_p = \frac{De}{2} + Tr$ (Horas), $t_p = 11.956 \text{ Hr}$, redondeamos el valor a $t_p = 12 \text{ Hr}$.

Con los valores de $Q_{TR200} = 1003.33 \text{ m}^3/\text{s}$ y $t_p = 12 \text{ Hr}$ multiplicamos las ordenadas Q/Q_p y accisas t/t_p del hidrograma unitario adimensional para obtener el hidrograma unitario de diseño.

Tabla 61: Hidrograma Unitario de diseño para un Tr= 200 años

Tiempo (Horas)	Caudal Q (m3/s)	Tiempo (Horas)	Caudal Q (m3/s)	Tiempo (Horas)	Caudal Q (m3/s)	Tiempo (Horas)	Caudal Q (m3/s)	Tiempo (Horas)	Caudal Q (m3/s)
0.0000	0.0000	14.2222	852.2556	28.4444	80.5863	42.6667	8.2986	56.8889	0.8998
0.4444	0.0000	14.6667	805.7635	28.8889	74.6873	43.1111	7.7987	57.3333	0.8998
0.8889	0.0000	15.1111	759.9712	29.3333	69.1883	43.5556	7.2988	57.7778	0.7999
1.3333	0.0000	15.5556	714.9789	29.7778	64.1891	44.0000	6.7988	58.2222	0.6999
1.7778	0.0000	16.0000	671.0863	30.2222	59.5899	44.4444	6.3989	58.6667	0.6999
2.2222	0.0000	16.4444	628.0936	30.6667	55.2906	44.8889	5.9990	59.1111	0.5999
2.6667	0.0000	16.8889	584.6009	31.1111	51.3913	45.3333	5.5991	59.5556	0.5999
3.1111	0.0000	17.3333	542.4081	31.5556	47.7919	45.7778	5.1991	60.0000	0.4999
3.5556	0.0000	17.7778	502.5149	32.0000	44.4925	46.2222	4.8992	60.4444	0.4999
4.0000	0.2999	18.2222	465.2212	32.4444	41.3930	46.6667	4.5992	60.8889	0.3999
4.4444	1.5997	18.6667	430.5271	32.8889	38.4935	47.1111	4.2993	61.3333	0.3999
4.8889	4.7992	19.1111	398.4325	33.3333	35.7939	47.5556	3.9993	61.7778	0.2999
5.3333	11.5980	19.5556	368.7375	33.7778	33.2944	48.0000	3.6994	62.2222	0.2999
5.7778	26.4955	20.0000	341.3422	34.2222	30.9947	48.4444	3.4994	62.6667	0.2999
6.2222	56.8904	20.4444	316.0465	34.6667	28.8951	48.8889	3.1995	63.1111	0.2000
6.6667	111.3811	20.8889	292.7504	35.1111	26.8954	49.3333	2.9995	63.5556	0.2000
7.1111	193.0673	21.3333	271.3540	35.5556	24.9958	49.7778	2.7995	64.0000	0.2000
7.5556	294.2501	21.7778	251.7573	36.0000	23.2961	50.2222	2.5996	64.4444	0.1000
8.0000	405.2313	22.2222	233.7604	36.4444	21.6963	50.6667	2.4996	64.8889	0.1000
8.4444	528.7104	22.6667	217.2632	36.8889	20.2966	51.1111	2.2996	65.3333	0.1000
8.8889	656.8887	23.1111	201.9658	37.3333	18.8968	51.5556	2.1996	65.7778	0.0000
9.3333	768.7697	23.5556	187.5682	37.7778	17.5970	52.0000	1.9997	66.2222	0.0000
9.7778	852.9555	24.0000	173.8705	38.2222	16.4972	52.4444	1.8997	66.6667	0.0000
10.2222	911.2456	24.4444	161.0727	38.6667	15.3974	52.8889	1.7997		
10.6667	951.7387	24.8889	149.0747	39.1111	14.2976	53.3333	1.5997		
11.1111	980.9338	25.3333	137.9766	39.5556	13.3977	53.7778	1.4997		
11.5556	998.0309	25.7778	127.8783	40.0000	12.4979	54.2222	1.3998		
12.0000	1003.3300	26.2222	118.5799	40.4444	11.6980	54.6667	1.2998		
12.4444	995.0314	26.6667	109.8814	40.8889	10.8982	55.1111	1.1998		
12.8889	972.9351	27.1111	101.7828	41.3333	10.1983	55.5556	1.1998		
13.3333	939.2409	27.5556	94.1840	41.7778	9.4984	56.0000	1.0998		
13.7778	897.7479	28.0000	87.0852	42.2222	8.8985	56.4444	0.9998		

Fuente: Elaboración propia

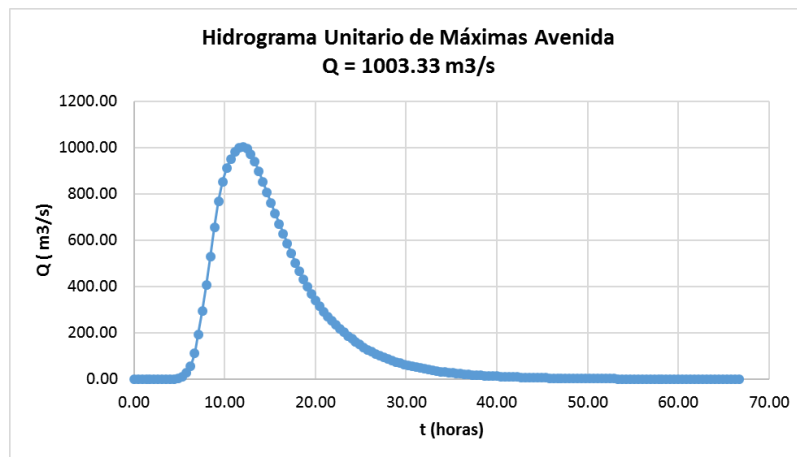


Figura 88: Hidrograma Unitario diseño para un Tr= 200 años

Fuente: Elaboración propia

3.3.13 Calibración

Se realizó la calibración por medio de la medición de la huella máxima, que consistió en identificar en campo la huella de la máxima crecida del río Marañón y realizar la medición de la altura en un punto de control en la sección transversal de análisis, en nuestro caso la sección de análisis es la ubicación del puente existente. Para determinar la huella máxima, se tomó en consideración la consulta de los pobladores del centro poblado Tingo Chico.

Con la información obtenida de campo en gabinete generamos la sección transversal e identificamos el punto de control medido con el GPS (Spectra Precision MobileMapper 50), para luego ingresar la altura medida en campo, de tal forma que obtenemos la cota del nivel de la huella máxima.

Cabe recordar que el levantamiento topográfico se ha efectuado por el método Aero fotogramétrico, con el sistema LIDAR, abarcando una franja de 200 metros.



Figura 89: Elevación del nivel de la huella máxima

Cercano al estribo izquierdo del puente se encuentra la estación de aforo, del cual solo tenemos información de caudales diarios máximos anuales con 26 años de registros. Esta información se obtuvo del estudio de factibilidad C.H Chadin 2 que se encuentra anexo en el “Estudio Definitivo para el Mejoramiento de la Carretera Huánuco - Conococha, Sector Huánuco-La Unión –Huallanca Ruta PE-3N”. Por la amplitud de los registros, asumiremos que la huella máxima tomada en campo corresponde a un tiempo de retorno (TR) de 26 años.

Los registros de la estación de aforo, se ajustan a una distribución Log Normal, para el cual estimamos un caudal de 732.198 m³/s para un TR de 26 años (Ver Figura 90).

All data - T(Max) = 26.0000 y	Value
Normal	680.420
Normal (L-Moments)	682.763
LogNormal	732.198
Galton	707.295
Exponential	759.056
Exponential (L-Moments)	809.022
Gamma	721.259
Pearson III	707.928
Log Pearson III	
EV1-Max (Gumbel)	729.766

Figura 90: Caudal calculado para un TR=26 años

Fuente: Hydrognomom 4

La calibración del modelo se realizará por medio de la modelación hidráulica, en este caso nos apoyaremos en HEC-RAS 1D como punto de partida, para luego realizar la modelación en IBER. Estimaremos el valor del coeficiente de rugosidad del fondo del cauce en base a fórmulas empíricas propuestas por diferentes investigadores los resultados (ver Tabla 63).

De los resultados de análisis granulométrico del suelo por tamizado de la calicata ubicada en zona del puente, de la curva granulométrica se obtuvo los diámetros característicos del cauce (ver Tabla 62). En el capítulo VIII, anexo 7 se muestra los resultados del ensayo.

Tabla 62: Parámetros de granulométricos del río Marañón aledaño al puente

Diámetro Característicos del Cauce			
d50(m)	d65(m)	d75(m)	d90(m)
0.0074	0.0153	0.0228	0.0375

Fuente: Elaboración propia

Tabla 63: Rugosidad del cauce estimado por fórmulas empíricas

Fórmula	k	dx	Manning (n)
Chang	0.052	d50	0.0230
V. M. Makaviev y A. V. Karashev	0.093	d50	0.0411
M. A. Mostkov	0.049	d50	0.0216
Lacey	0.048	d50	0.0294
M. Pirkovski		d50	0.0257
Meyer – Peter & Muller, 1948	0.038	d90	0.0220
Bray (1979)	0.0593	d50	0.0246

Fuente: Elaboración propia

Al promediar los diferentes resultados del coeficiente de rugosidad del cauce, se obtiene el coeficiente de rugosidad empírico para realizar la primera simulación hidráulica.

$$n \text{ (Manning Empírico)} = \mathbf{0.0268}$$

Primera modelación hidráulica (1D) para un TR de 26 años

Con el caudal máximo $Q_{(TR\ 26\ años)} = 732.198\ m^3/s$ y el valor estimado de la rugosidad del cauce $n_{(Manning\ Empírico)} = 0.0268$ realizamos el modelamiento hidráulico en HEC-RAS 1D. Como resultado el NAME del cauce alcanza una elevación de 2957.06 msnm (ver Figura 91).

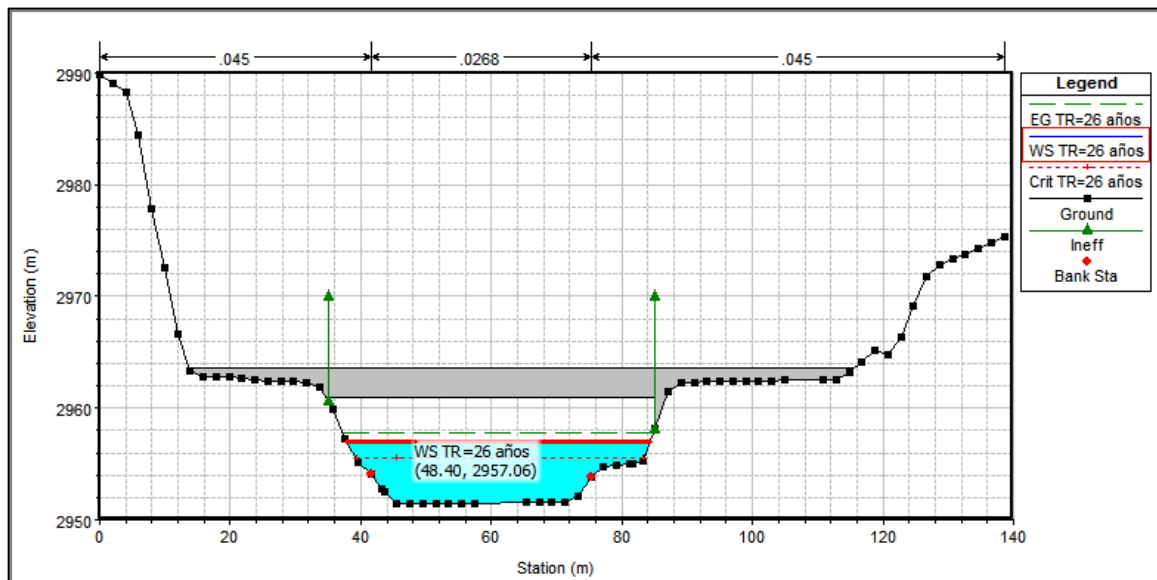


Figura 91: Sección de calibración – primera Simulación

Fuente: HEC-RAS

Modelación hidráulica (1D) de calibración para un TR de 26 años

El parámetro a calibrar será el coeficiente de rugosidad del fondo del cauce, para ello se realizará la variación de su valor, hasta que el NAME simulado en la primera modelación se aproximé al NAME de la huella máxima medida en campo.

$$\text{NAME (1ra modelación)} \approx \text{NAME (Huella máxima)} \approx 2957.28 \text{ msnm}$$

El NAME que resulta de la variación del coeficiente de rugosidad del fondo del cauce alcanza una cota de 2957.25 msnm (ver Figura 92), cuya diferencia entre la huella máxima es de 3 cm, para un valor de n (Manning) de **0.0352**.

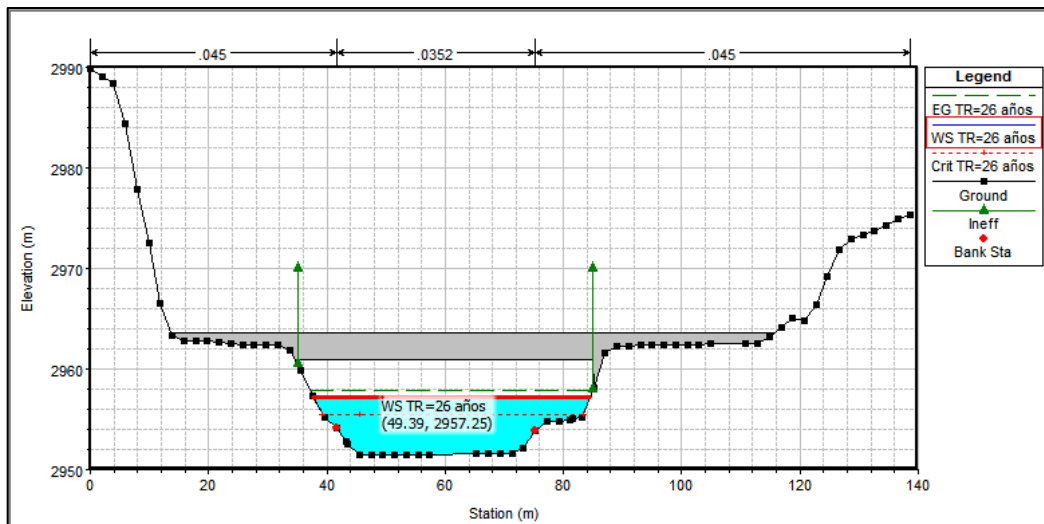


Figura 92: Sección de calibración – n (Manning Calibrado)

Fuente: HEC-RAS

Modelación hidráulica 2D de calibración en IBER para un TR de 26 años.

En base a los diferentes resultados de aproximación del NAME con respecto a la huella máxima medida en campo y simulados por HEC-RAS 1D, se realizó la modelación bidimensional en IBER para tomar la de decisión final del valor del coeficiente de rugosidad de fondo del cauce. En las figuras 93,94 y 95 se muestra el ingreso del hidrograma de diseño para un TR de 26 años y los resultados de la modelación bidimensional. En la sección del puente IBER alcanza una cota de 2957.34 msnm obteniendo una diferencia de 6 cm por encima de la huella máxima y HEC-RAS 1D alcanza una diferencia de 3 cm por debajo de la huella máxima. Como resultado se obtuvo el coeficiente de rugosidad del fondo de cauce calibrado.

$$\mathbf{n \text{ (Manning Calibrado)} = 0.0352}$$

Con el valor de **n** (Manning Calibrado) se realizarán los modelamientos hidráulicos para el predimensionamiento del puente y para el cálculo de socavación.

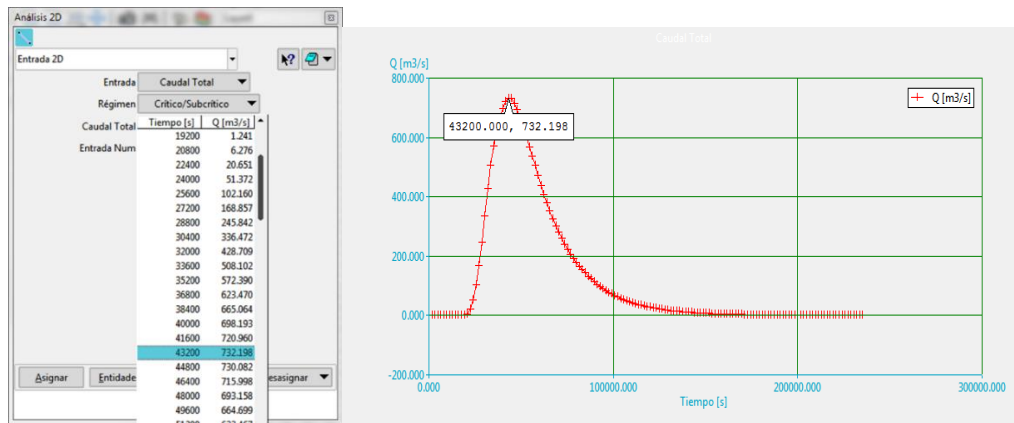


Figura 93: Hidrograma de diseño para un TR de 26 años

Fuente: IBER

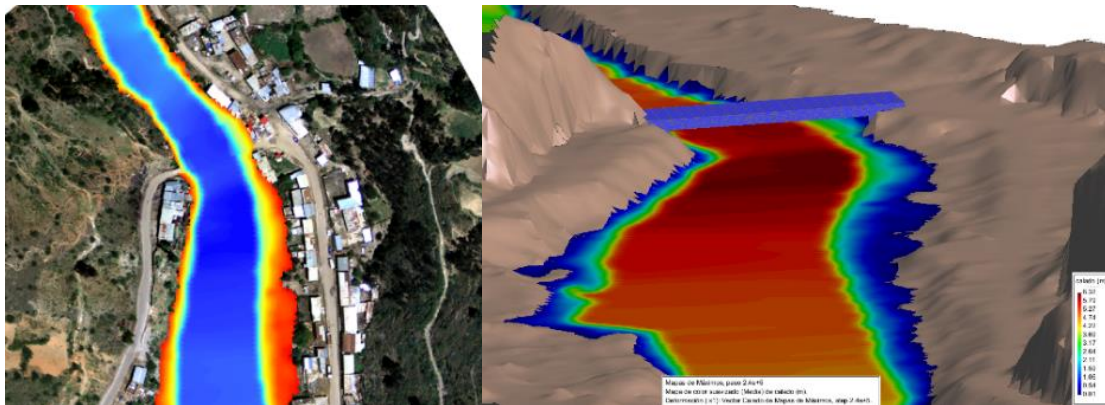


Figura 94: Simulación 2D calibrado en IBER para un TR de 26 años

Fuente: IBER

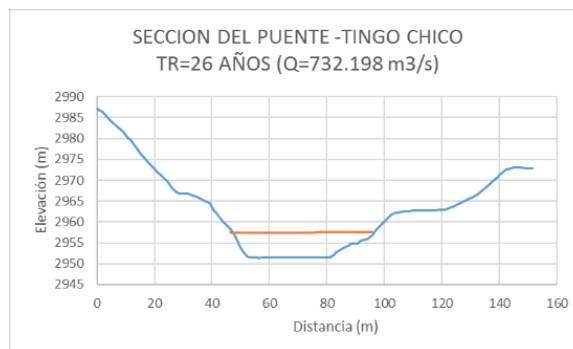


Figura 95: Sección transversal del modelo calibrado en IBER

Fuente: Elaboración propia

3.3.14 Asignación del coeficiente de rugosidad (n) de acuerdo al uso de suelo

Se asignaron valores de coeficiente de rugosidad (n) representativos de acuerdo a las características físicas del suelo. La metodología consistió en realizar un trabajo de identificación de uso de suelos “ex situ” mediante el uso de imágenes satelitales. Se identificó 8 clases de uso de suelo tal como se muestra en la Figura 96.

Los valores representativos de los coeficientes de rugosidad se tomaron de Chow, Hidráulica de canales abiertos (1994) y Martín Vide, Ingeniería de ríos (2003), excepto el coeficiente de rugosidad (n) del cauce río que se obtuvo de la calibración. En la Tabla 64 se muestra los valores finales adoptados para realizar la modelación hidráulica bidimensional.

Tabla 64: Valores de coeficientes de rugosidad

Uso de suelo	n
Arboles	0.06
Arbustos y malezas	0.05
Áreas cultivadas	0.04
Carreteras	0.016
Cauce de río	0.0352
Rivera de río	0.045
Suelo desnudo	0.03
Zona Urbana	0.1

Fuente: Elaboración propia

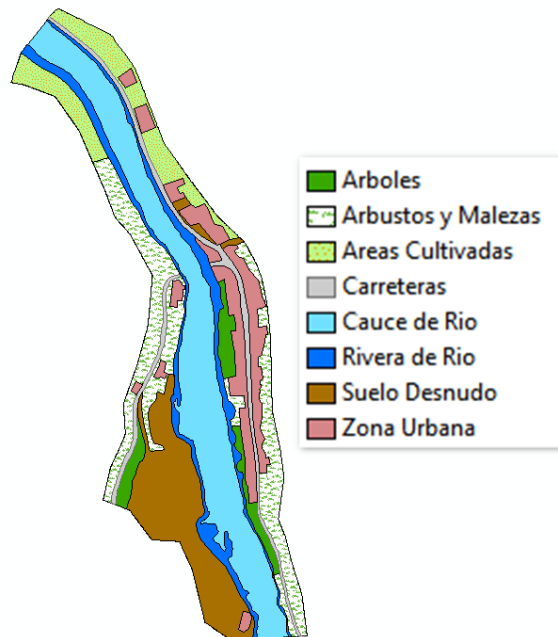


Figura 96: Clases de uso de suelo identificados

Fuente: Elaboración propia

3.3.15 Modelación hidráulica bidimensional con HEC-RAS 2D

Para realizar la modelación bidimensional del cauce contamos con información de topografía a detalle, debido a que el levantamiento topográfico se realizó con el sistema LIDAR. La superficie TIN (red de triángulos irregulares) fue recortada de acuerdo a la necesidad del modelamiento bidimensional para un tramo de cauce de 900 metros.

La superficie TIN de la zona del cauce fue importada al software ArcGIS 10.2.2 para su conversión a una superficie RÁSTER en formato ADF con una resolución de tamaño de celda de 2m.

Ingresamos a la Herramienta RAS Mapper de HEC-RAS 5.07, para realizar los pasos previos a la modelación 2D. Se inicia georreferenciando el área de trabajo para ello se necesita un archivo de extensión *prj* (ESRI projection file) georreferenciado para la zona de interés.

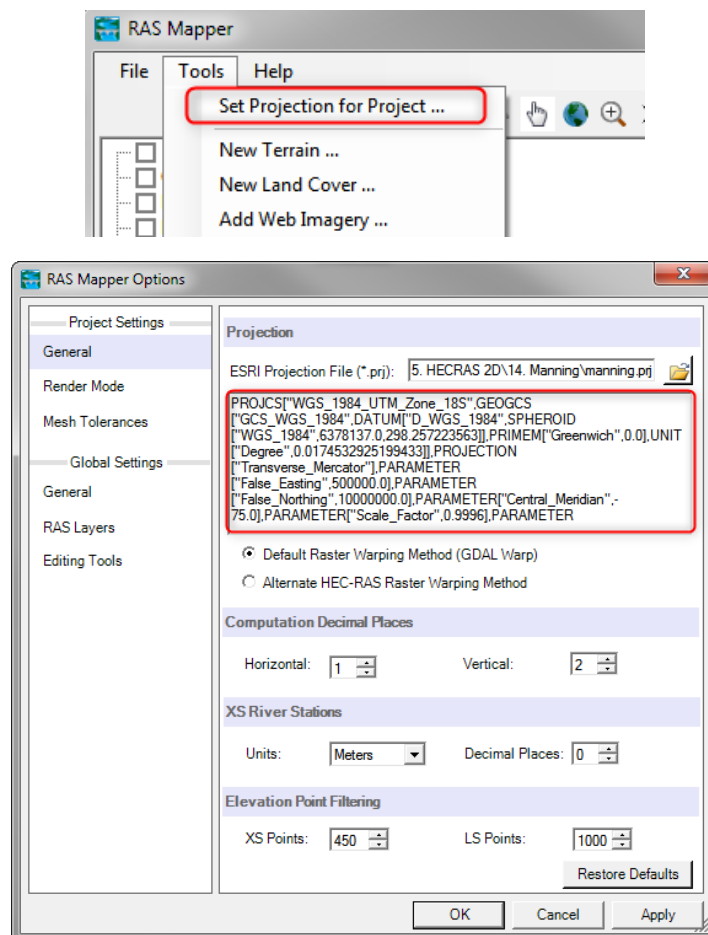


Figura 97: Georreferenciación del modelo en RAS Mapper

Fuente: HEC-RAS

Creamos la superficie en RAS Mapper, para ello seleccionamos la opción *Create New RAS Terrain* y en la ventana emergente ingresamos la superficie RÁSTER en formato ADF (ver Figura 98).

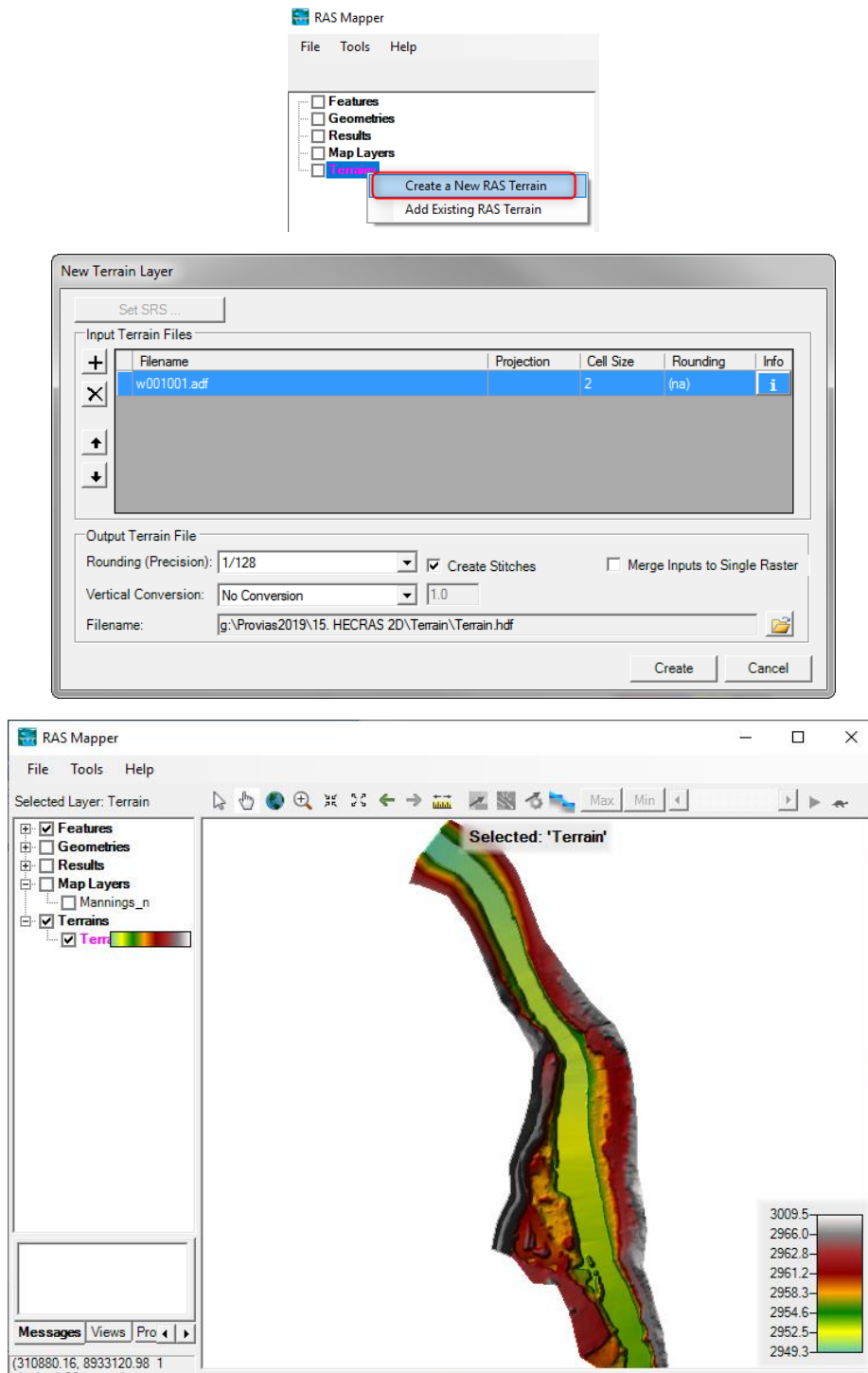


Figura 98: Creación de la superficie en RAS Mapper

Fuente: HEC-RAS 2D

Un paso previo es la creación del mapa de uso de suelos, que consiste en digitalizar e identificar los usos de los suelos de la zona de estudio. Luego de la identificación se le asigno los valores de rugosidad correspondientes (el procedimiento previo fue desarrollado en ArcGIS 10.2.2).

Se importa el mapa de uso de suelos, para ello se elige la opción *Add New Manning's n Layer*, la información a importar debe estar en formato Shapefile con sus respectivos valores rugosidades de acuerdo al uso de suelos (ver Figura 99 y 100).

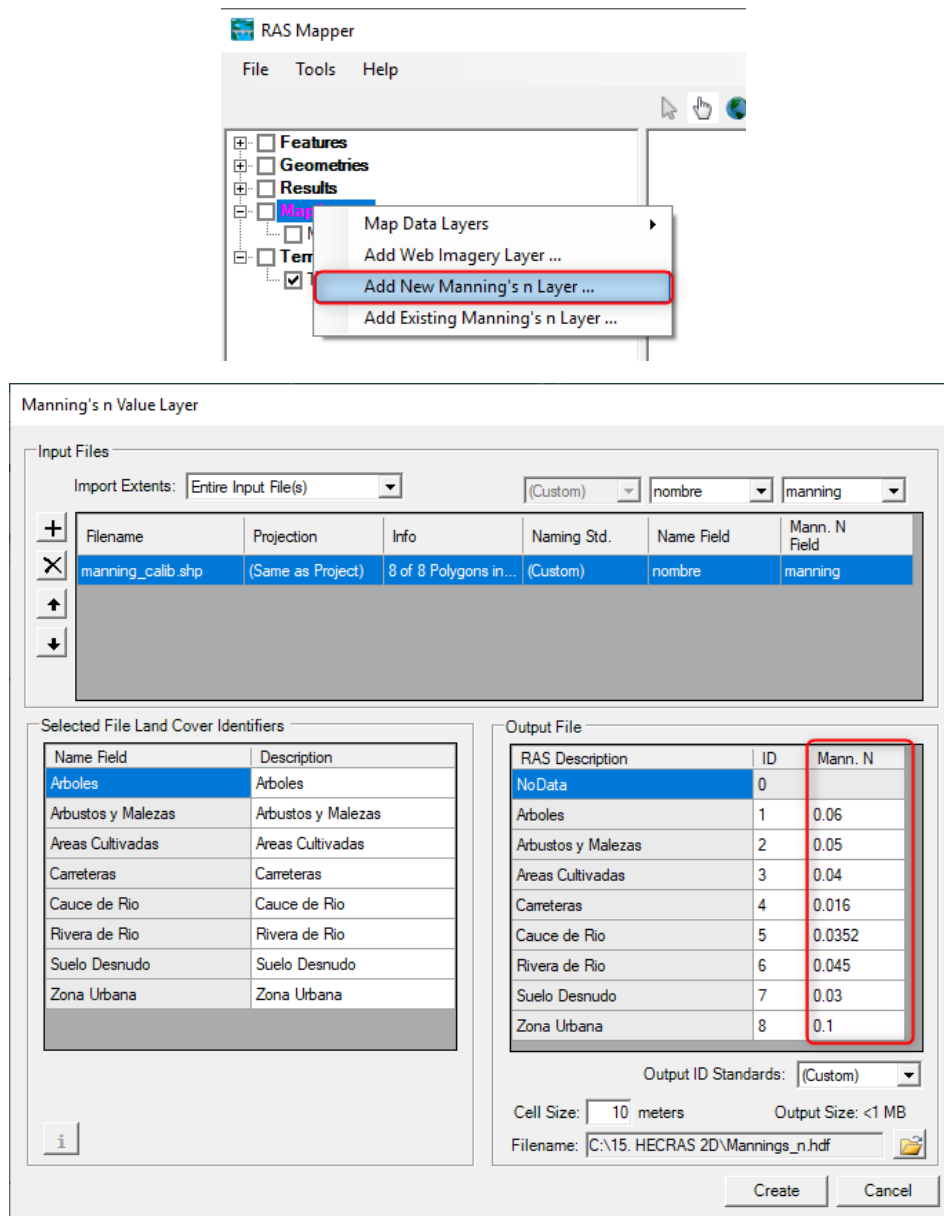
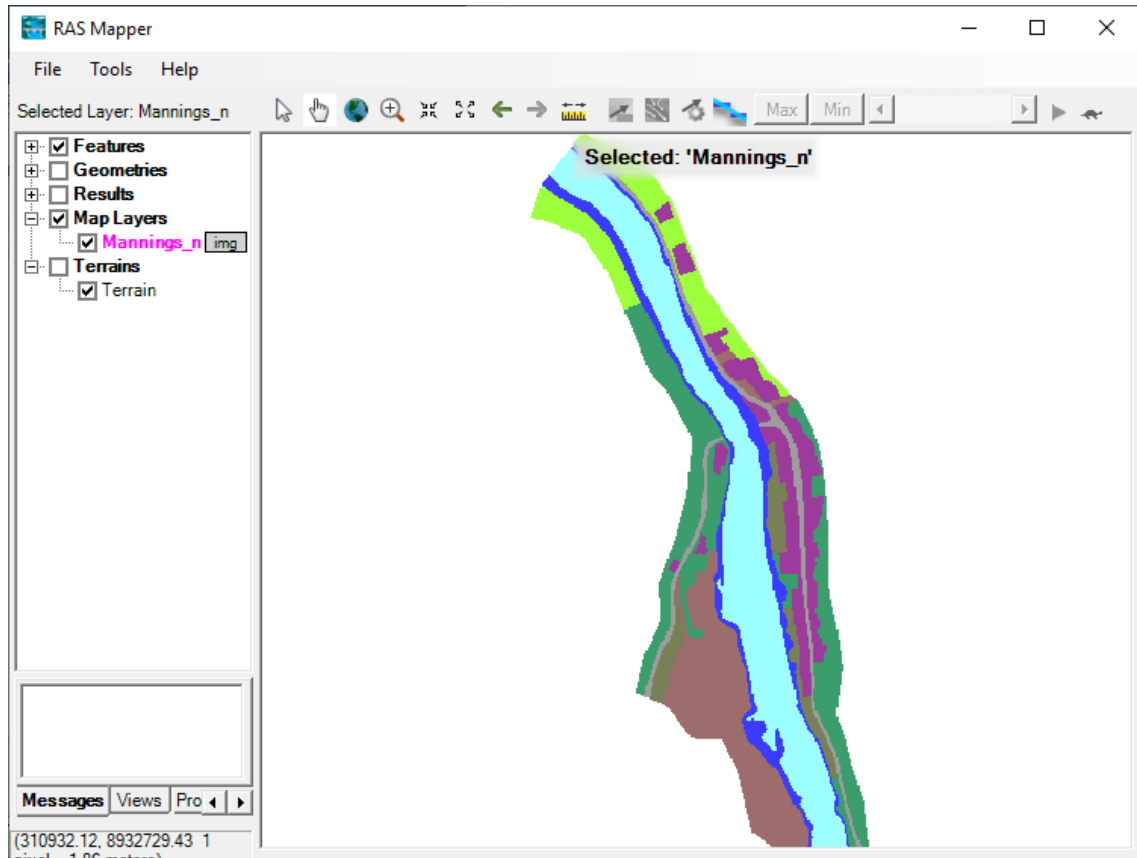


Figura 99: Importar mapa de uso de suelos en RAS Mapper

Fuente: HEC-RAS 2D



Mannings_n

Color	Value	Name	Default Manning's n
	1	arboles	0.06
	2	arbustos y malezas	0.05
	3	areas cultivadas	0.04
	4	carreteras	0.016
	5	cauce de rio	0.0352
	6	riviera de rio	0.045
	7	suelo desnudo	0.03
	8	zona urbana	0.1

Figura 100: Mapa de uso de suelos en RAS Mapper

Fuente: HEC-RAS 2D

Para la generación de la malla 2D nos dirigimos a la herramienta *Geometric Data*, dentro de la herramienta optaremos por 4 pasos que explicaremos a continuación:

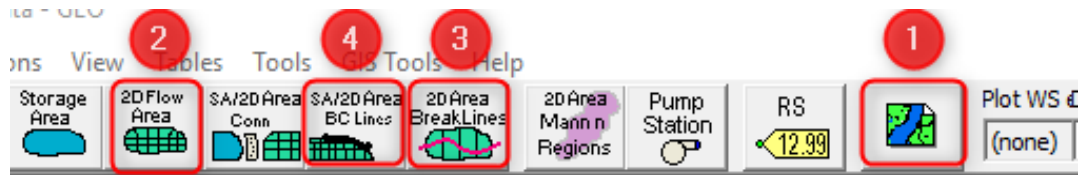


Figura 101: Herramientas para generar la malla 2D en HEC-RAS 2D

Fuente: HEC-RAS 2D

- primer paso, por medio de la herramienta *Background Layer* cargamos la superficie creada en RAS Mapper.
- Segundo paso, utilizamos la herramienta *2D Flow AREA* para delimitar el área donde se efectuará el modelamiento bidimensional. En este paso todavía no realizaremos ninguna configuración de los parámetros para la creación de la malla 2D.
- Tercer paso, con la herramienta *2D AREA Breaklines* delimitamos el margen derecho e izquierdo del cauce.
- Cuarto paso, seleccionamos la herramienta *SA/2D AREA BC Lines* e indicamos las condiciones de contorno, para ello designamos con una polilínea la entrada y salida de flujo.

Regresamos al segundo paso, seleccionamos el área delimitada donde se realizará la modelación bidimensional y elegimos la opción *Edit 2D Flow Area*, para especificar un tamaño de malla ingresamos a la opción *Generate Computation Point son Regular Interval with All Breaklines* y escogemos un espaciamiento de celda 2 metros. Verificamos en opción *Edit Land Cover to Manning's* que los valores de los coeficientes de rugosidad hayan sido importados correctamente y si en caso se quisiera hacer alguna modificación de los coeficientes de rugosidad en la columna *geometry overrides (blank for default values)* se puede realizar, además para celdas que no tengan información el programa asumirá un determinado valor de 0.06.

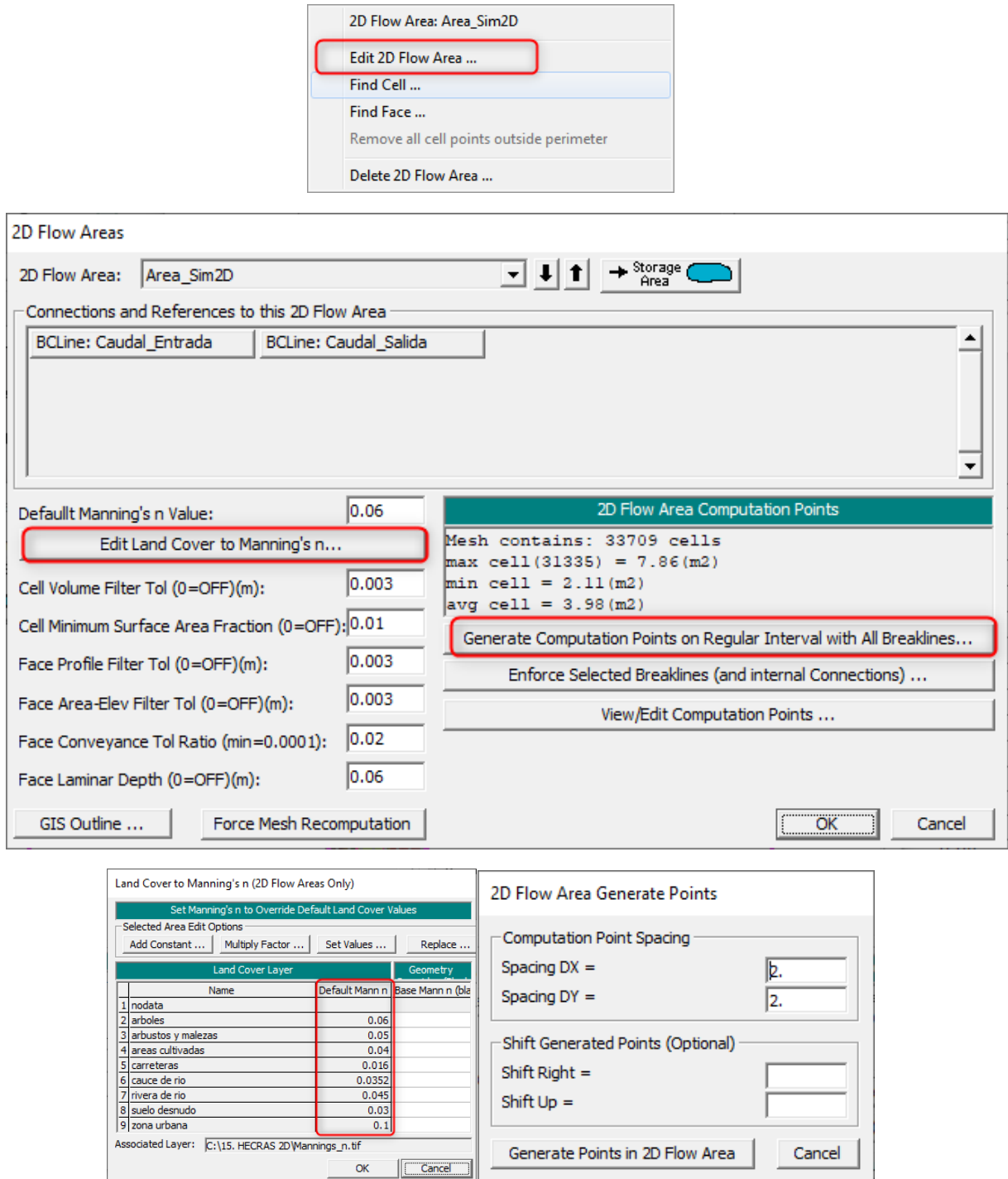


Figura 102: Configuración de los parámetros para la creación de la malla 2D en HEC-RAS 2D

Fuente: HEC-RAS 2D

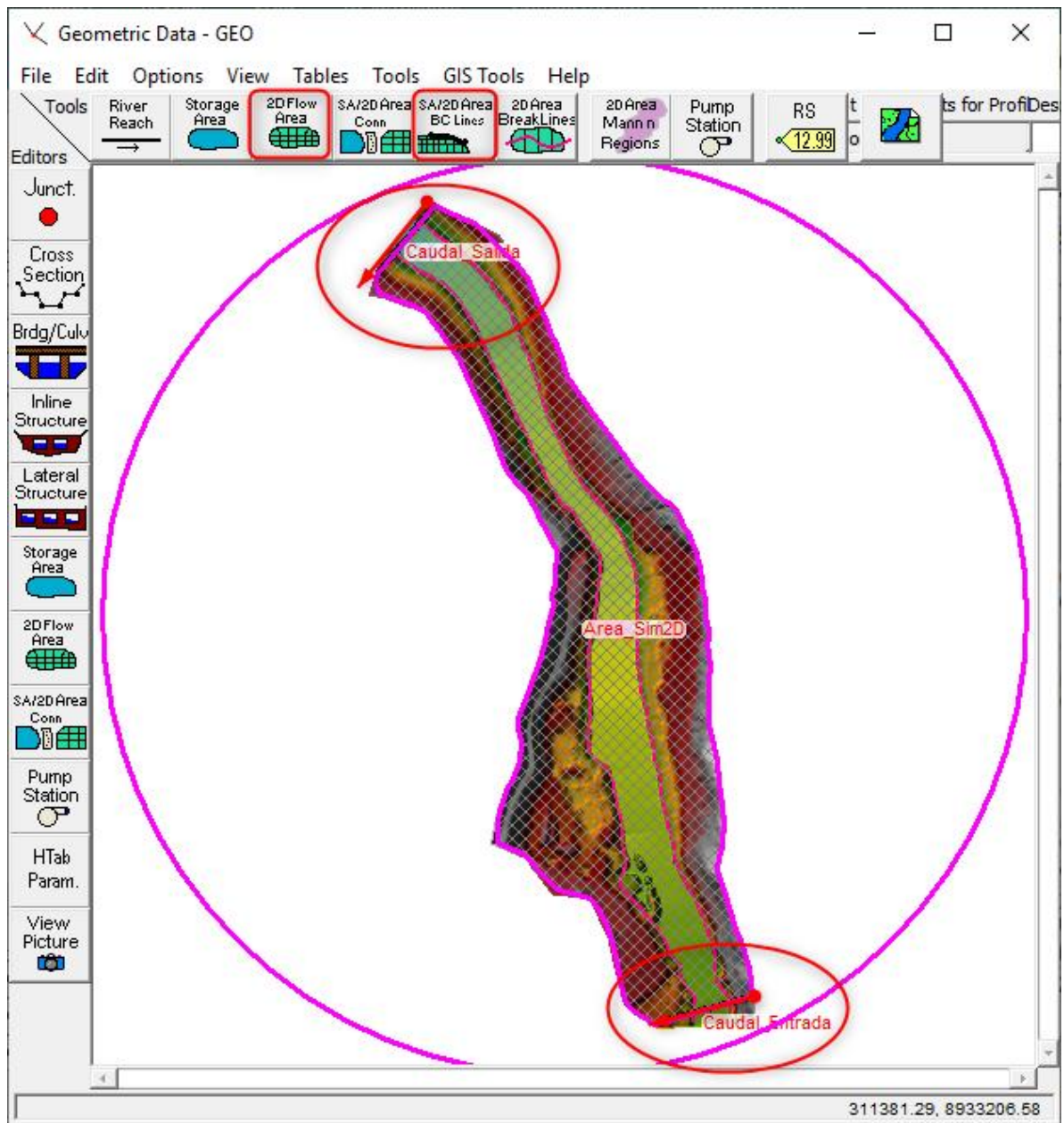


Figura 103: Malla 2D generada en HEC-RAS 2D

Fuente: HEC-RAS 2D

Introducimos los datos hidráulicos para flujo no permanente, para ello abrimos la ventana *Unsteady Flow Data*, como se muestra en la Figura 104, donde se observa las condiciones de entrada y salida del flujo. Para la condición de contorno de entrada seleccionamos como información de ingreso el hidrograma diseño TR de 200 años y el valor de la pendiente de entrada es de 0.001m/m. Para la condición de contorno de salida se seleccionará el tirante normal cuyo valor de pendiente de salida es de 0.009m/m.

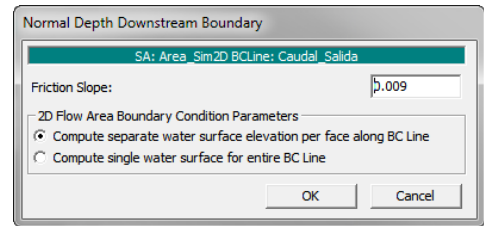
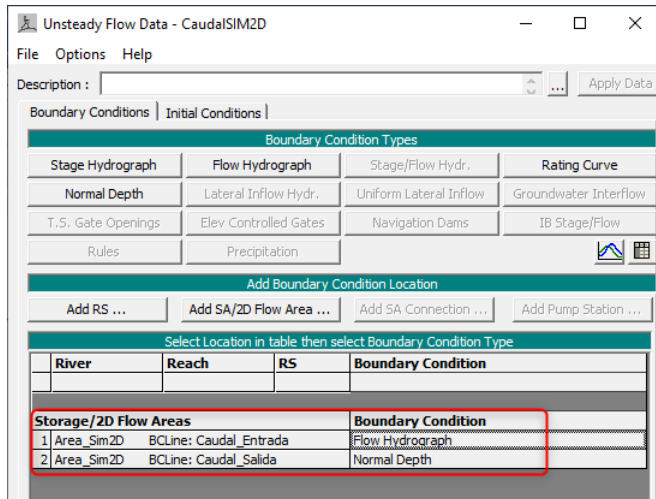


Figura 104: Asignación de los parámetros hidráulicos en HEC-RAS 2D

Fuente: HEC-RAS 2D

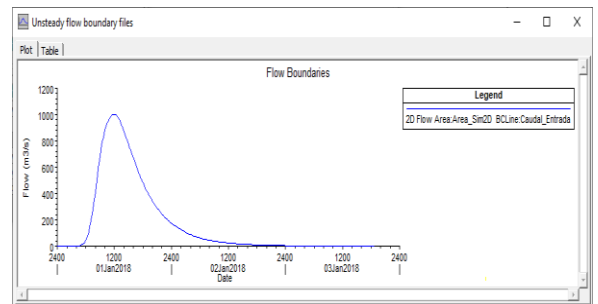
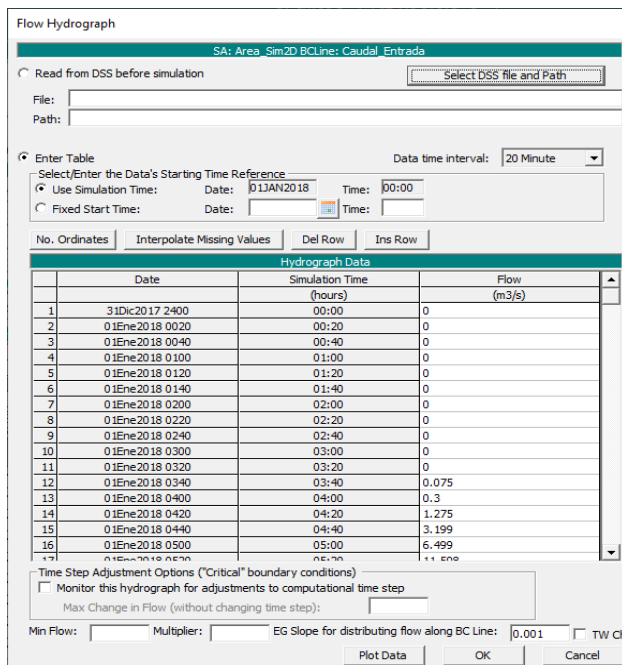


Figura 105: Condición de contorno de entrada de flujo en HEC-RAS 2D

Fuente: HEC-RAS 2D

Para realizar la modelación hidráulica 2D del cauce para flujo no permanente elegimos un intervalo de computación de cálculo de modelación de 2 segundos y el intervalo del hidrograma de salida es de 5 minutos.

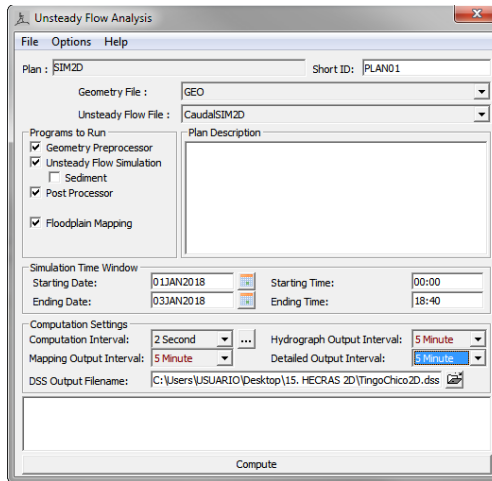


Figura 106: Ventana de ejecución del modelo de flujo no permanente en HEC-RAS 2D

Fuente: HEC-RAS 2D

Ingresamos a la ventana *calculation option and tolerance* y elegimos el tipo de ecuación hidráulica *full Momentum*, debido a que esta ecuación se utiliza para flujo rápidamente variados y régimen de flujos mixtos como saltos hidráulicos, hidráulica de puentes y confluencia de ríos, además se elegimos un máximo de 30 iteraciones.

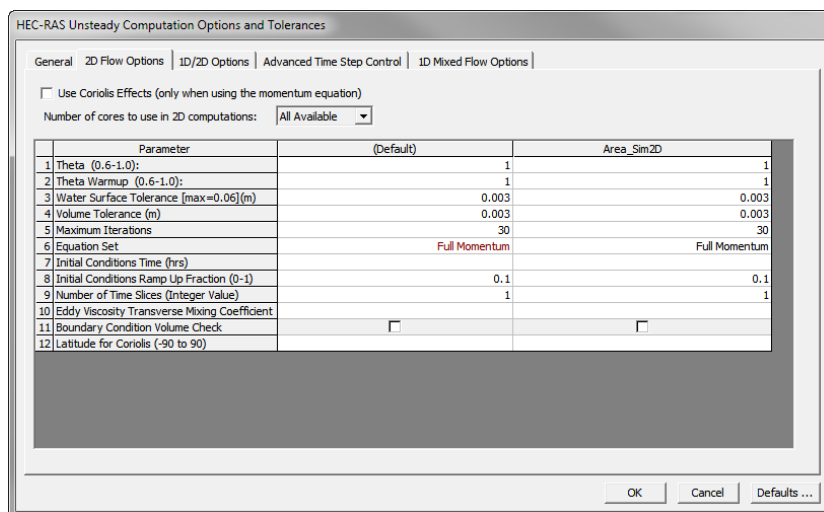


Figura 107: Ventana de ejecución del modelo de flujo no permanente en HEC-RAS 2D

Fuente: HEC-RAS 2D

3.3.16 Modelación hidráulica bidimensional con IBER

La superficie TIN de la zona del cauce fue importada al software ArcGIS 10.2.2 para su conversión a una superficie RÁSTER en formato ADF con una resolución de tamaño de celda de 2m, para luego hacer la conversión al modelo digital del terreno en formato ASCII de Arc/info.

Para importar la geometría primero se debe guardar el proyecto, IBER por defecto creará una carpeta con la extensión *gid*. además, soporta diferentes formatos estándar para la importación de superficies, entre ellos tenemos: dxf, shapefile, etc.

Ingresamos al menú *Herramientas-Iber* y luego en el submenú *RTIN/Crear RTIN*, esta herramienta nos permite importar geometrías formadas por una red irregular de triángulos, seleccionamos nuestro archivo de superficie en formato ASCII e indicamos la longitud máxima y mínima de lado de los triángulos que se formaran que en nuestro caso será de 2 metros, la tolerancia que se adoptara será de 0.1 (máxima distancia vertical entre el modelo digital de terreno y la geometría creada) tal como se muestra en la Figura 108.

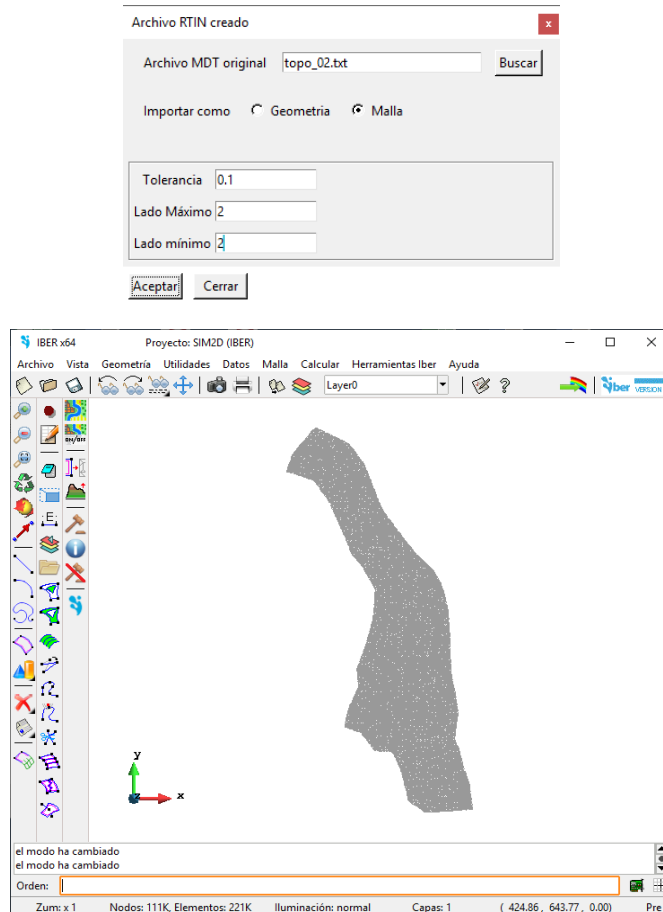


Figura 108: Creación de la malla 2D en IBER

Fuente: IBER

Realizamos la asignación automática del coeficiente de rugosidad por medio de datos georreferenciados. Para ello, debemos contar con los siguientes archivos:

- El primero, un archivo *csv (texto delimitado por comas) que contiene la lista de los tipos de uso de suelos empleados el cual debe tener una codificación para cada uso.
- El segundo, un archivo RASTER en formato ASCII Grid Acrinfo, el cual contiene la distribución espacial de rugosidades, este archivo se generó a partir del mapa de uso de suelos que se empleó en la modelación 2D de HEC-RAS.

Los archivos deben estar en el mismo directorio y tener el mismo nombre, además las clases de uso de suelos deben coincidir con los existentes en la base de datos de IBER, en caso contrario se podrán crear nuevos usos de suelo y agregarlos al programa.

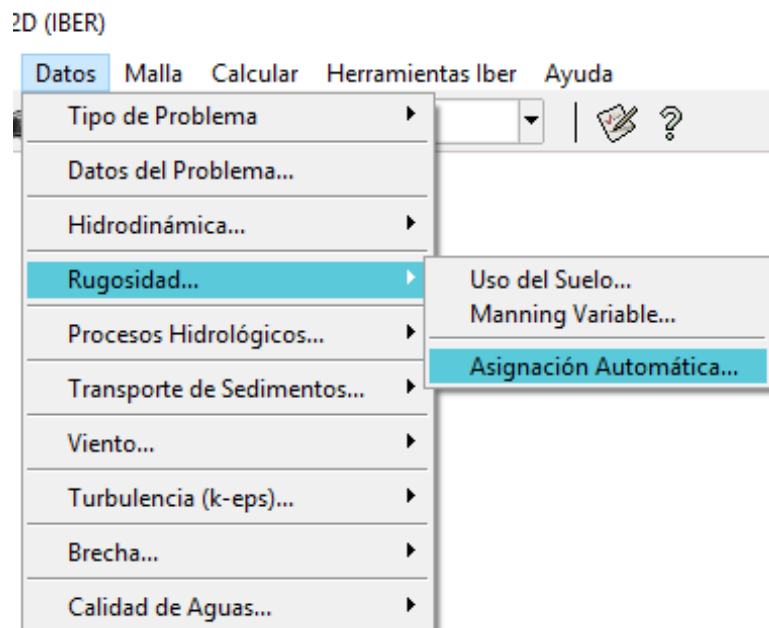


Figura 109: Asignación automática del coeficiente de rugosidad en IBER

Fuente: IBER

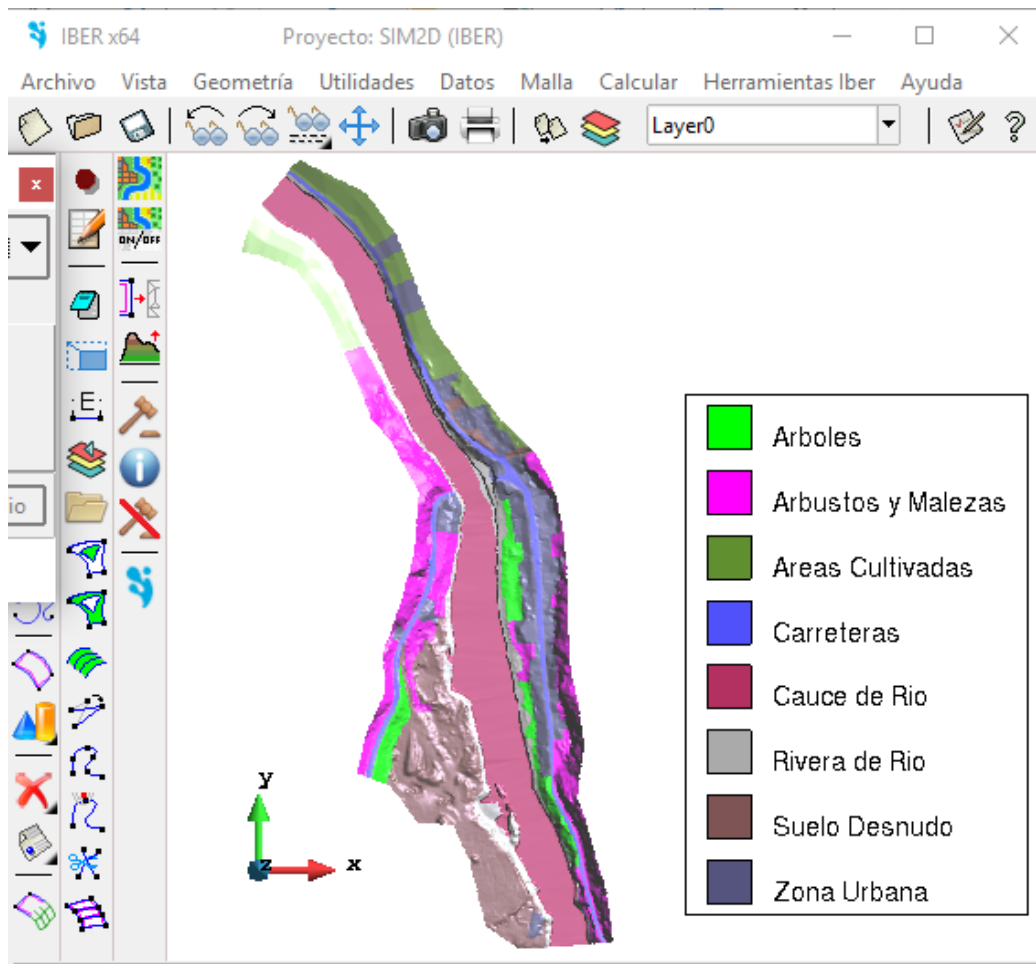


Figura 110: Mapa de uso de suelos en IBER

Fuente: IBER

Ingresamos las condiciones hidrodinámicas, seleccionamos el menú *Datos* y en el submenú *hidrodinámica/condiciones de contorno* tal como se muestra en la Figura 111.

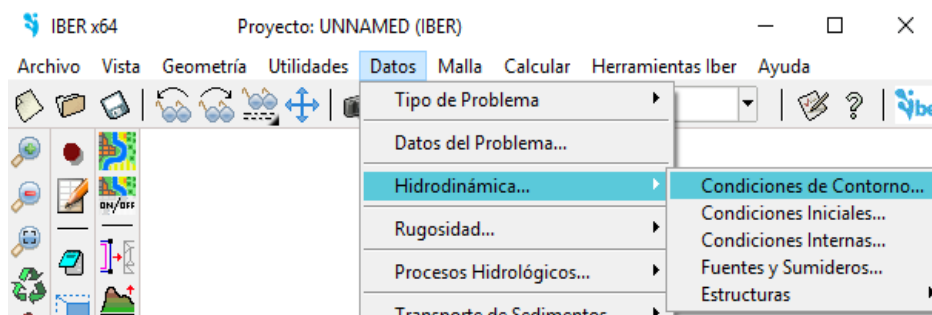


Figura 111: Condiciones Hidrodinámicas en IBER

Fuente: IBER

Para la condición de entrada, asignamos la zona exacta por donde va ingresar el caudal total (hidrograma de diseño para un TR de 200 años), luego indicaremos el régimen del flujo (Crítico/Subcrítico) e ingresaremos los valores del hidrograma de caudal de diseño (ver Figura 112 y 113).

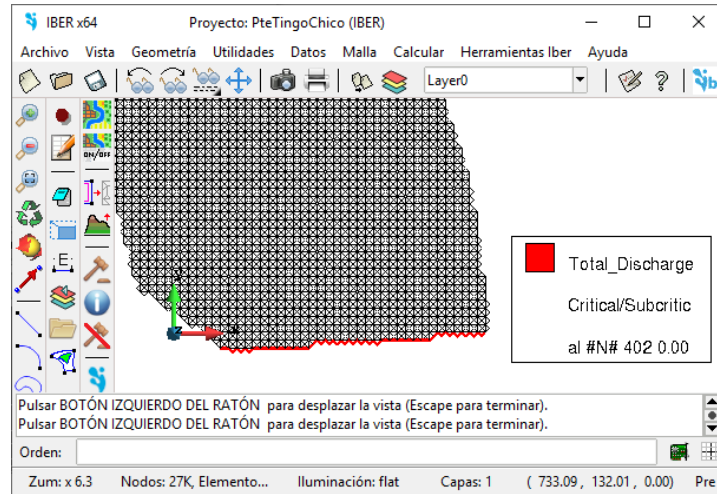


Figura 112: Asignación de la zona de entrada en IBER

Fuente: IBER

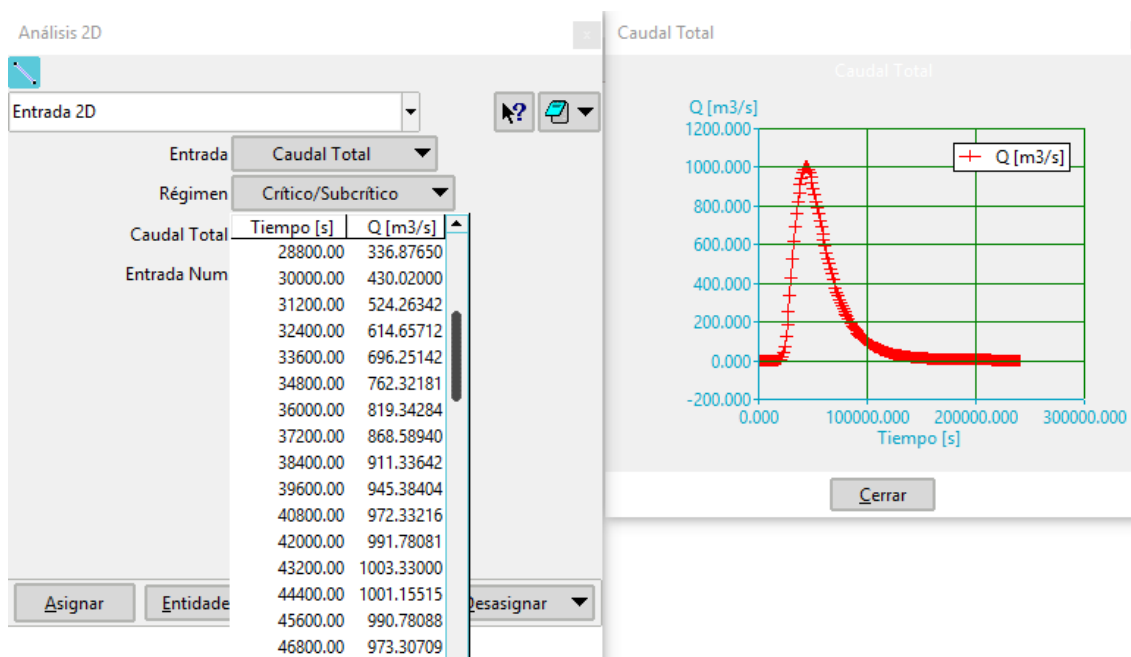


Figura 113: Condiciones de entrada en IBER

Fuente: IBER

Para la condición de salida, asignaremos por donde saldrá exactamente el flujo e indicaremos el tipo de régimen de flujo Supercrítico/crítico (ver Figura 114 y 115).

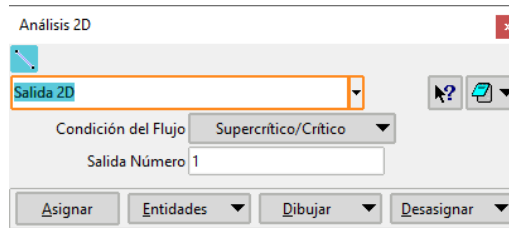


Figura 114: Condiciones de salida en IBER

Fuente: IBER

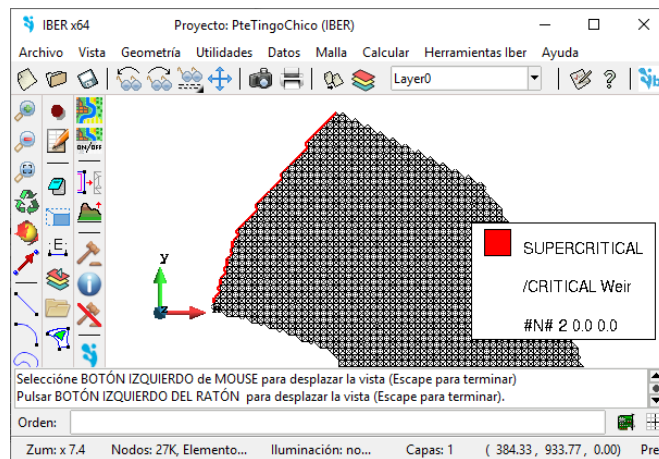


Figura 115: Asignación de la zona de salida en IBER

Fuente: IBER

IBER a diferencia de HEC-RAS, permite el ingreso de la estructura de puente en la malla 2D, para ello ingresaremos al menú *Herramienta Iber* y en el submenú *Malla/Estructura en malla/Puente* (ver Figura 116).

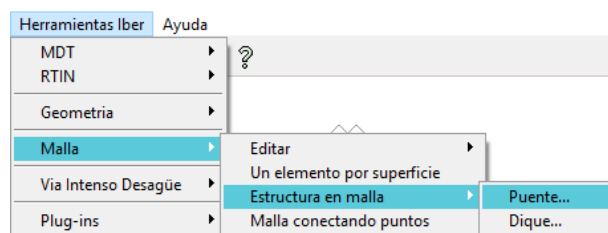


Figura 116: Ingreso del puente en la malla 2D en IBER

Fuente: IBER

En la ventana *Puente* ingresamos las coordenadas, elevación de inicio y fin del puente proyectado, el ancho del puente y las distancias relativas de la forma del puente en la sección de análisis. Además, ingresamos las condiciones internas del puente; para la cual simularemos los siguientes tipos de condiciones internas: Simulación del flujo a presión libre bajo el tablero, flujo a presión bajo el tablero sumergido y flujo sobre el tablero en lámina libre. Para la definición del puente debemos introducir los coeficientes de descarga (C_d) para las condiciones internas mencionadas, los valores C_d adoptados para este estudio son los siguientes:

- C_d flujo presión libre, este coeficiente está en función a la relación de tirantes aguas arriba del puente y la altura del puente, su valor está comprendido entre 0.595 y 0.61; en nuestro caso adoptaremos el valor de 0.6.
- C_d flujo a presión anegado, cuyo valor está comprendido entre 0.7 y 0.9; en nuestro caso adoptaremos el valor de 0.8.
- C_d tablero, en esta condición el caudal sobrepasa el tablero en lámina libre, el coeficiente de descarga está comprendido entre 1.4 y 1.7; en nuestro caso adoptaremos el valor de 1.7.

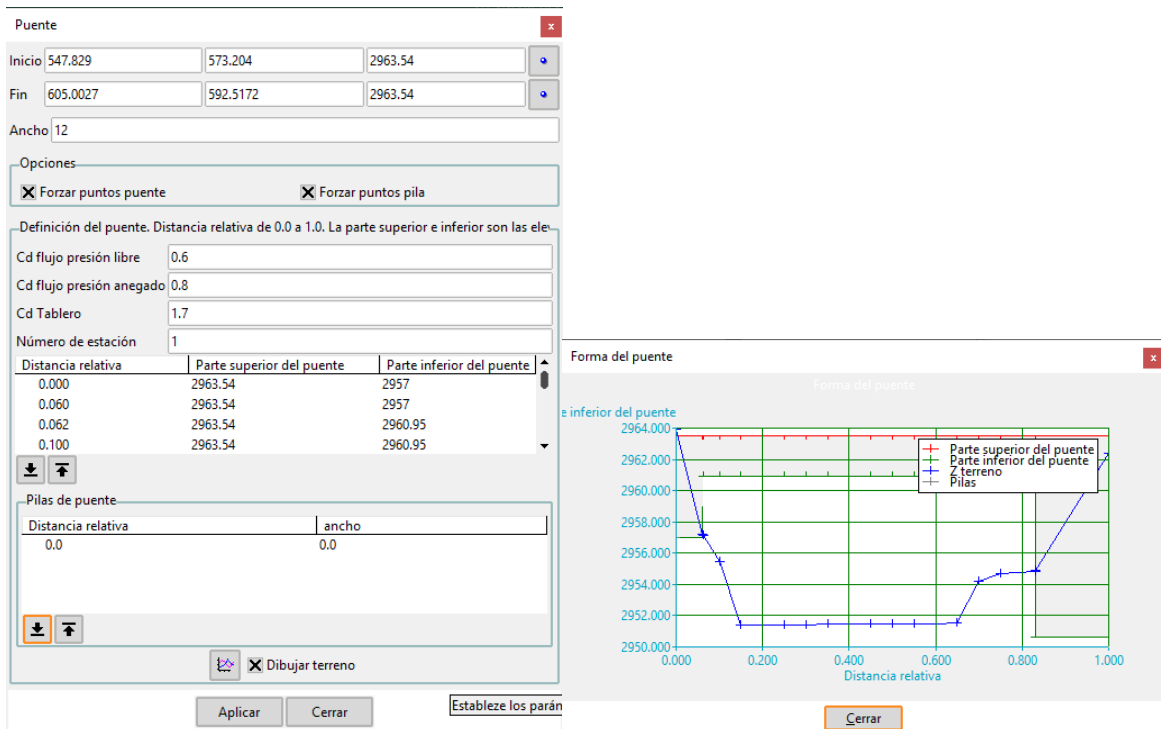


Figura 117: Parámetros del puente en IBER

Fuente: IBER

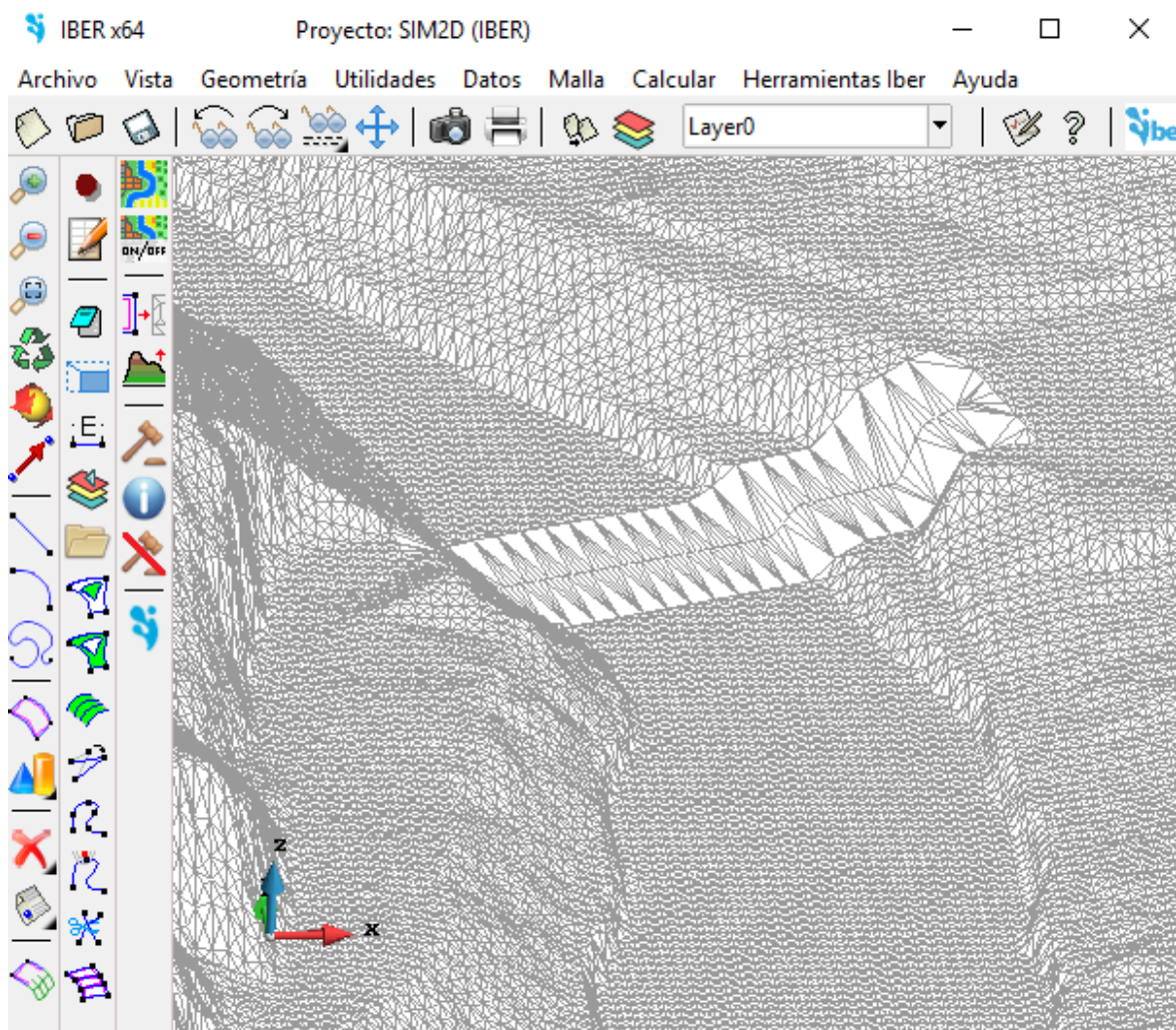


Figura 118: Puente Ingresado en la malla 2D en IBER

Fuente: IBER

Antes de realizar la ejecución del modelo, ingresamos los parámetros de los cálculos, para ello accedemos a través del menú *Datos* y luego al submenú *datos de problemas*, en la ventana emergente ingresamos a la pestaña *parámetros de tiempo* donde indicamos el tiempo de inicio y el máximo de duración de la simulación, además de los intervalos que IBER realizara los cálculos, para nuestro análisis elegimos un tiempo máximo de 240000 segundos para intervalos de 300 segundos, seguidamente en la pestaña *General* indicamos el número de procesadores que el equipo de cómputo utilizara para realizar el cálculo y por último en la pestaña *Resultados* seleccionamos los resultados que IBER calculara para nuestro análisis (ver Figura 119).

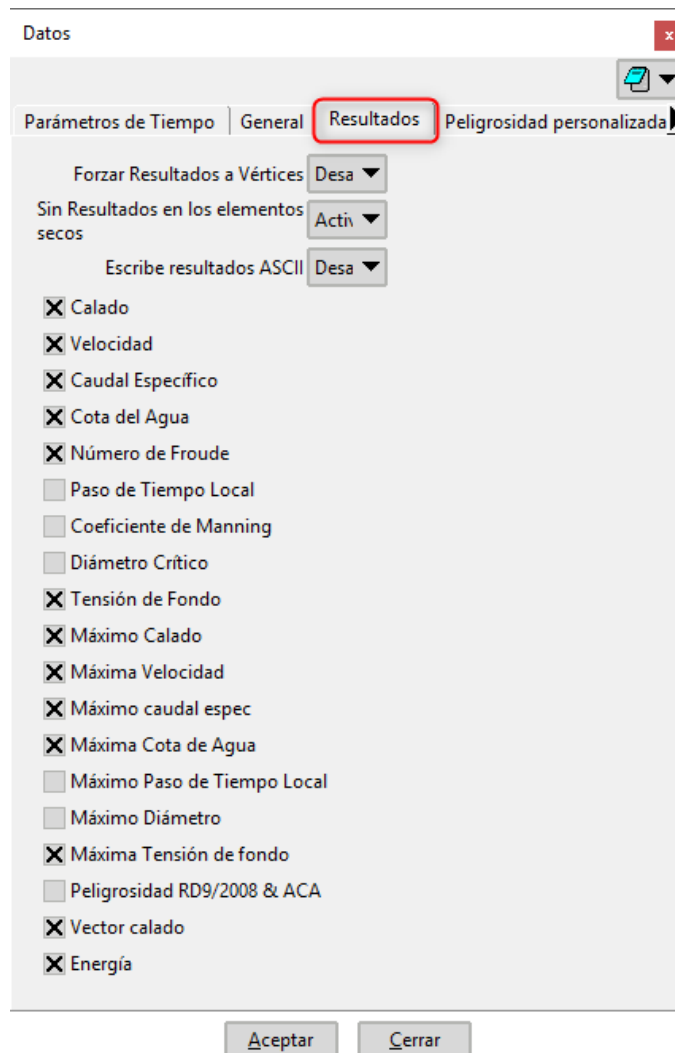
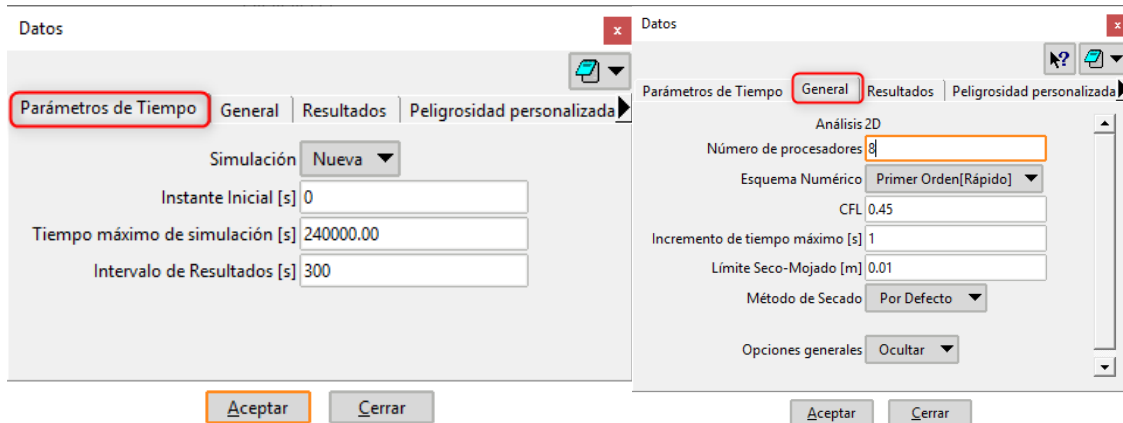


Figura 119: Puente Ingresado en la malla 2D en IBER

Fuente: IBER

Realizamos la ejecución del cálculo, para ello ingresamos al menú *Calcular* y submenú *Calcular* o también lo podemos ejecutar con la tecla F5, para visualizar y tener un mejor control del proceso de cálculo y acceder archivo que muestra el estado del proceso ingresamos al submenú *Ver información del proceso* tal como se muestra en la Figura 120.

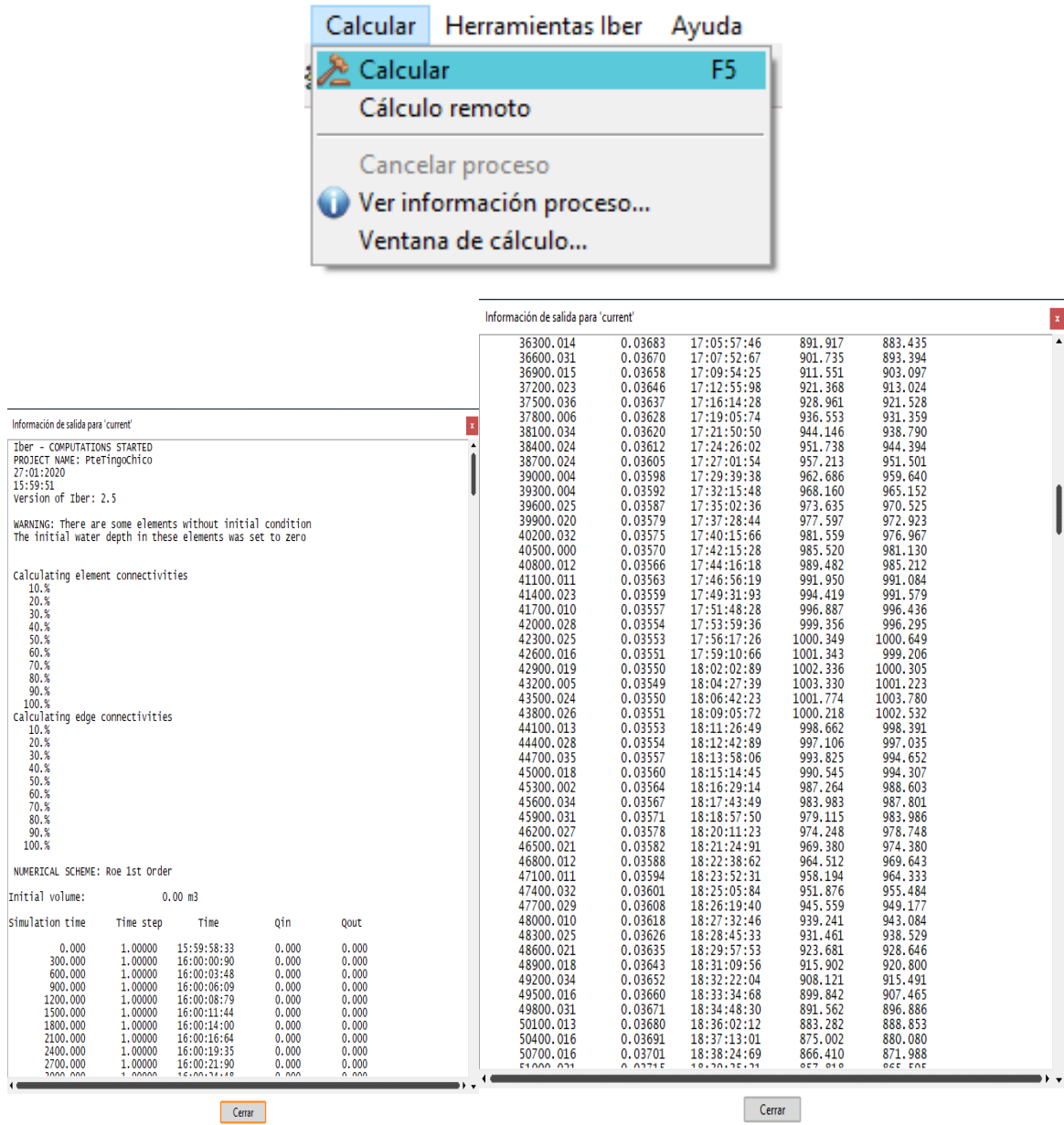


Figura 120: Ventana de cálculos en IBER

Fuente: IBER

3.3.17 Cálculo de la socavación en puentes

Cálculo de la socavación general

Para realizar los cálculos de socavación general vamos a utilizar los métodos Blench (1969), Listchvan Lebediev y Laursern modificada. El caudal de diseño para el cálculo de socavación es de 1129.01 m³/s para un TR de 500 años (ver Tabla 30), la luz libre del puente proyectado para construcción es de 50 m y la superestructura se apoyará en los estribos, el diseño no contempla pilares intermedios. Los diámetros característicos del cauce como el d₅₀ (7.4 mm) se obtuvo de la curva granulométrica (los resultados del ensayo se muestran en el capítulo VIII, anexo 7), los diámetros característicos calculados se muestran en la Tabla 62.

- **Método de Blench (1969)**, Para gravas con S_s=2.65 y d₅₀>2mm

El valor de profundidad de socavación media Y_{ms} es de 8.32 m (ver Figura 121).

MÉTODO BLENCH (1969)	
FORMULA PARA GRAVAS DE d ₅₀ > 2mm	$Y_{ms} = 1.23 \frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/12}}$
q Caudal por unidad de ancho (m ³ /s/m)	22.58
Y_{ms} Profundidad media de socavacion (m)	8.32

Figura 121: Profundidad de socavación general – Blench

Fuente: Elaboración propia

- **Métodos de Lischvan & Levediev (1959)**

Este método permite el cálculo de la profundidad de socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente, adicionalmente, este método es independientemente que exista o no un puente.

El valor de profundidad de socavación general Y_s es de 1.67 m (ver Figura 122).

μ	Coefficiente de corrección por contracción del flujo	0.97
ϕ	Coefficiente de corrección por densidad de agua	1.00
Y_0	Tirante Inicial antes de la Socavación (m)	7.50
$1/(1+Z)$	Exponente en función del peso volumétrico	0.74
β	Coefficiente de frecuencia	1.06

$$\alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e}$$

Coefficiente de sección

$$\alpha = 0.85$$

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta \mu \phi d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+Z}}$$

Profundidad del flujo después de la socavación

$$Y_s = 9.17 \text{ m}$$

$$\text{Socavación General para suelo Granular } (Y_s - Y_0) = 1.67 \text{ m}$$

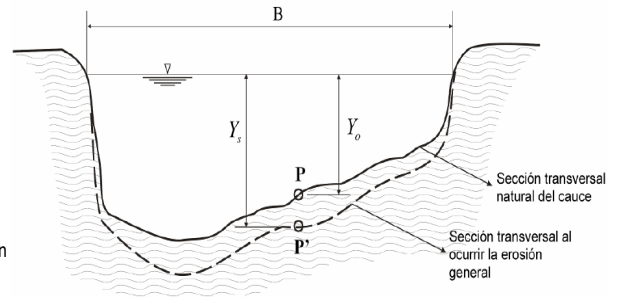


Figura 122: Profundidad de socavación general – Lischtvan & Levediev (1959)

Fuente: Elaboración propia

- **Métodos de Laursen - socavación por contracción en lecho móvil (1960)**

La fórmula de este método asume que el material del cauce es transportado en la sección aguas arriba del puente.

El valor de profundidad de socavación por contracción Y_s es de 1.63 m (ver Figura 123).

Sección de aproximación		
Q_1	Caudal en la sección aguas arriba (m ³ /s)	1051.40
Y_1	Profundidad media aguas arriba (m)	7.63
B_1	Ancho del cauce principal aguas arriba (m)	39.93
K_1	Exponente en función del modo de transporte de sedimento	0.64
Sección del puente		
Q_2	Caudal en la sección contraída del puente (m ³ /s)	1031.67
Y_0	Profundidad media en la sección contraída (m)	6.75
B_2	Ancho del cauce principal en la sección contraída (m)	33.65

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{K_1}$$

Profundidad media de equilibrio en la sección contraída después de la socavación

$$Y_2 = 8.38 \text{ m}$$

$$\text{Socavación por contracción } (Y_2 - Y_0) = 1.63 \text{ m}$$

Figura 123: Profundidad de socavación general – Métodos de Laursen

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la socavación local

El puente proyectado tiene una luz de 50m y la superestructura se apoyará solamente en los estribos. La socavación local se presenta al pie de los estribos debido a la interacción del flujo obstruido (induce a la formación de vórtices) y a los estribos que se oponen al paso del agua.

Los métodos propuestos para la estimación de la profundidad de la socavación son:

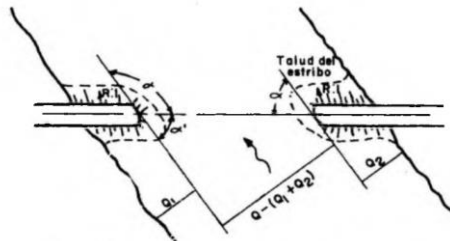
- Método de Artamanov

El valor de profundidad de socavación local S_T en el estribo derecho es de 4.92 m tal como se muestra en la Figura 124.

I) DATOS HIDROLOGICOS E HIDRAULICOS

Q_d	Descarga Máxima en (m ³ /s)	1129.01
Q_1	Caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo derecho en (m ³ /s)	89.20
H_0	Profundidad de la lámina de agua en el sitio junto al estribo	2.59

II) VALORES DE LOS COEFICIENTES P_α , P_q Y P_R



VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_α EN FUNCIÓN DE α

α	20°	60°	90°	120°	150°
P_α	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

$$P_\alpha = 0.97$$

VALORES DEL COEFICIENTE P_q EN FUNCIÓN DE Q_1/Q

Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

$$P_q = 1.96$$

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_R EN FUNCIÓN DE R

Talud R	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
P_R	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

$$P_R = 1.00$$

FÓRMULA PARA EL CÁLCULO DE SOCAVACIÓN TOTAL DEL ESTRIBO

$$S_T = P_\alpha P_q P_R H_0$$

Profundidad de socavación en el estribo derecho

$$S_T = 4.92 \text{ m}$$

Figura 124: Profundidad de socavación Local – Artamanov

Fuente: Elaboración propia

- **Método de Froehlich**

El valor de profundidad de socavación Local Y_s en el estribo derecho es de 8.24 m tal como se muestra en la Figura 125.

I) DATOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

h_e	Profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m)	2.59
L	Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo (m)	22.58
Q_e	Caudal obstruido por el estribo (m ³ /s)	89.20
A_e	Área de flujo de la sección obstruida por los estribos (m ²)	60.45
Fr_e	Número de Froude en la sección de aproximación obstruida	0.29

II) VALORES DE COEFICIENTES

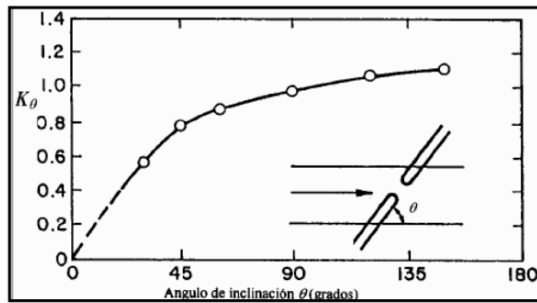
K_f	Coefficiente que depende de la forma del estribo	0.82
-------	--	------

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

(Fuente: HEC-18., 1993).

K_θ	Coefficiente que depende del ángulo de ataque del flujo	0.98
------------	---	------

- θ Ángulo de inclinación del estribo. 75°
 $\theta < 90^\circ$ Estribo está inclinado hacia aguas abajo
 $\theta > 90^\circ$ Estribo está inclinado hacia aguas arriba



$$K_\theta = (\theta / 90)^{0.13}$$

FIGURA N° 24: Factor de corrección K_θ . Método de Froehlich
(Fuente: HEC-18., 1993).

FÓRMULA PARA EL CÁLCULO DE SOCAVACIÓN TOTAL DEL ESTRIBO

$$\frac{y_s}{h_e} = 2.27 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e} \right)^{0.43} Fr_e^{0.61} + 1$$

Profundidad de socavación en el estribo derecho

Y_s	8.24 m
-------	--------

Figura 125: Profundidad de socavación Local – Froehlich

Fuente: Elaboración propia

- **Método de Hire**

El valor de profundidad de socavación Local Y_s en el estribo derecho es de 3.81 m tal como se muestra en la Figura 126.

I) DATOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

h	Profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m)	0.81
Q_e	Caudal obstruido por el estribo (m ³ /s)	89.20
A_e	Área de flujo de la sección obstruida por los estribos (m ²)	60.45
Fr	Número de Froude en la sección de aproximación obstruida	0.52

II) VALORES DE COEFICIENTES

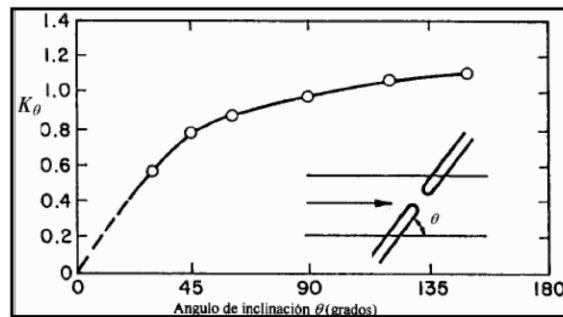
K_f	Coefficiente que depende de la forma del estribo	0.82
-------	--	------

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

(Fuente: HEC-18., 1993).

K_θ	Coefficiente que depende del ángulo de ataque del flujo	0.98
------------	---	------

- θ Ángulo de inclinación del estribo. 75°
- $\theta < 90^\circ$ Estribo está inclinado hacia aguas abajo
- $\theta > 90^\circ$ Estribo está inclinado hacia aguas arriba



$$K_\theta = (\theta/90)^{0.13}$$

FIGURA N° 24: Factor de corrección K_θ . Método de Froehlich (Fuente: HEC-18., 1993).

FÓRMULA PARA EL CÁLCULO DE SOCAVACIÓN TOTAL DEL ESTRIBO

$$y_s = 4h \left(\frac{K_f}{0.55} \right) K_\theta Fr^{0.33}$$

Profundidad de socavación en el estribo derecho

$Y_s =$	3.81 m
---------	--------

Figura 126: Profundidad de socavación Local – Hire

Fuente: Elaboración propia

VI. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 ANÁLISIS HIDROLÓGICO

4.1.4 Modelamiento hidrológico con HEC HMS

En la Figura 127 se muestra los resultados obtenidos de la primera simulación hidrológica en HEC-HMS, el hidrograma de descarga presenta un caudal pico de 1169.2 m³/s para un TR de 200 años.

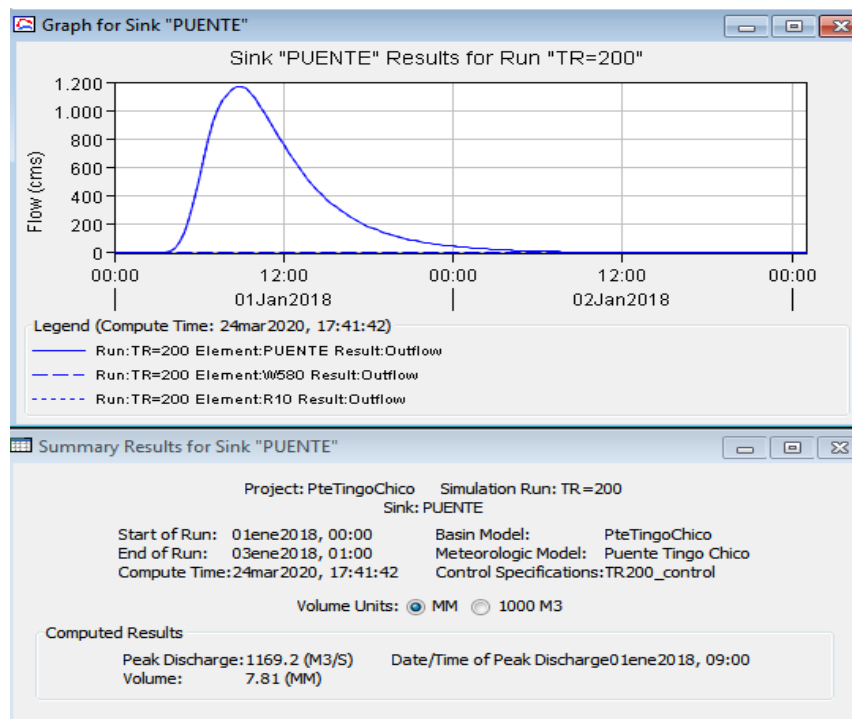


Figura 127: Hidrograma de descargar de la primera simulación en HEC-HMS

Fuente: HEC-HMS

La diferencia de caudales pico entre la primera simulación hidrológica (Q_p 1era simulación = 1169.2 m³/s) y el caudal pico de diseño de la estación de aforo (Q_p diseño = 1003.33 m³/s) es de 165.87

m³/s para un TR de 200 años. Se realizó la optimización del CN y IA de la primera simulación en HEC-HMS (ver Tabla 85).

En base a los valores optimizados de CN y IA, en la Figura 128 se muestra los resultados de la segunda simulación hidrológica.

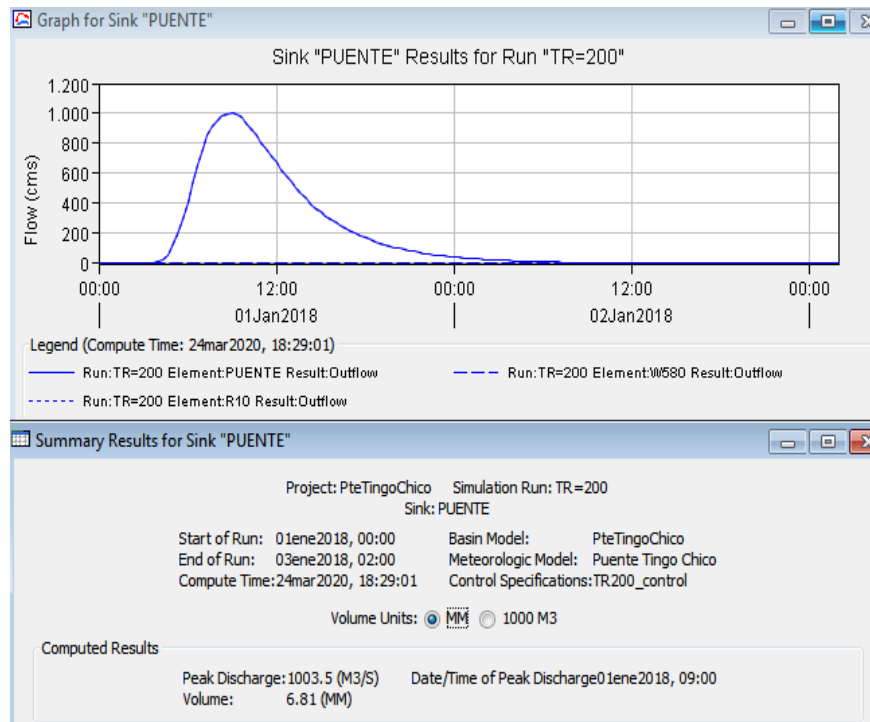


Figura 128: Hidrograma de descarga de la segunda simulación en HEC-HMS

Fuente: HEC-HMS

El caudal pico (Q_p 2da simulación = 1003.5 m³/s) de la segunda simulación hidrológica, se aproxima satisfactoriamente al caudal pico de diseño (Q_p diseño = 1003.33 m³/s) de la estación de aforo Tingo Chico para un TR de 200 años y el error porcentual entre estos valores muestra un resultado de 0.02% (ver Tabla 58), indicando que existe una diferencia mínima entre los caudales pico y que los valores adoptados para la CN y IA son óptimos.

En la figura 129 se muestra el hidrograma de diseño obtenido mediante la metodología del hidrograma unitario adimensional propuesto por el Soil Conservation Service (S.C.S).

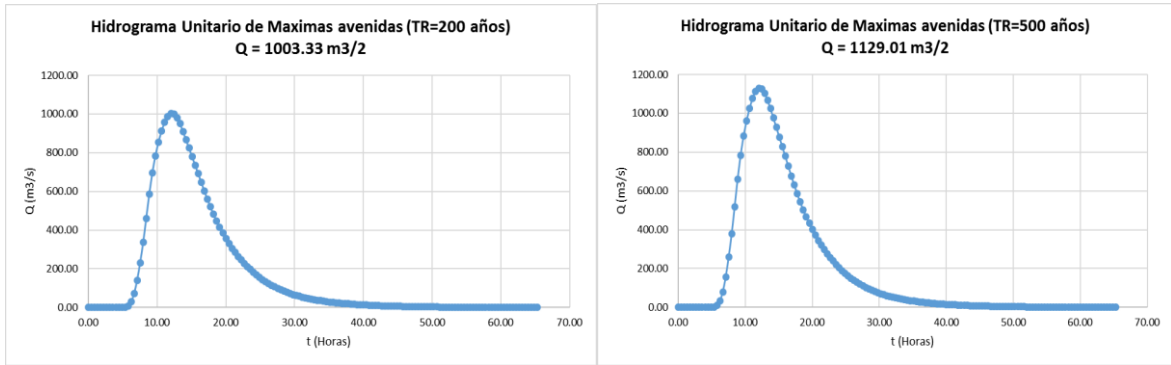


Figura 129: Hidrogramas diseño para un TR de 200 y 500 años

Fuente: Elaboración propia

4.2 MODELAMIENTO HIDRÁULICO

Como se indicó en la metodología, se analizó un tramo del río Marañón con una longitud de 900 metros, el tramo de análisis pasa por el centro poblado Tingo Chico en donde se proyectará el puente proyectado para construcción. Con respecto al puente proyectado la longitud del tramo de análisis del cauce aguas arriba es de 520 metros y aguas abajo es de 380 metros.

Una de las limitaciones de HEC-RAS 2D es que el programa no puede usar las capacidades de modelado de puentes dentro de un área de flujo 2D, en el caso de IBER si permite el ingreso de la estructura de puente como condición interna para modificar las ecuaciones de aguas poco profundas que representan las ecuaciones de descarga del puente.

En la Figura 130 se muestra el esquema del puente proyectado, y como se puede notar la luz libre del puente respeta el ancho del cauce.

Se realizó el modelamiento hidráulico bidimensional en HEC-RAS 2D como cauce natural y en IBER considerando la estructura.

Los resultados numéricos en HEC-RAS 2D e IBER muestran la capacidad del cauce del río Marañón en el tramo de análisis para un evento de máximas avenidas.

Con los resultados obtenidos realizaremos las comparaciones de los modelamientos bidimensionales, para luego realizar el predimensionamiento del puente proyectado.

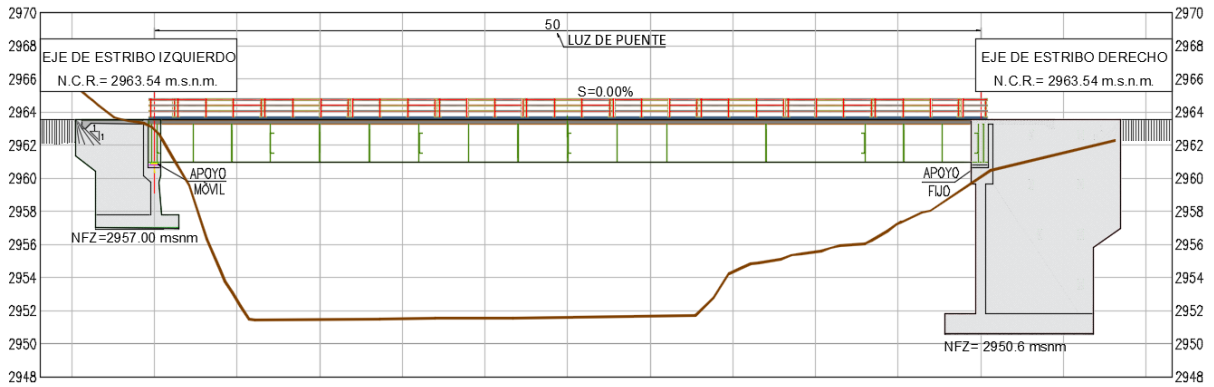


Figura 130: Esquema del puente proyectado Tingo Chico

Fuente: Elaboración propia

4.2.1 Área de inundación

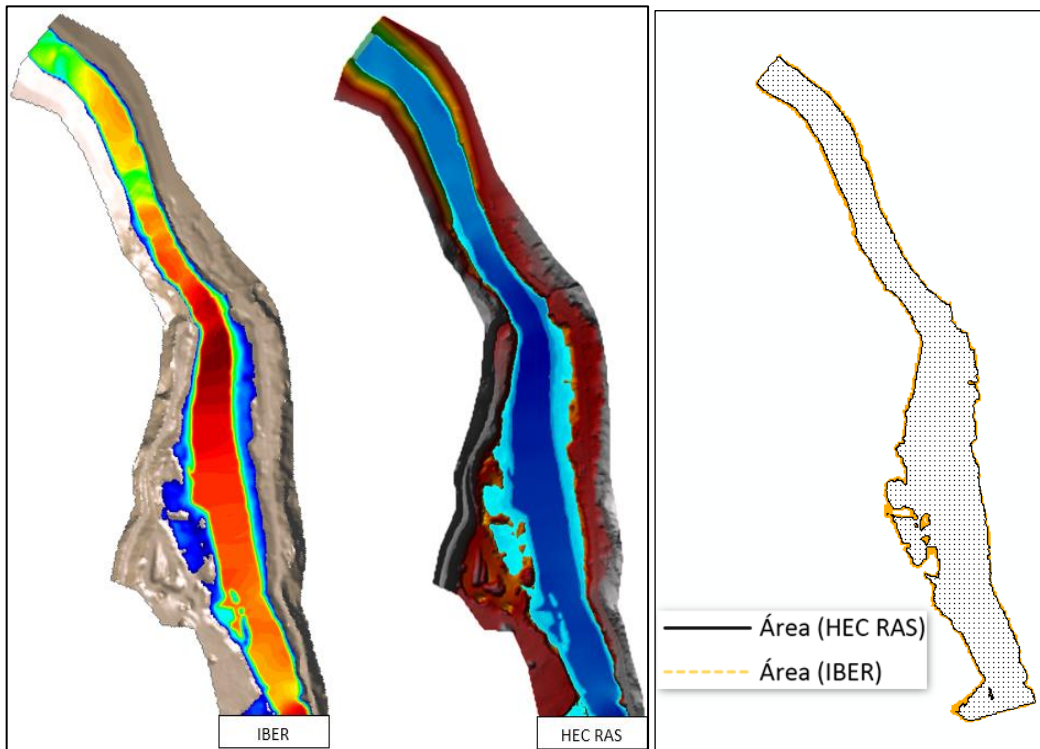


Figura 131: Áreas de inundación y Áreas Superpuestas en IBER y HEC-RAS 2D para un $Tr= 200$ años

Fuente: IBER y HEC-RAS 2D

Las áreas de inundación generadas por los modelos IBER y HEC-RAS 2D en el instante de la creciente evidencia resultados similares. En la Tabla 65, se observa que el área de inundación generada por IBER tiene una extensión de 61217.32 m² mientras que HEC-RAS

2D alcanza una extensión de 57945.22 m². La superposición de las superficies indica que la superficie generada por IBER es 5.3% mayor que la superficie generada por HEC-RAS 2D.

Tabla 65: Áreas de inundación generadas en IBER y HEC-RAS 2D

Áreas de inundación		
Zonas	IBER m²	HEC-RAS 2D m²
Tramo de análisis del río Marañón (Km 0+100 al Km 0+800)	61217.32	57945.22

Fuente: Elaboración propia

4.2.2 Hidrograma de descarga

Con respecto al tramo de estudio se optó por iniciar el análisis comparativo entre los modelos tomando una distancia de 100 metros aguas arriba y aguas abajo con respecto a las condiciones de ingreso y salida, con el objetivo de procurar que los resultados sean independientes de las condiciones de borde impuestas por cada modelo.

Para ambos modelos se ingresó el hidrograma de diseño para un TR de 200 años. Después de haber realizado satisfactoriamente los modelamientos bidimensionales, se obtuvieron los hidrogramas de descarga para cada sección de control del tramo de estudio. Las secciones de control se realizaron cada 100 m a lo largo del cauce. Los hidrogramas de descarga para cada sección de control se muestran en el Capítulo VIII, anexo 8.

La primera sección ubicada en el progresiva 0+100 (ver Figura 132), muestra la comparación de los hidrogramas generados por IBER y HEC-RAS 2D, donde se observa que los hidrogramas tienen gran similitud y que los caudales pico generados presenta variaciones del 0.02% y 0.07% con respecto al caudal de diseño del hidrograma de ingreso.

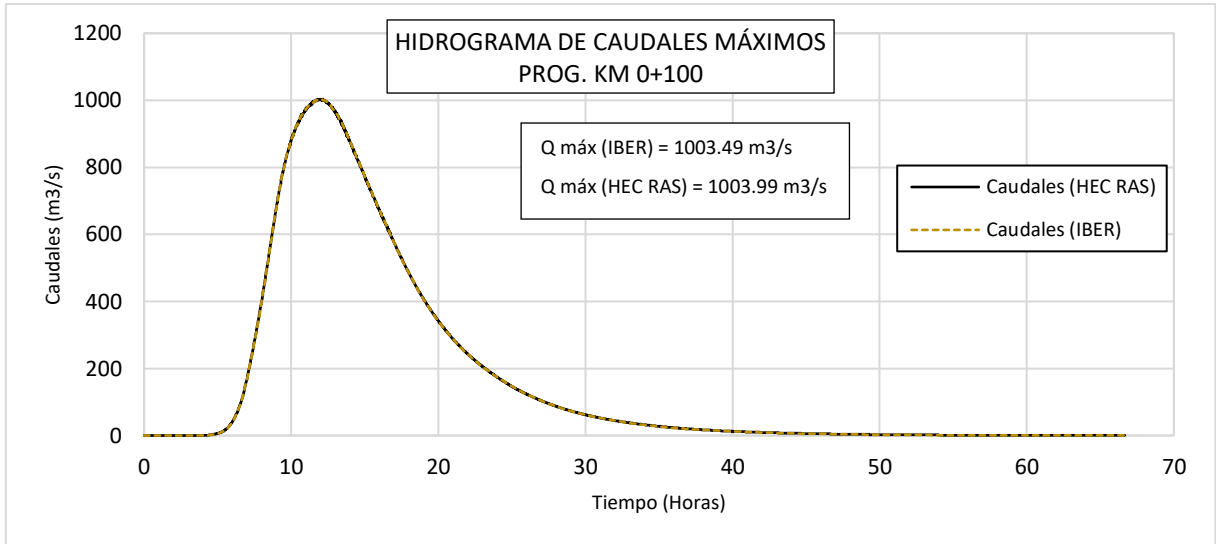


Figura 132: Hidrograma de caudales prog. 0+100

Fuente: Elaboración propia

En la sección 0+520, donde se ubica el puente proyectado, podemos observar que los caudales pico generado por el modelo IBER muestra un incremento del 0.21 % y en el modelo HEC-RAS 2D se observan pérdidas del 0.02 % (ver Figura 133).

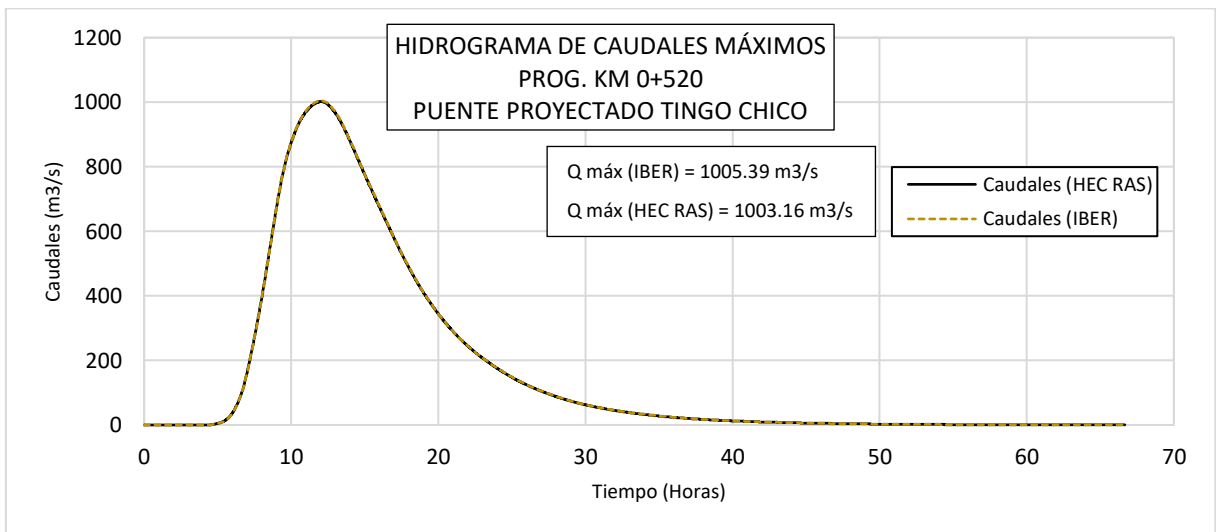


Figura 133: Hidrograma de caudales prog. 0+520

Fuente: Elaboración propia

En la sección de salida 0+800, podemos observar que los caudales pico generados muestran pérdidas de 0.09% y 0.01% para los modelos IBER y HEC RAS 2D (ver Figura 134).

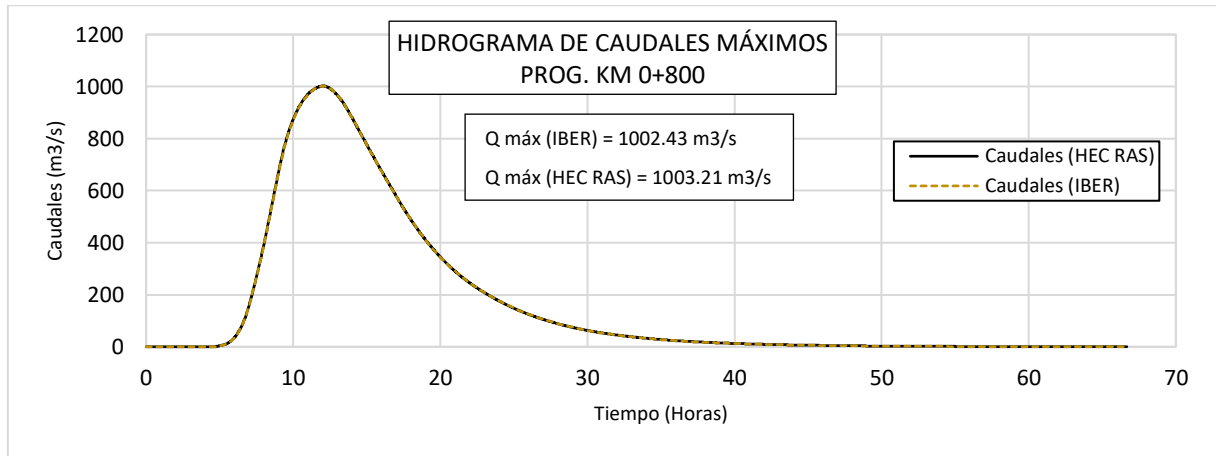


Figura 134: Hidrograma de caudales prog. 0+800

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 66, se observa que existe una diferencia mínima entre ambos modelos a lo largo del tramo de análisis, esto quiere decir que las mallas generadas por los modelos presentan también diferencias mínimas y ello se debe a que la topografía tiene una resolución alta y detallada.

La variación de los caudales máximos se debe a la influencia mínima de las condiciones de contorno de entrada de los modelos, IBER en la condición de contorno de entrada se asumen un régimen Crítico/Subcrítico y la condición de salida Supercrítico/crítico, en el caso de HEC RAS en la condición de entrada se define el *Flow Hydrograph* a lo largo del tiempo de simulación, además de la pendiente de entrada (0.001 m/m) y el contorno de salida se asume *Normal Depth* donde indicamos la pendiente de energía (0.009 m/m) al igual que los modelos 1D.

Tabla 66: Resumen de caudales máximos para cada sección de control

	Caudales máximos HEC-RAS 2D m³/s	Caudales máximos IBER m³/s	Diferencia de los caudales máximo HEC-RAS 2D - IBER m³/s
0+100	1003.99	1003.49	0.50
0+200	1004.75	1003.69	1.06
0+300	1005.10	1002.24	2.87
0+400	1003.33	1001.34	1.99
0+500	1002.94	1000.30	2.64
0+510	1003.06	1002.03	1.03
0+520	1003.16	1005.39	2.22
0+530	1003.17	1003.51	0.34
0+540	1003.17	999.20	3.98
0+560	1003.17	1003.15	0.02
0+580	1003.19	1005.52	2.33
0+600	1003.15	1003.40	0.25
0+700	1003.30	1008.39	5.08
0+800	1003.21	1002.43	0.78

Fuente: Elaboración propia

4.2.3 Perfil topográfico del tramo del río Marañón y perfil del nivel máximo del agua

En la Figura 135, se observa el resultado de los perfiles hidráulicos generados por los modelos IBER y HEC-RAS 2D en el instante de tiempo que se da la inundación máxima para un TR de 200 años. Con respecto al fondo de cauce no se observan diferencias notorias debido a que las mallas generadas por los modelos presentan también diferencias mínimas.

El tramo de análisis inicia en la progresiva 0+100 hasta la progresiva 0+800 de tal forma que los resultados no se vean tan influenciados por las condiciones de contorno y que el producto sea solamente consecuencia natural de la interacción del flujo con el cauce.

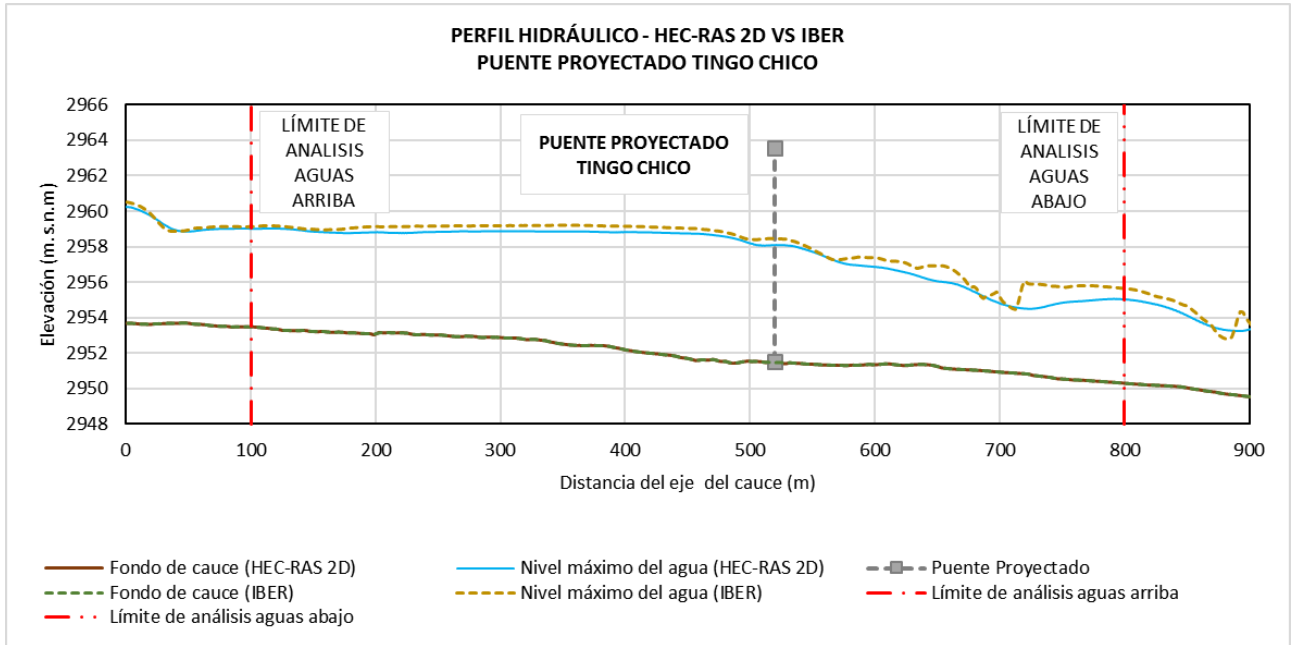


Figura 135: Perfil hidráulico para los modelos IBER y HEC-RAS 2D

Fuente: Elaboración propia

Acerca del perfil longitudinal de los niveles máximos del agua, aguas arribas del puente proyectado se observa una sobreelevación de los niveles del agua, donde alcanza el remanso máximo aproximadamente en la progresiva 0+460, el efecto del remanso se debe al estrechamiento del cauce. En la Figura 136, se observa que el cauce empieza a estrecharse aproximadamente a partir de la progresiva 0+400 en adelante. Antes de llegar al puente y después que la superficie alcanzo su máxima elevación el flujo forma una caída relativamente rápida disminuyendo su nivel de lámina hasta la progresiva 0+700 aproximadamente, posterior a esta progresiva el flujo va recuperando su nivel.

4.2.4 Secciones transversales

Los resultados de los diferentes parámetros hidráulicos generados por el modelamiento bidimensional fueron calculados para cada sección transversal al cauce. Se realizaron 48 secciones de los cuales solo se analizaron 38 secciones comprendidas entre las progresiva 0+100 y 0+800 con espaciamientos entre secciones cada 20 metros. Además, se adicionaron secciones intermedias a 10 metros aguas arriba y aguas abajo del puente proyectado (ver Figura 136).



Figura 136: Secciones transversales del tramo de estudio en planta

Fuente: HEC-RAS 2D

En la Figura 137 y 138, se muestran las secciones transversales de las elevaciones máximas que alcanza la superficie del agua en las proximidades de la sección del puente. Las demás secciones transversales se muestran en el Capítulo VIII, anexo 9.

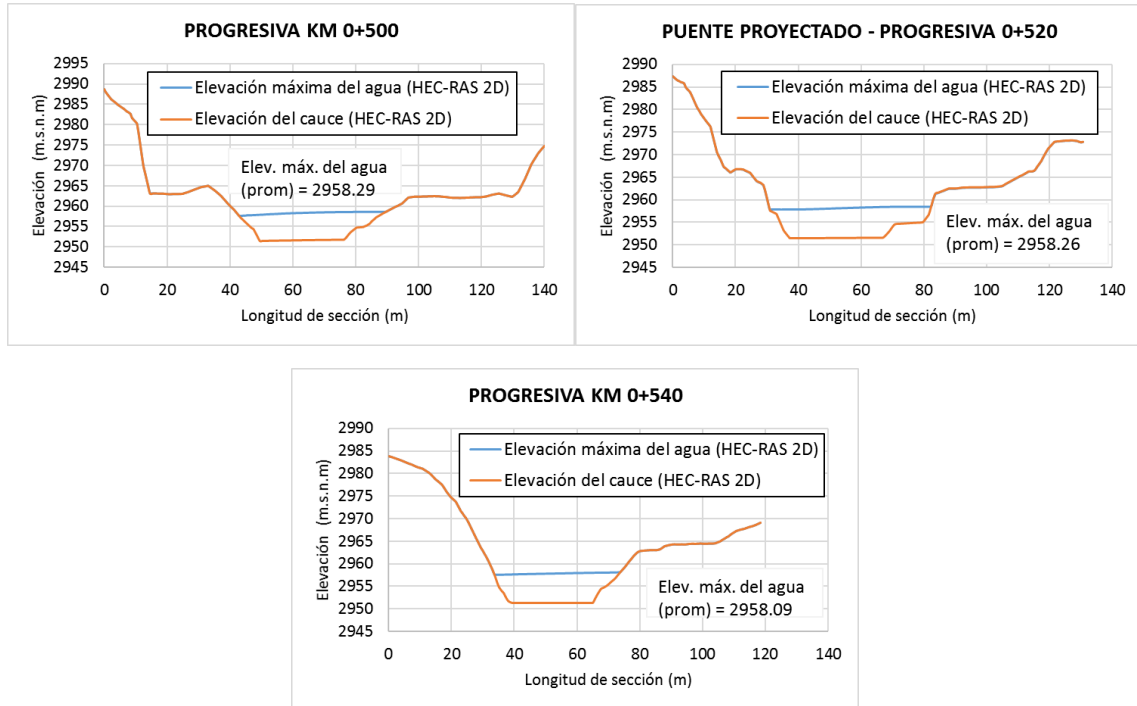


Figura 137: Secciones transversales HEC-RAS 2D

Fuente: Elaboración propia

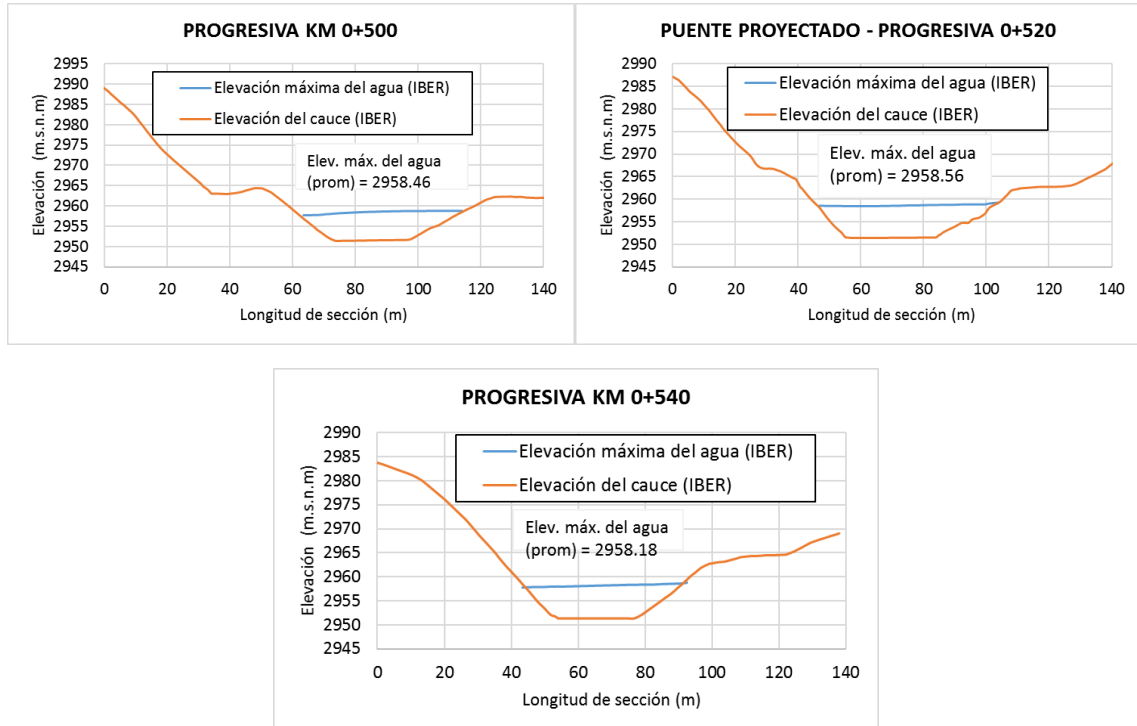


Figura 138: Secciones transversales IBER

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 67, se muestra el resumen de los resultados de los niveles máximos promedios del agua para cada sección de control.

Tabla 67: Resumen de los niveles promedios del agua para cada sección de control

Prog.	Elev. máx. del agua	Elev. máx. del agua	Diferencia de las elev. máx. de agua	Prog.	Elev. máx. del agua	Elev. máx. del agua	Diferencia de las elev. máx. de agua
	prom	prom			prom	prom	
	HEC-RAS 2D	IBER	HEC-RAS 2D - IBER		HEC-RAS 2D	IBER	HEC-RAS 2D - IBER
	m.s.n.m	m.s.n.m	m.s.n.m		m.s.n.m	m.s.n.m	m.s.n.m
0+100	2959.00	2959.11	0.11	0+480	2958.65	2958.91	0.26
0+120	2959.05	2959.20	0.15	0+500	2958.29	2958.46	0.18
0+140	2958.92	2959.05	0.13	0+510	2958.19	2958.54	0.35
0+160	2958.79	2958.97	0.18	0+520	2958.26	2958.56	0.30
0+180	2958.77	2959.07	0.30	0+530	2958.21	2958.54	0.33
0+200	2958.78	2959.13	0.35	0+540	2958.09	2958.18	0.10
0+220	2958.74	2959.14	0.40	0+560	2957.43	2957.53	0.10
0+240	2958.81	2959.15	0.35	0+580	2956.98	2957.34	0.36
0+260	2958.83	2959.16	0.33	0+600	2956.89	2957.42	0.53
0+280	2958.86	2959.18	0.32	0+620	2956.66	2957.26	0.60
0+300	2958.86	2959.17	0.31	0+640	2956.19	2957.05	0.86
0+320	2958.86	2959.19	0.34	0+660	2955.99	2956.93	0.94
0+340	2958.84	2959.19	0.35	0+680	2955.40	2955.62	0.22
0+360	2958.82	2959.19	0.36	0+700	2954.80	2955.04	0.24
0+380	2958.80	2959.17	0.36	0+720	2954.60	2955.85	1.25
0+400	2958.80	2959.15	0.35	0+740	2954.78	2955.87	1.09
0+420	2958.78	2959.11	0.33	0+760	2954.89	2955.85	0.96
0+440	2958.76	2959.05	0.30	0+780	2955.02	2955.82	0.80
0+460	2958.72	2959.02	0.30	0+800	2955.09	2955.67	0.58

Fuente: Elaboración propia

En la sección del puente proyectado (0+520), se observa que la diferencia de valores entre los modelos es de 30 cm, IBER alcanza una elevación de 2958.56 msnm y HEC-RAS 2D 2958.26 msnm. IBER presenta niveles más altos que HEC-RAS 2D al largo del tramo de análisis. En la progresiva 0+460 donde ocurre el remanso máximo aproximadamente los modelos presentan una diferencia de 30 cm y alcanzan una elevación de 2958.72 y 2959.02 msnm para HEC-RAS 2D e IBER respectivamente. Los niveles más bajos de la superficie de agua para los modelos 2D se dan aguas abajo del puente proyectado entre las progresivas 0+700 y 0+720.

4.2.5 Tirantes máximos

En la Figura 139, se muestran los resultados de los tirantes máximos de inundación para un TR de 200 años generados por los modelos IBER y HEC-RAS 2D.

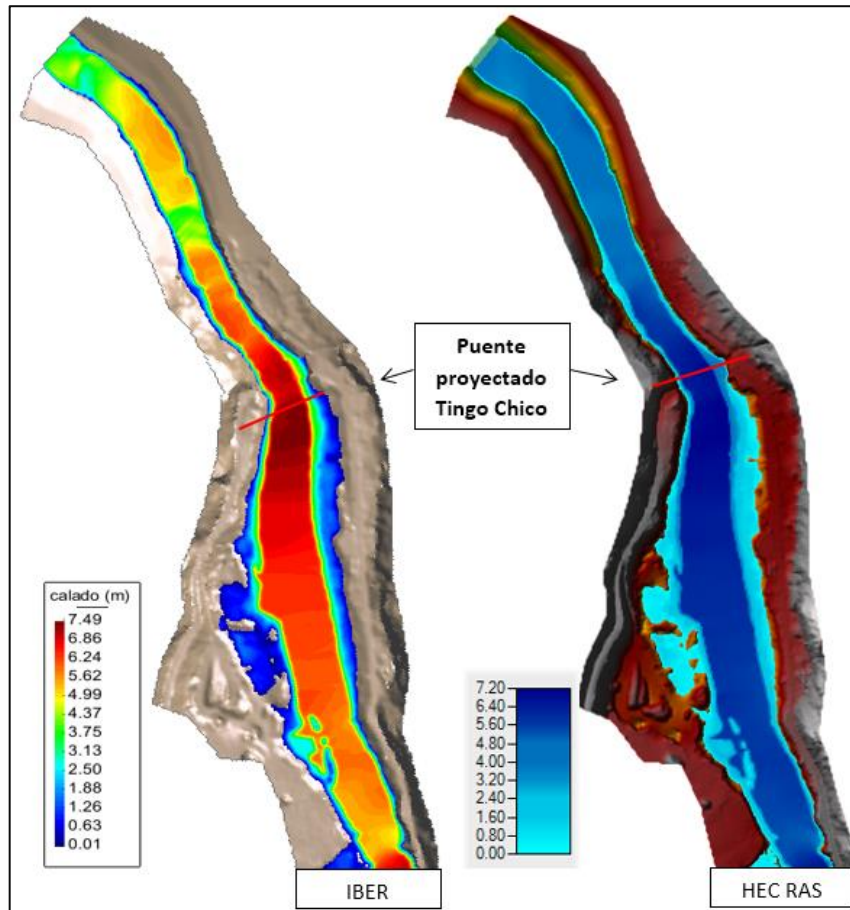


Figura 139: Tirantes máximos de inundación para un TR 200 años

Fuente: IBER y HEC-RAS 2D

Respecto al perfil longitudinal de los tirantes máximos generados en IBER y HEC-RAS 2D, en La Figura 140 se muestra el resultado de los tirantes máximas calculados para cada sección de control, la representación de los perfiles para cada modelo nos muestra la similitud que existe entre ellos. IBER a lo largo del tramo de análisis presenta valores de tirantes mayores a los generados por HEC-RAS 2D. Además, los mayores tirantes se dan en las zonas cercanas al puente proyectado entre las progresivas 0+300 hasta 0+560 aproximadamente según la Figura 140.

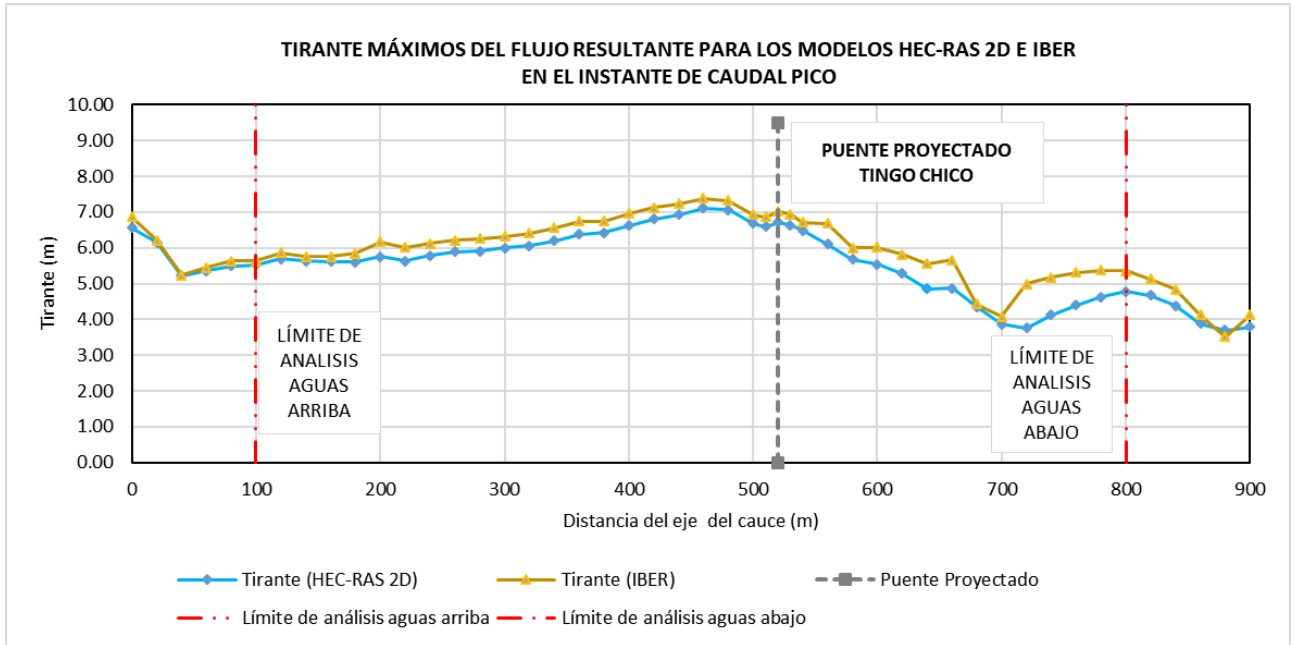


Figura 140: Perfil de tirantes máximos para los modelos IBER y HEC-RAS 2D

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 68, se muestra el resumen de los resultados de los tirantes máximos para cada sección de control. En la progresiva 0+460 lugar donde ocurre el remanso máximo el tirante alcanza una altura de 7.11 m para HEC-RAS 2D y 7.39 m para IBER, la diferencia entre los modelos es de 28cm. En el caso del puente proyectado (0+520), el tirante alcanza una altura de 6.72 m para HEC-RAS 2D y 7.02 m para IBER, en base a este último valor se dimensiona la altura libre (Gálibo) del puente, la diferencia entre los modelos es de 30 cm. Los tirantes más bajos los encontramos en la progresiva 0+720 con un tirante de 3.75 m para HEC-RAS 2D y en el caso de IBER en la progresiva 0+700 con un tirante de 4.07 m.

La mayor diferencia de tirantes es 1.24 m y se da aguas abajo del puente proyectado en la progresiva 0+720, lugar donde se registran los menores tirantes y se presenta el fenómeno de resalto hidráulico. En la Tabla 71, se puede observar en el caso de IBER que entre las progresivas 0+700 y 0+720 el flujo pasa de un régimen supercrítico a subcrítico.

Tabla 68: Resumen de los tirantes máximos de inundación

Prog.	Tirante máx. del agua en el eje del río	Tirante máx. del agua en el eje del río	Diferencia de los tirante máx. del agua en el eje del río	Prog.	Tirante máx. del agua en el eje del río	Tirante máx. del agua en el eje del río	Diferencia de los tirante máx. del agua en el eje del río
	HEC-RAS 2D	IBER	HEC-RAS 2D - IBER		HEC-RAS 2D	IBER	HEC-RAS 2D - IBER
	m	m	m		m	m	m
0+100	5.53	5.63	0.10	0+480	7.06	7.32	0.26
0+120	5.70	5.85	0.15	0+500	6.69	6.92	0.23
0+140	5.63	5.75	0.12	0+510	6.59	6.87	0.28
0+160	5.62	5.75	0.13	0+520	6.72	7.02	0.30
0+180	5.61	5.85	0.24	0+530	6.64	6.95	0.31
0+200	5.76	6.16	0.40	0+540	6.48	6.71	0.23
0+220	5.64	6.01	0.37	0+560	6.10	6.69	0.59
0+240	5.78	6.12	0.34	0+580	5.67	6.00	0.32
0+260	5.89	6.22	0.33	0+600	5.53	6.01	0.47
0+280	5.91	6.25	0.34	0+620	5.28	5.81	0.52
0+300	6.00	6.32	0.31	0+640	4.86	5.56	0.70
0+320	6.06	6.40	0.34	0+660	4.87	5.66	0.79
0+340	6.20	6.56	0.37	0+680	4.35	4.43	0.08
0+360	6.38	6.74	0.36	0+700	3.87	4.07	0.20
0+380	6.42	6.75	0.33	0+720	3.75	4.99	1.24
0+400	6.62	6.95	0.33	0+740	4.12	5.17	1.05
0+420	6.80	7.12	0.32	0+760	4.40	5.31	0.91
0+440	6.92	7.23	0.30	0+780	4.63	5.37	0.74
0+460	7.11	7.39	0.28	0+800	4.77	5.36	0.59

Fuente: Elaboración propia

4.2.6 Velocidad del flujo

En la Figura 141, se muestra los resultados de las velocidades máximas del flujo en el tramo de análisis en el instante de tiempo donde ocurre la creciente para un TR de 200 años. Se aprecia que las mayores velocidades se generan la zona contraída del cauce de análisis, además, se observa que en la ubicación del puente proyectado no se generan las máximas velocidades sino agua abajo de la estructura. Es importante mencionar que el puente proyectado respeta el ancho del cauce, es decir que existe una contracción del flujo de acuerdo a sus condiciones naturales. Las mayores velocidades que se generan aguas abajo del puente proyectado se debería a que el flujo no se está expandiendo considerablemente de acuerdo al ancho de la lámina aguas arriba antes de la contracción.

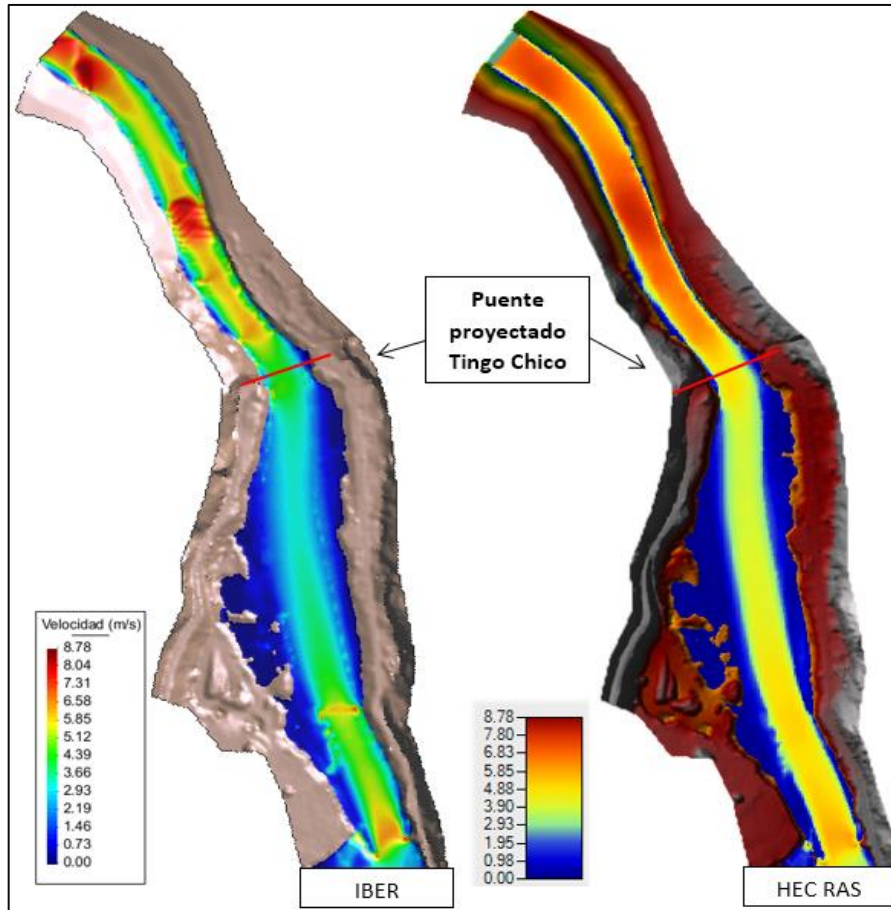


Figura 141: Velocidades máximas de inundación para un TR 200 años

Fuente: IBER y HEC-RAS 2D

Como puede observarse en la Figura 142, se muestra el perfil longitudinal de las velocidades máximas generadas en IBER y HEC-RAS 2D para cada sección de control. Ambos modelos muestran comportamientos similares y a lo largo del tramo de análisis HEC-RAS 2D presenta mayores velocidades que IBER.

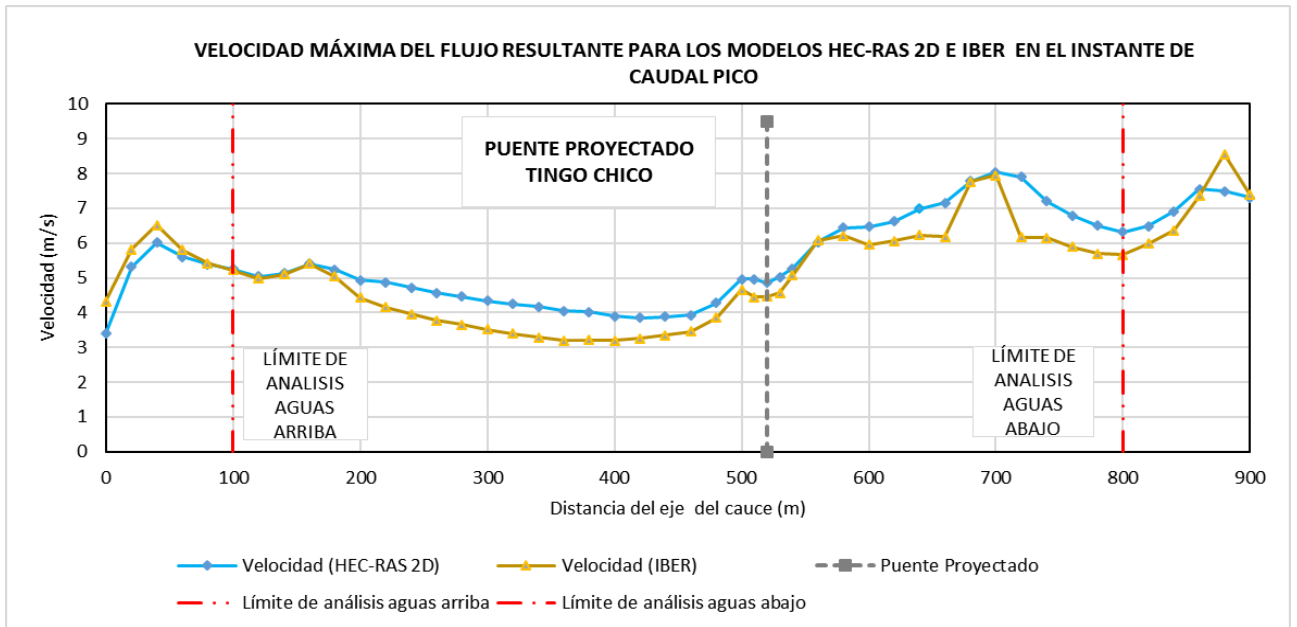


Figura 142: Perfil de velocidades máximas para los modelos IBER y HEC-RAS 2D

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 69, muestra los resultados de la velocidad máxima generada por los modelos HEC-RAS e IBER para cada sección de control.

Como se aprecia en la Figura 140, agua arriba del puente proyectado por efectos de la contracción del cauce la lámina de agua se eleva (remanso) a medida que esto sucede la velocidad del flujo va decreciendo (ver Figura 142) hasta adquirir su mínimo valor de 3.85 m/s en la progresiva 0+420 para HEC-RAS 2D y 3.19 m/s en la progresiva 0+400 para IBER. La velocidad empieza a crecer lentamente antes de alcanzar al puente proyectado debido a que el flujo en tránsito forma una depresión después del remanso máximo (0+460). En el puente proyectado la velocidad el flujo alcanza una velocidad de 4.86 m/s para HEC-RAS 2D y 4.46 m/s para IBER. Las mayores velocidades del flujo se alcanzan en la progresiva 0+700 con velocidades de 8.04 y 7.94 m/s para HEC-RAS 2D e IBER respectivamente, en esta zona donde se generan las mayores velocidades el flujo presenta un régimen supercrítico y en el caso de IBER ocurre el fenómeno de resalto hidráulico.

Tabla 69: Resumen de la velocidad máxima del agua

Prog.	Vel. máx. del	Vel. máx. del	Diferencia de las vel.	Prog.	Vel. máx. del	Vel. máx. del	Diferencia de las vel.
	agua en el eje	agua en el eje	máx. del agua en el eje		agua en el eje	agua en el eje	máx. del agua en el eje
	del río	del río	del río		del río	del río	del río
	HEC-RAS 2D	IBER	HEC-RAS 2D - IBER		HEC-RAS 2D	IBER	HEC-RAS 2D - IBER
	m/s	m/s	m/s		m/s	m/s	m/s
0+100	5.25	5.22	0.04	0+480	4.27	3.85	0.43
0+120	5.04	4.98	0.06	0+500	4.96	4.66	0.30
0+140	5.14	5.09	0.04	0+510	4.96	4.44	0.53
0+160	5.41	5.40	0.01	0+520	4.86	4.46	0.40
0+180	5.24	5.03	0.21	0+530	5.02	4.57	0.46
0+200	4.93	4.43	0.50	0+540	5.26	5.07	0.19
0+220	4.86	4.15	0.71	0+560	6.02	6.07	0.05
0+240	4.72	3.96	0.76	0+580	6.44	6.21	0.24
0+260	4.57	3.78	0.79	0+600	6.47	5.95	0.52
0+280	4.45	3.65	0.80	0+620	6.62	6.05	0.57
0+300	4.33	3.52	0.81	0+640	6.99	6.22	0.77
0+320	4.25	3.39	0.85	0+660	7.15	6.17	0.98
0+340	4.17	3.28	0.88	0+680	7.78	7.76	0.02
0+360	4.05	3.20	0.85	0+700	8.04	7.94	0.09
0+380	4.02	3.21	0.80	0+720	7.90	6.16	1.74
0+400	3.90	3.19	0.70	0+740	7.20	6.16	1.05
0+420	3.85	3.26	0.59	0+760	6.78	5.90	0.89
0+440	3.88	3.35	0.53	0+780	6.50	5.70	0.80
0+460	3.93	3.45	0.48	0+800	6.32	5.66	0.65

Fuente: Elaboración propia

4.2.7 Esfuerzo cortante

La Figura 143, muestra los resultados de los esfuerzos cortantes producidos por la creciente de diseño para un TR de 200 años. Se observa que los mayores valores de esfuerzo cortante se localizan aguas abajo del puente proyectado, lugar donde se presentan las mayores velocidades erosivas del flujo.

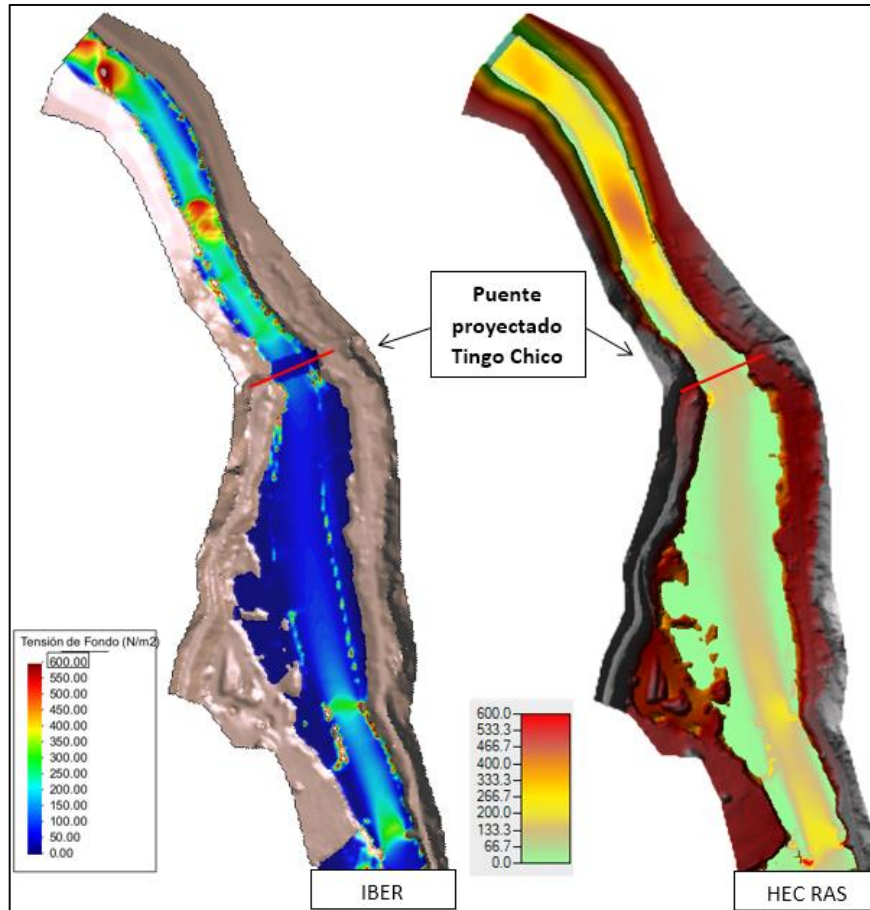


Figura 143: Esfuerzos cortantes en el instante de la creciente para un TR 200 años

Fuente: IBER y HEC-RAS 2D

En la Figura 144, se muestra que a partir de la progresiva 0+200 el esfuerzo cortante va decreciendo hasta alcanzar su mínimo valor de 94.22 N/m² en la progresiva 0+420 para HEC-RAS 2D y 64.76 N/m² en la progresiva 0+400 para IBER. Esto se debe a que flujo presenta un régimen Subcrítico muy tranquilo que se refleja en la disminución de la velocidad y en el aumento de los tirantes formando remanso, en consecuencia, aguas arriba del puente habrá menor desprendimiento de particulares en el fondo y paredes del cauce.

Respecto al puente proyectados (0+520), el modelo IBER genera un esfuerzo cortante de 30.31 N/m² y HEC-RAS 2D 121.90 N/m², para ambos modelos se observa que hay una caída de los esfuerzos cortantes entre las progresivas 0+500 y 0+530, y esto se debe a que el cauce pasa de una pendiente suave a una más suave en un régimen Subcrítico moderado con velocidades relativamente bajas y que se van incrementado hacia aguas abajo debido al estrechamiento del cauce.

Aguas abajo, a partir de la progresiva 0+530 el esfuerzo cortante va en ascenso hasta alcanzar su máximo valor de 444.49 N/m² y 485.65 N/m² en la progresiva 0+700 para los modelos HEC-RAS 2D e IBER, lugar donde se produce resalto hidráulico. Podemos concluir que desde la progresiva 0+530 hasta la progresiva 0+700 habrá mayor desprendimiento de partículas del lecho del cauce, cabe mencionar que el esfuerzo crítico se produce antes que se desarrolle el proceso de socavación.

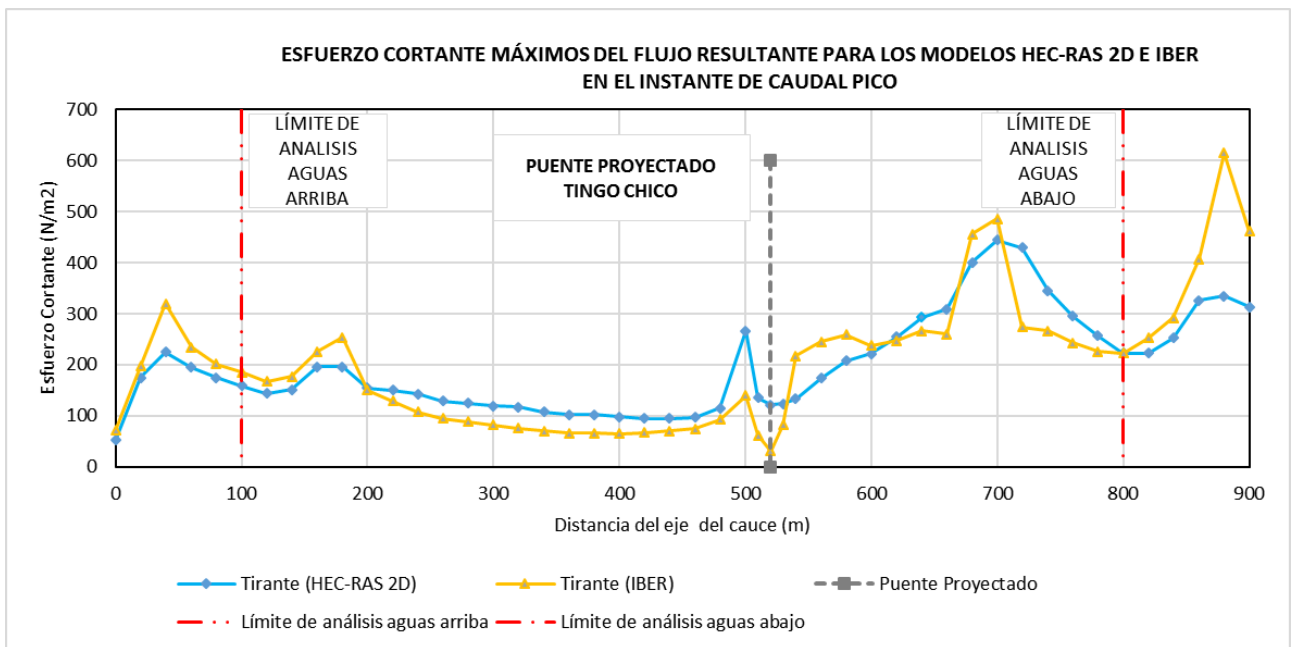


Figura 144: Perfil de esfuerzos cortantes para los modelos IBER y HEC-RAS 2D

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 70, se muestra los resultados de los esfuerzos cortantes en el fondo del cauce para cada sección de control, del cual resalta que la mayor diferencia de esfuerzos cortantes se genera en la progresiva 0+720 con un valor de 156.04 N/m², en esta zona se produce un flujo de régimen Supercrítico para HEC-RAS 2D y en el caso de IBER pasa de un régimen Supercrítico a Subcrítico produciendo resalto hidráulico.

Tabla 70: Resumen de los esfuerzos cortantes

Prog.	Esfuerzo cortante en el eje del río			Diferencia de los Esfuerzos cortantes en el eje del río	Prog.	Esfuerzo cortante en el eje del río		
	HEC-RAS 2D	IBER	HEC-RAS 2D - IBER			HEC-RAS 2D	IBER	HEC-RAS 2D - IBER
	N/m2	N/m2	N/m2			N/m2	N/m2	N/m2
0+100	158.45	185.52	27.07	0+480	114.50	92.69	21.81	
0+120	143.38	167.31	23.93	0+500	146.28	139.41	6.87	
0+140	151.44	176.88	25.44	0+510	134.98	61.66	73.32	
0+160	196.40	225.99	29.59	0+520	121.90	30.31	91.58	
0+180	196.11	253.66	57.55	0+530	123.98	81.93	42.05	
0+200	154.33	149.96	4.37	0+540	132.75	216.87	84.12	
0+220	150.09	128.69	21.40	0+560	173.24	245.14	71.89	
0+240	142.29	107.82	34.47	0+580	207.93	259.21	51.28	
0+260	129.12	94.43	34.69	0+600	221.87	237.03	15.16	
0+280	124.27	87.87	36.40	0+620	254.42	247.37	7.06	
0+300	118.77	81.54	37.23	0+640	291.81	266.06	25.74	
0+320	117.34	75.14	42.20	0+660	308.89	259.61	49.28	
0+340	107.33	69.83	37.50	0+680	400.45	456.10	55.65	
0+360	102.38	65.78	36.60	0+700	444.49	485.65	41.17	
0+380	102.67	66.32	36.35	0+720	429.51	273.48	156.04	
0+400	97.74	64.76	32.98	0+740	344.74	266.72	78.02	
0+420	94.223	66.91	27.31	0+760	294.62	242.38	52.24	
0+440	94.223	70.47	23.75	0+780	256.56	225.70	30.86	
0+460	96.63	74.21	22.42	0+800	222.40	222.91	0.51	

Fuente: Elaboración propia

4.2.8 Numero de Froude y régimen de flujo

La Figura 145, muestra los resultados de las áreas coloreadas obtenidas de los valores del número de Froude (Fr) producidos por la creciente para un TR de 200 años. Las áreas coloreadas indican que los mayores valores del número de Froude (Fr) se presentan aguas abajo del puente proyectado, cuando el régimen del flujo es Supercrítico.

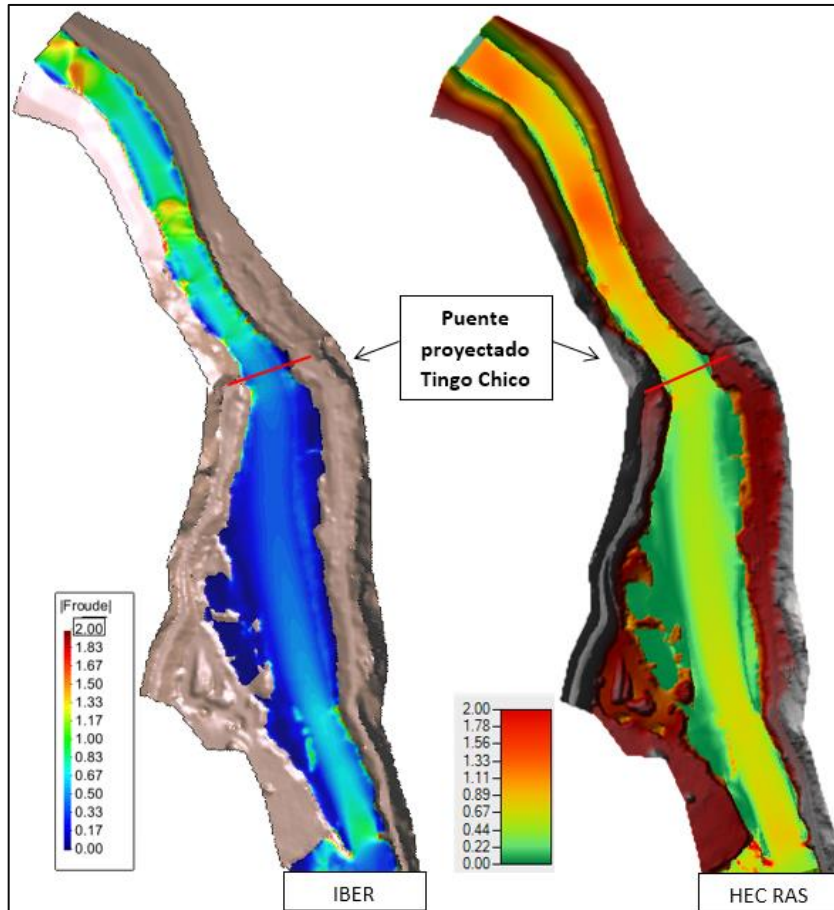


Figura 145: Áreas coloreadas que representan la variación del número de Froude (Fr)

Fuente: IBER y HEC-RAS 2D

En la Figura 146, se observa los valores del número de Froude (Fr) generado para cada sección de control a lo largo del tramo de estudio. Aguas arriba de puente proyectado, el flujo presenta un régimen Subcrítico muy tranquilo para ambos modelos, y los menores valores generados del número de Froude (Fr) son 0.46 y 0.40 en la progresiva 0+440 para HEC-RAS 2D e IBER. Respecto al puente, el flujo cruza el eje del mismo en régimen Subcrítico y los valores de Froude generados son 0.6 y 0.54 para HEC-RAS 2D e IBER.

Aguas abajo, el cauce es estrecho y no hay una considerable pérdida de la energía, es por ello que el número de Froude (Fr) sigue incrementándose. HEC-RAS 2D en la progresiva 0+640 pasa de un régimen Subcrítico a Supercrítico con un Froude de 1.01 y alcanza su máximo valor en la progresiva 0+720 con un Froude de 1.32, en el caso de IBER pasa de un régimen Subcrítico a Supercrítico con un Froude 1.21 en la progresiva 0+680 y alcanza su máximo valor en la progresiva 0+700 para un Froude de 1.27 lugar donde se produce resalto

hidráulico ondulado y en la progresiva 0+720 pasa a un régimen Subcrítico con un Froude de 0.87.

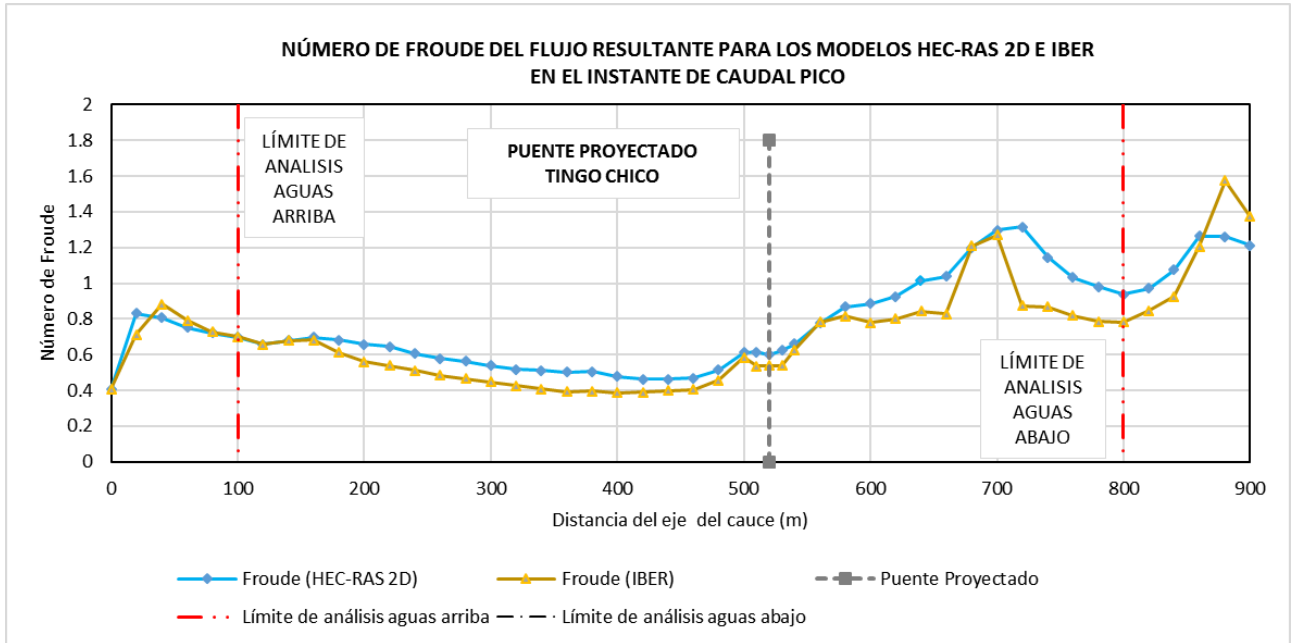


Figura 146: Perfil de los valores del número de Froude

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 71, se muestra el resumen de los numero de Froude (Fr) y el régimen del flujo a lo largo del tramo de análisis para los modelos HEC-RAS 2D e IBER. Se puede observar que a partir de la progresiva 0+160 en dirección hacia aguas abajo HEC-RAS 2D presenta mayores valores del número de Froude (Fr) que IBER.

Tabla 71: Resumen de números de Froude

Prog.	Número de Froude		Régimen		Prog.	Número de Froude		Régimen	
	HEC-RAS 2D	IBER	HEC-RAS 2D	IBER		HEC-RAS 2D	IBER	HEC-RAS 2D	IBER
0+100	0.70	0.70	Subcrítico	Subcrítico	0+480	0.51	0.46	Subcrítico	Subcrítico
0+120	0.66	0.66	Subcrítico	Subcrítico	0+500	0.61	0.58	Subcrítico	Subcrítico
0+140	0.68	0.68	Subcrítico	Subcrítico	0+510	0.61	0.54	Subcrítico	Subcrítico
0+160	0.70	0.68	Subcrítico	Subcrítico	0+520	0.60	0.54	Subcrítico	Subcrítico
0+180	0.68	0.61	Subcrítico	Subcrítico	0+530	0.63	0.54	Subcrítico	Subcrítico
0+200	0.66	0.56	Subcrítico	Subcrítico	0+540	0.66	0.63	Subcrítico	Subcrítico
0+220	0.64	0.54	Subcrítico	Subcrítico	0+560	0.78	0.78	Subcrítico	Subcrítico
0+240	0.61	0.51	Subcrítico	Subcrítico	0+580	0.87	0.82	Subcrítico	Subcrítico
0+260	0.58	0.48	Subcrítico	Subcrítico	0+600	0.89	0.78	Subcrítico	Subcrítico
0+280	0.56	0.47	Subcrítico	Subcrítico	0+620	0.92	0.80	Subcrítico	Subcrítico
0+300	0.54	0.45	Subcrítico	Subcrítico	0+640	1.01	0.84	Supercrítico	Subcrítico
0+320	0.52	0.43	Subcrítico	Subcrítico	0+660	1.04	0.83	Supercrítico	Subcrítico
0+340	0.51	0.41	Subcrítico	Subcrítico	0+680	1.20	1.21	Supercrítico	Supercrítico
0+360	0.50	0.39	Subcrítico	Subcrítico	0+700	1.30	1.27	Supercrítico	Supercrítico
0+380	0.50	0.39	Subcrítico	Subcrítico	0+720	1.32	0.87	Supercrítico	Subcrítico
0+400	0.48	0.39	Subcrítico	Subcrítico	0+740	1.14	0.87	Supercrítico	Subcrítico
0+420	0.46	0.39	Subcrítico	Subcrítico	0+760	1.03	0.82	Supercrítico	Subcrítico
0+440	0.46	0.40	Subcrítico	Subcrítico	0+780	0.98	0.79	Subcrítico	Subcrítico
0+460	0.47	0.41	Subcrítico	Subcrítico	0+800	0.94	0.78	Subcrítico	Subcrítico

Fuente: Elaboración propia

4.3 ZONAS CRÍTICAS

En la Figura 147, se muestra el área de inundación de los niveles máximos del agua producidos por la creciente de diseño para TR de 200 años, en donde se identifica 4 zonas críticas afectadas por la creciente del río.

La zona 1, se ubica en la margen izquierda del río Marañón entre la progresivas 0+220 y 0+340 lugar que es utilizado como cantera.

La zona 2, se ubica en la margen izquierda del río Marañón entre la progresivas 0+460 y 0+510 a pocos metros del estribo izquierdo del puente existente (el eje del puente proyectado se ubica a 8 m aguas abajo del puente existente), como se observa en la Figura 148 está zona la conforman viviendas de material noble construidas al borde del talud empinado del cauce, en consecuencia, en una avenida máximas el río podría afectar la estabilidad del talud y poner en riesgo la vida de los pobladores residentes en esas viviendas.

La zona 3, se ubica en la margen derecha del río Marañón entre las progresivas 0+160 y 0+510 aguas arriba del puente existente, en la Figura 149 se muestra las viviendas del centro poblado Tingo Chico que serían afectadas por la crecida del río Marañón, además, se observa que las viviendas próximas al puente serían las más afectadas en una crecida del río poniendo en riesgo la vida de los pobladores.

La zona 4, se ubica en la margen derecha del río Marañón entre las progresivas 0+520 y 0+560 aguas abajo del puente existente, en la Figura 148 se muestra la cercanía de las viviendas de material noble al cauce del río Marañón, estas viviendas serían una de las más afectadas por la crecida de río.



Figura 147: Identificación en planta de las zonas críticas en el tramo de estudio

Fuente: Elaboración propia



Figura 148: Zona crítica margen izquierda del río marañón



Figura 149: Zona crítica margen derecha del río marañón

4.4 SOCAVACIÓN

4.4.1 Socavación general

En la Tabla 72, se muestra el resumen de los resultados de la profundidad de socavación general calculado para un TR de 500 años.

Tabla 72: Resumen de profundidad de socavación general y contracción

Tipo de socavación	Método	Profundidad de socavación
General	Blench (1969)	8.32 m
General-Contracción	Lischtvan & Levediev (1959)	1.67m
Contracción	Laursen - lecho móvil (1960)	1.63 m

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 150, se muestra el perfil de profundidad de socavación en la sección del puente proyectado por el método de Lischtván – Levediev.

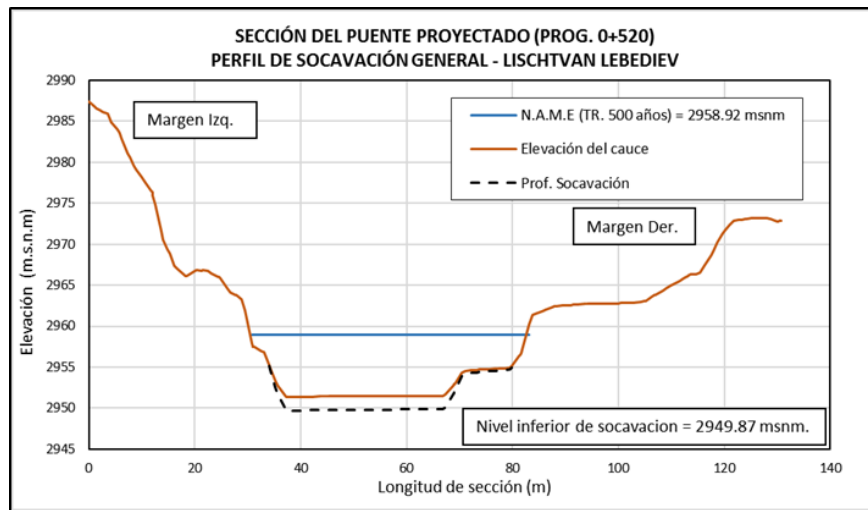


Figura 150: Perfil de socavación general - Lischtván – Levediev

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 151, se observa el resultado de la profundidad de socavación por contracción calculada por HEC-RAS.

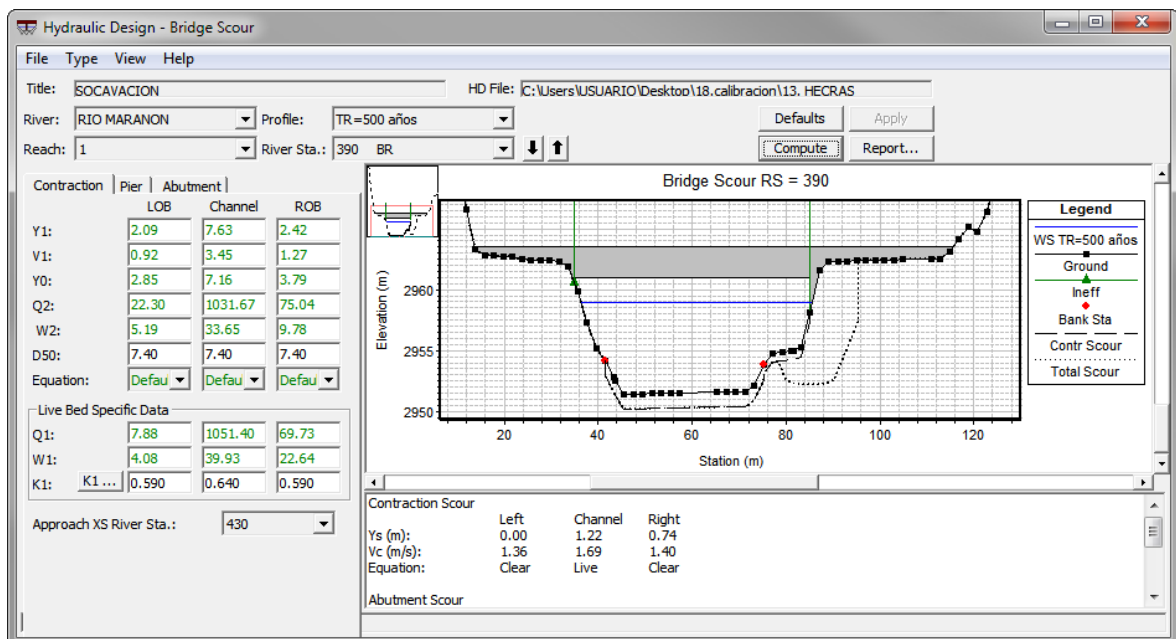


Figura 151: Profundidad de socavación por contracción HEC-RAS

Fuente: HEC-RAS

Respecto a los métodos de socavación general presentados, el método Blench (1969) sobreestima la profundidad de socavación a diferencia de los métodos restantes. Los métodos de Lischtvan & Levediev (1959) y Laursen- lecho móvil (1960) incluyen la contracción por efecto del puente, los resultados son similares con un a diferencia de 4cm.

Adicionalmente, se realizó la estimación de socavación por contracción en HEC-RAS tal como se muestra en la Figura 161, donde se observa que la velocidad critica para transportar material más fino que el d_{50} (7.4 mm) es 1.69 m/s y la profundidad de socavación al interior del puente en condición de lecho móvil es 1.22 m, en la margen izquierda no presenta socavación y en la margen derecha alcanza una profundidad de socavación de 0.74 m en condición de agua clara para una velocidad critica del flujo de 1.4 m/s.

Es importante mencionar que HEC-RAS opta por la ecuación más apropiada a partir de la evaluación de los parámetros hidráulicos del flujo al dejar la opción de ecuación en *default*.

4.4.2 Socavación localizada en los estribos

En la Tabla 73, se muestra el resumen de los resultados obtenidos para la obtención de la profundidad de socavación local en los estribos.

Tabla 73: Resultados de profundidad de socavación loca en los estribos

	Profundidad de socavación	
	Estribo Izquierdo	Estribo Derecho
Artamanov	-	4.92
Froehlich	-	8.24
Hire	-	3.81

Fuente: Elaboración Propia

En la Figura 152, se muestra los resultados de la profundidad de socavación local en los estribos estimados por HEC-RAS.

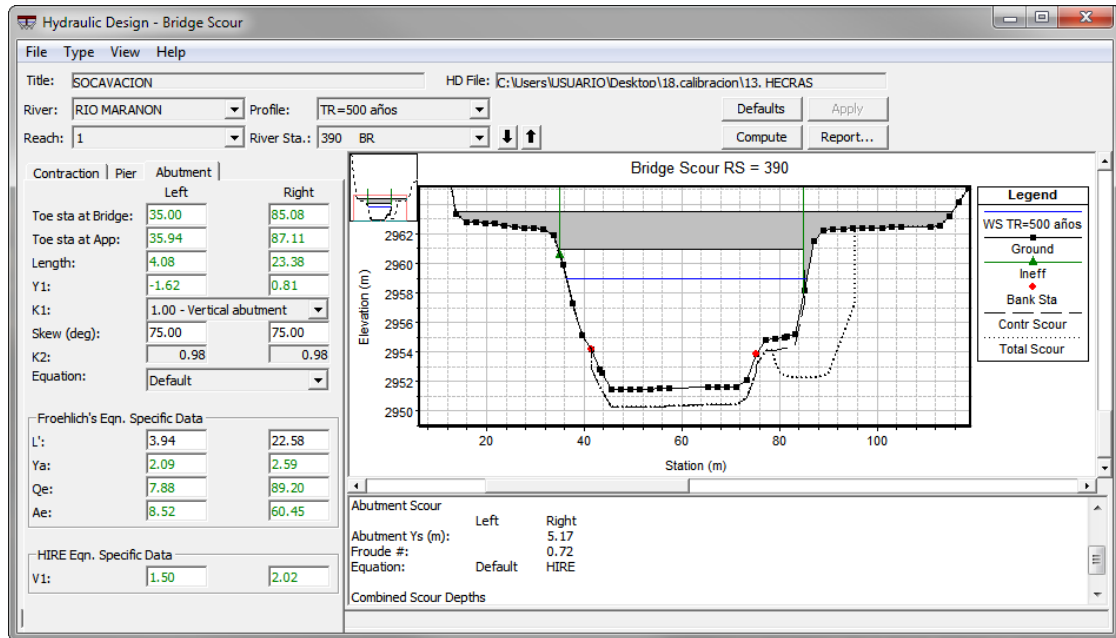


Figura 152: Profundidad de socavación local en los estribos HEC-RAS

Fuente: HEC-RAS

Respecto al trabajo de perforación diamantina, en el estribo izquierdo se perforó 10.55 metros de profundidad, donde los primeros (-)0.4 m se encontró grava con arena limosa de donde su clasificación de suelo es GP, pasando los (-)0.4 m hasta los (-)10.55 m se encontró roca metamórfica. En la Figura 153 se muestra el lugar donde se realizó la perforación en el estribo izquierdo. Los registros de perforación se presentan en el capítulo VIII, anexo 10.



Figura 153: Vista panorámica de la perforación en el estribo Izquierdo

Fuente: Elaboración propia

En el estribo derecho, se perforó 20.10 m de profundidad, en los primeros (-)9.6 m se encontró grava gruesa mal graduada englobando una matriz de limo arcillosa, donde su clasificación de suelos es GW, de los (-)9.6 hasta (-)10.2 m se encontró roca metamórfica muy alterada con presencia de suelos finos limo arcilloso, pasando los (-)10.2 m hasta los (-)15.5 m se encontró roca metamórfica de origen sedimentario y de los (-)15.5 m hasta los (-)20.10 m grava gruesa donde su clasificación de suelo es GP. En la Figura 154 se muestra el lugar donde se realizó la perforación en el estribo derecho.



Figura 154: Vista panorámica de la perforación en el estribo Derecho

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 155, se muestra la ubicación en planta de las dos perforaciones diamantinas para el estribo derecho e izquierdo.

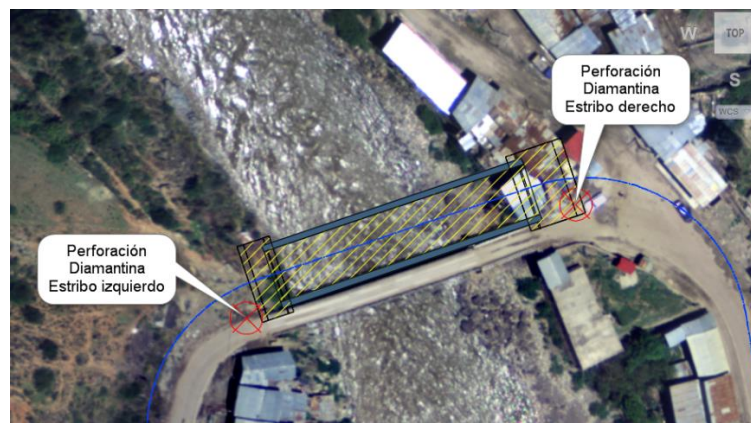


Figura 155: Ubicación en planta de los puntos de perforación

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a los resultados obtenidos por los diferentes tipos socavación, se optará por los resultados calculados por HEC-RAS porque este utiliza los parámetros hidráulicos del puente con mayor precisión.

Finalmente, la socavación del puente es la combinación de la socavación por contracción y la socavación local en los estribos, en el estribo izquierdo la socavación es nula, mientras que en el estribo derecho la profundidad de socavación combinada es 5.91 m, con ello podemos aseverar que el mayor impacto en una creciente se verá reflejada en la margen derecha del puente proyectado, y esto se debe a que el cauce del río en la ubicación del puente proyectado posee una curva con concavidad hacia la margen de derecha y curva convexa hacia la margen izquierda, depositando sedimentos, material de arrastre y generando mayor erosión en la margen derecha.

La zapata del estribo izquierdo se cimentará sobre roca a una profundidad de (-)6.5 m con respecto al nivel de la rasante del eje de la vía proyectado. En la margen derecha el estribo se cimentará sobre roca a una profundidad de (-) 13 m por debajo del nivel de la rasante proyectada y a (-)1.6 m por debajo del nivel de socavación total estimada en el estribo derecho.

En la Figura 156, se muestra los niveles máximos de profundidad de socavación en el cauce y en el estribo derecho.

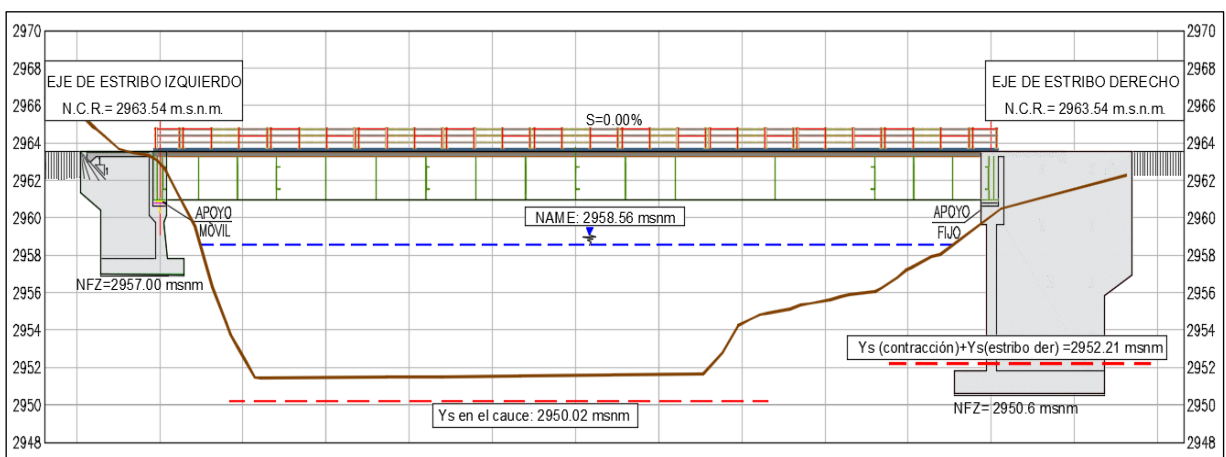


Figura 156: Nivel de socavación total

Fuente: Elaboración propia

4.5 PREDIMENSIONAMIENTO DEL PUENTE PROYECTADO TINGO CHICO

4.5.1 Parámetros hidráulicos en la sección del puente proyectado Tingo Chico

En la tabla 74, se muestra los resultados de los parámetros hidráulico obtenidos en la sección del puente proyectado del modelamiento 2D en IBER para los TR de 200 y 500 años. Donde se observa que para un TR de 500 años el tirante máximo aumenta en 43 cm con respecto al tirante máximo para un TR de 200 años, el caudal pico del hidrograma de descarga aumenta en 125.61 m³/s, la velocidad se incrementa en 0.2 m/s y el número de Froude incrementa su valor en 0.03 en un régimen de flujo Subcrítico.

Tabla 74: Parámetros hidráulicos en la sección del puente proyectado

Tiempo de Retorno años	Caudal pico (Hidrograma de descarga) (m ³ /s)	Elevación (msnm)	Tirante máximo (m)	Velocidad (m/s)	Froude	Régimen
200	1005.39	2958.56	7.02	4.46	0.54	Subcrítico
500	1131.00	2958.99	7.45	4.66	0.57	Subcrítico

Fuente: Elaboración propia

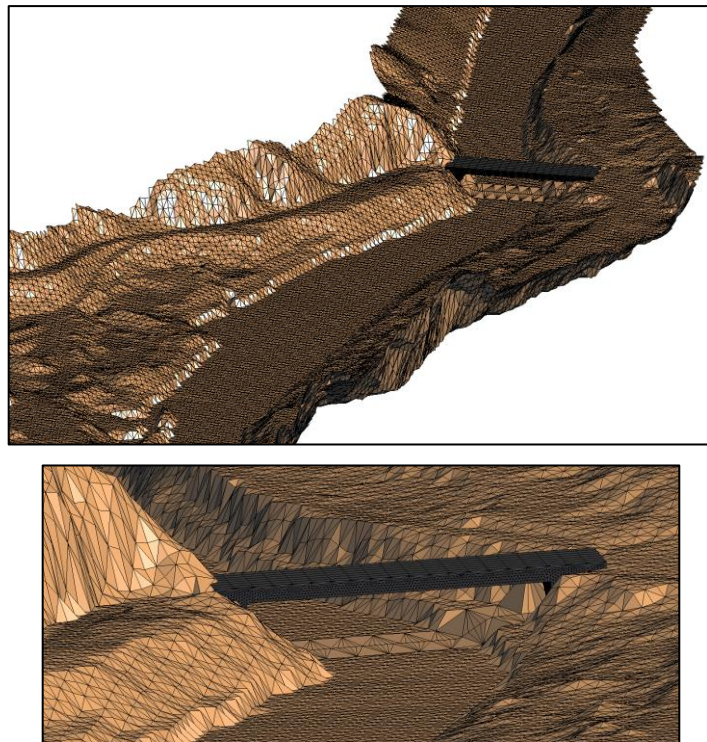


Figura 157: Puente insertado en el cauce bajo los parámetros del predimensionamiento en IBER

Fuente: IBER

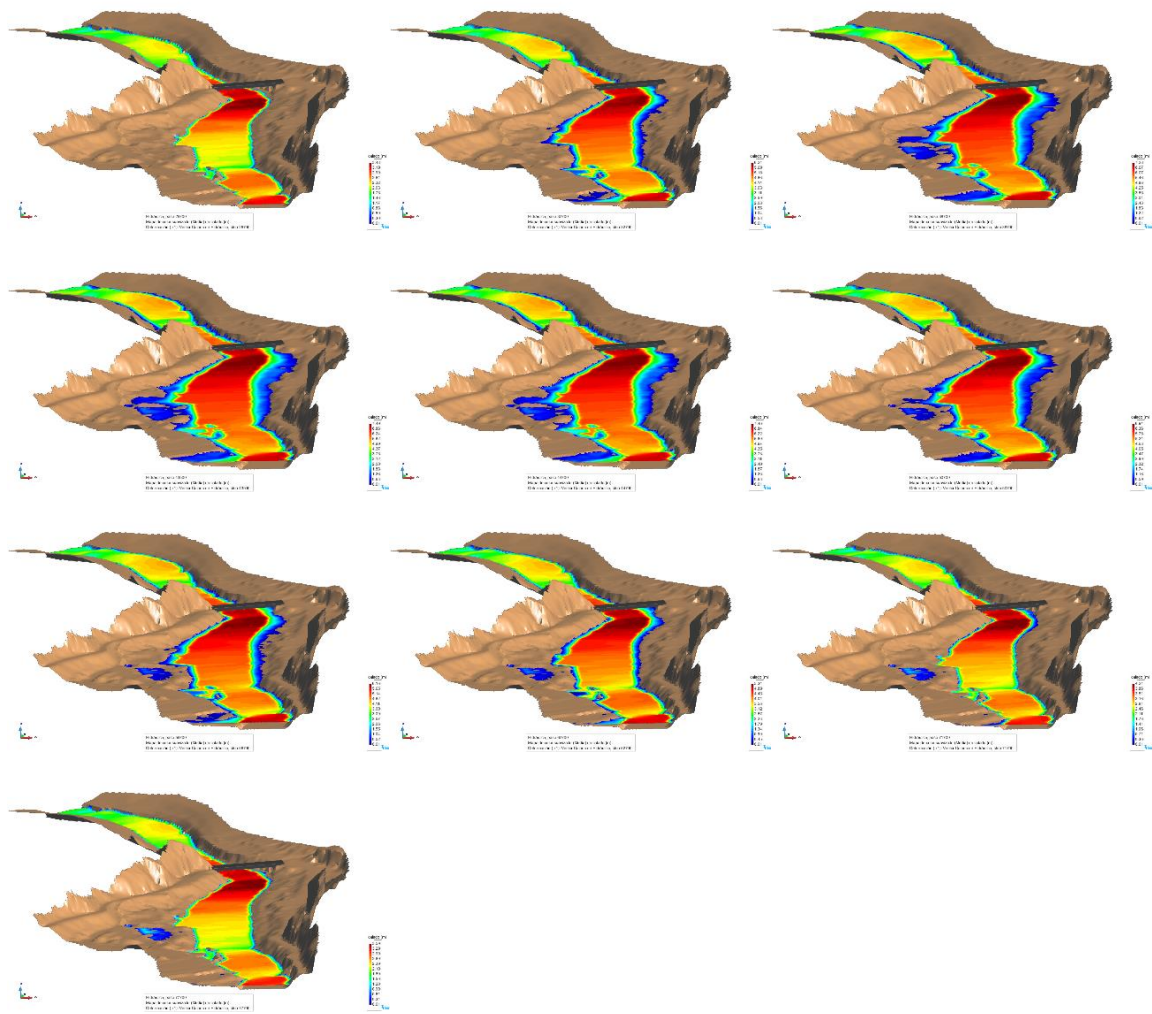


Figura 158: Pasos de Tiempo de la modelación bidimensional en IBER para un TR de 200 años

Fuente: IBER

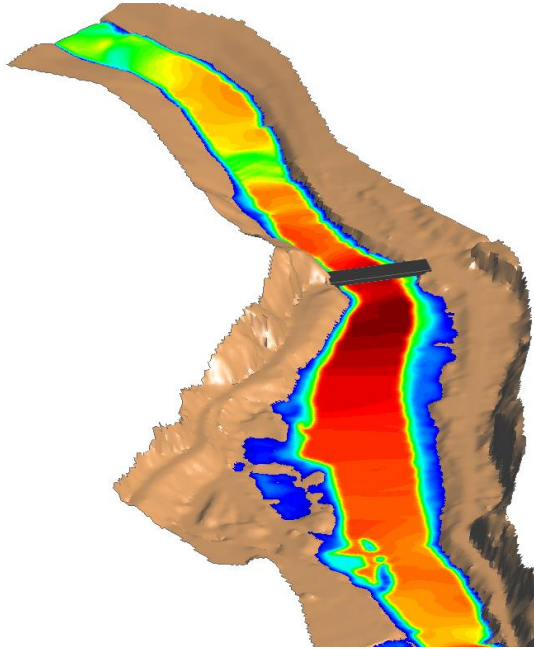


Figura 159: Máxima inundación para un TR de 200 años

Fuente: IBER

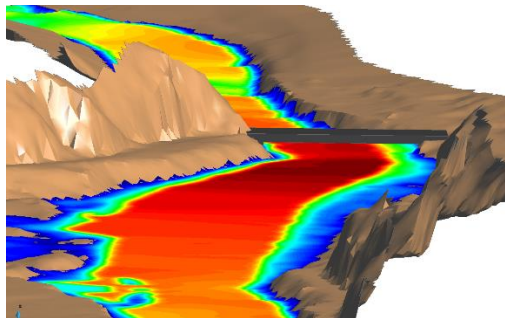


Figura 160: Máxima inundación aguas arriba del puente proyectado - TR 200 años

Fuente: IBER

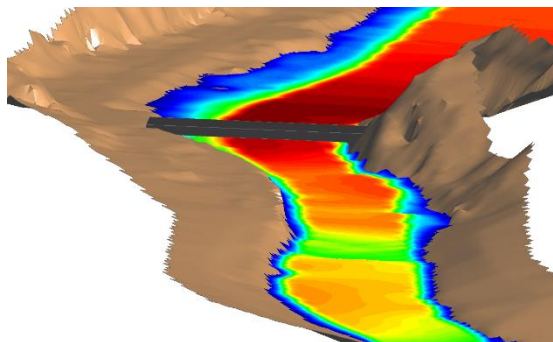


Figura 161: Máxima inundación aguas abajo del puente proyectado - TR 200 años

Fuente: IBER

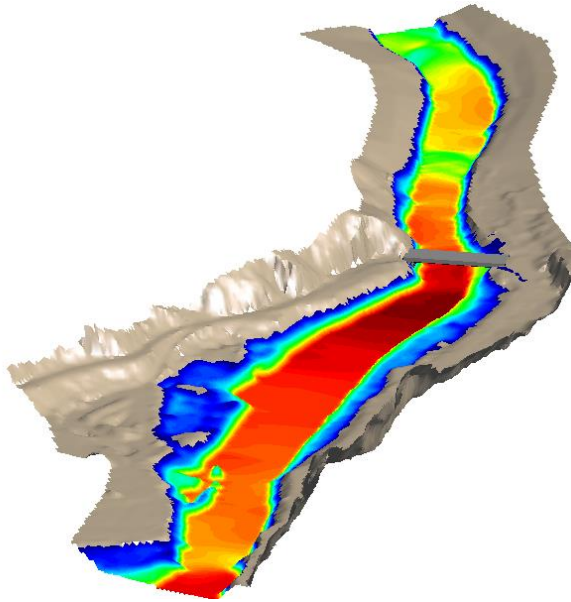


Figura 162: Máxima inundación para un TR de 500 años

Fuente: IBER

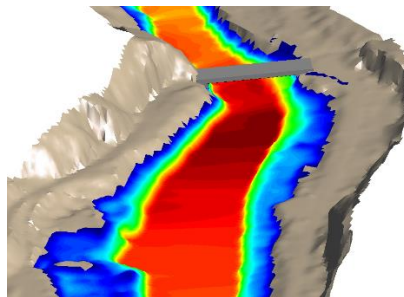


Figura 163: Máxima inundación aguas arriba del puente proyectado - TR 500 años

Fuente: IBER

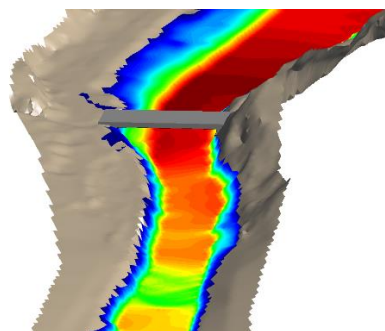


Figura 164: Máxima inundación aguas abajo del puente proyectado - TR 500 años

Fuente: IBER

4.5.2 Parámetros geométricos para el predimensionamiento del puente proyectado Tingo Chico

En la tabla 75, se muestran los parámetros para el predimensionamiento del puente proyectado para construcción, los resultados fueron tomados del modelamiento bidimensional de IBER.

Tabla 75: Parámetros del predimensionamiento del puente proyectado Tingo Chico

Parámetros	Valores	Unidades
Caudal de diseño (TR= 200 años)	1003.33	m ³ /s
Caudal de diseño (TR= 500 años)	1129.01	m ³ /s
Luz del puente	50	m
Tirante máximo	7.02	m
Cota superior del puente	2963.54	m.s.n.m
Cota de inferior de la viga del puente	2960.96	m.s.n.m
Cota del nivel máximo extraordinario	2958.56	m.s.n.m
Borde libre (Gálibo)	2.4	m
Profundidad total de socavacion en el cauce	1.22	m
Profundidad total de socavacion local en los estribos	5.91	m
Cota de la cimentación del estribo derecho	2950.6	m.s.n.m
Cota de la cimentación del estribo izquierdo	2957	m.s.n.m

Fuente: Elaboración propia

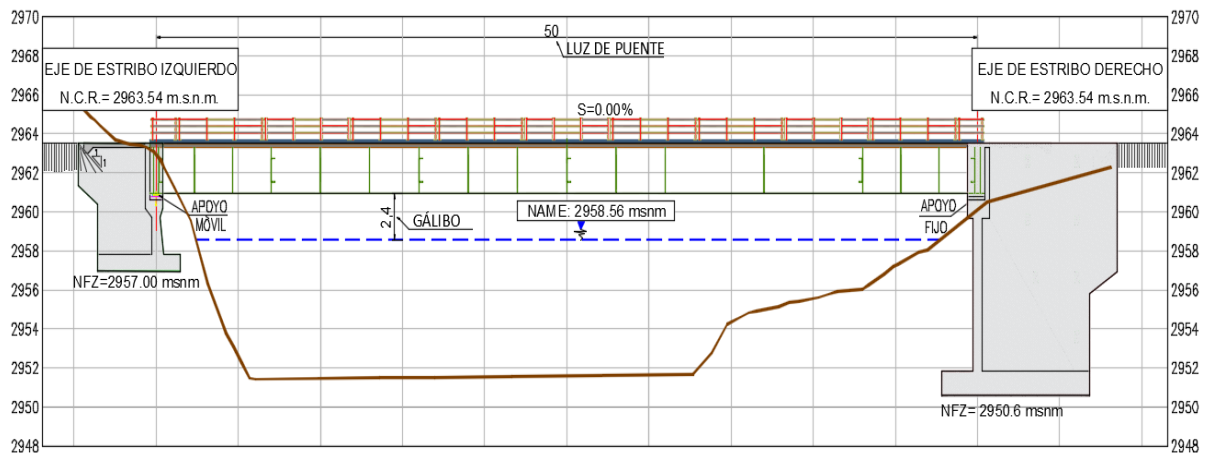


Figura 165: Sección predimensionada del puente proyectado Tingo Chico

Fuente: Elaboración propia

V. CONCLUSIONES

1. A partir de la ubicación del puente, el cual fue situado en una zona morfológicamente estable, se obtuvo que la cuenca hidrográfica definida para la ubicación del puente proyectado Tingo Chico tiene un área de 4407.7 km² y la ruta más larga del flujo de la cuenca de estudio que nace en la cuenca Huara hasta el puente en mención tiene una longitud de 139449 km con una pendiente de cauce de 0.0187 m/m, el índice de compacidad (Kc) es de 2.29 y el factor de forma (F) tiene un valor de 0.23, estos 2 últimos parámetros indican que la forma de la cuenca es alargada. Las cuencas de forma alargadas, reducen las probabilidades, de que sean cubiertas en su totalidad por una tormenta, lo que afecta el tipo de respuesta que se presenta en un río (Villón Bejar, 2003).
2. Se determinó mediante la prueba de bondad y ajuste que la frecuencia empírica de las series de Precipitación máxima en 24 horas para las estaciones Huallanca, Dos de Mayo, Jacas chico y Laguna Surasaca se ajustan a las funciones de distribución teórica Gumbel, Pearson III, Normal y Pearson III, respectivamente. Para la estación Hidrométrica Tingo Chico los registros de caudales máximos diarios anuales se ajustan a una función teórica Log Normal.
3. Teniendo en consideración que el puente proyectado se ubica en el centro poblado Tingo Chico y las viviendas se localizan en las márgenes del río Marañón a pocos metros del puente en mención, con la finalidad de disminuir daños y proporcionar una mejor protección, se determinó un tiempo retorno (TR) de diseño de 200 años considerando un riesgo (R) de 22% para una vida útil (n) del puente de 50 años.
4. Se realizó el modelamiento hidrológico en HEC-HMS para un TR de 200 años, el hidrograma de salida se validó respecto a el caudal ajustado a la función de probabilidad log normal de la estación hidrométrica mediante la optimización de los parámetros CN y IA, como resultado se obtiene un error porcentual del 0.02% entre el caudal simulado de Pp máx. 24 hr y el caudal de diseño de la estación hidrométrica.

5. Se determinó los hidrogramas de diseño con caudales pico de 732.198 m³/s para un TR de 26 años, 1003.33 m³/s para un TR de 200 años y 1129.01 m³/s para un TR de 500 años, mediante el método del hidrograma unitario adimensional propuesto por el Soil Conservation Service (S.C.S) para un tiempo pico de 12 hr.
6. Se realizó la calibración del coeficiente de rugosidad del cauce por medio de la medición de la huella máxima y modelación hidráulica en HEC-RAS 1D e IBER.
7. Una de las limitaciones de HEC-RAS 2D es que el programa no puede usar las capacidades de modelado de puentes dentro de un área de flujo 2D, sin embargo, los resultados de los modelos presentan gran similitud debido a que la luz del puente proyectado respeta el ancho del cauce.
8. Las áreas de inundación en el instante de la crecida para un TR de 200 años muestran resultados similares para ambos modelos, donde IBER es 5.3% mayor que HEC-RAS 2D.
9. De los resultados de los hidrogramas de descarga generados para un TR de 200 años, se observan diferencias mínimas para ambos modelos a lo largo del tramo de estudio, en el eje del puente proyectado en la progresiva 0+520 la diferencia de caudales es de 2.22 m³/s y la máxima diferencia de caudales se registra en la progresiva 0+700 donde alcanza un valor de 5.08 m³/s. Esto quiere decir que las mallas generadas por los modelos presentan también diferencias mínimas, la influencia de las condiciones de contorno de los modelos no influye considerablemente y que la influencia del puente proyectado es mínima.
10. Aguas arriba del puente proyectado en el instante de la crecida para un TR de 200 años, el nivel del agua se eleva formando un remanso, en la progresiva 0+460 se genera el remanso máximo, lugar donde HEC-RAS 2D e IBER reportan sus mayores tirantes de 7.11 y 7.39 metros. En la zona de formación del remanso, el flujo presenta un régimen subcrítico muy tranquilo que se refleja en la disminución de la velocidad, donde los esfuerzos cortantes alcanzan su mínimo valor de 94.22 y 64.76N/m² para

HECRAS 2D e IBER, en consecuencia, habrá menor desprendimiento de partículas en el fondo y paredes del cauce.

11. En la sección del puente proyectado en el instante de la crecida para un TR de 200 años, para el instante de tiempo donde ocurre el caudal pico, IBER y HEC-RAS 2D reportan velocidades de 4.86 y 4.46 m/s en la sección del puente, con unos tirantes que alcanzan una profundidad de 6.72 y 7.02 metros, en un flujo con un régimen subcrítico con valores del número de Froude de 0.6 y 0.54.
12. Agua abajo del puente proyectado para el instante de la crecida para un TR de 200 años, el cauce es estrecho y no hay una considerable pérdida de energía, es por ello que el número de Froude sigue incrementándose. HEC-RAS 2D e IBER reportan las mayores velocidades del flujo en un régimen Supercrítico con valores de 8.04 y 7.94 m/s en la progresiva 0+700, lugar donde el flujo alcanza su mayor fuerza erosiva y los esfuerzos cortantes alcanza su máximo valor de 444.49 y 485.64 N/m². Entre las progresivas 0+700 y 0+720 produce el fenómeno de resalto hidráulico para el caso de los resultados de IBER, y esto se debe a que el flujo pasa de un régimen supercrítico a un régimen subcrítico, en el caso HEC-RAS 2D también se produce este fenómeno de resalto hidráulico entre las progresivas 0+760 y 0+780, sin embargo, IBER muestra una mayor pérdida de energía que se ve reflejado en el perfil del hidráulico al mostrar un paso más brusco de régimen supercrítico a régimen subcrítico.
13. Como resultado del modelamiento 2D en el instante de la crecida para un TR de 200 y 500 años, se identificaron 4 zonas críticas, donde se determinaron 2 tramos vulnerables. El primero en la margen derecha, entre las prog. 0+160 y 0+560 donde los mayores afectados serían las viviendas cercanas al puente. El segundo tramo en la margen izquierda, entre las prog. 0+460 y 0+510.
14. Los resultados de los parámetros hidráulicos en la sección del puente proyectado para los TR de 200 y 500 años, muestran un incremento de los niveles de la superficie del agua en 43 cm, el caudal pico del hidrograma de descarga aumenta en 125.61 m³/s,

la velocidad se incrementa en 0.2 m/s y el número de Froude incrementa su valor en 0.03 en un régimen de flujo de régimen subcrítico.

15. La estimación de la profundidad de socavación del cauce y de los estribos, se realizó por medio de fórmulas empíricas recomendadas por el Manual de Hidrología y Drenaje (MTC). A comparación de IBER, HEC-RAS no tiene la capacidad de modelar transporte de sedimentos en un modelo 2D. Sin embargo, para esta tesis no se aplicará el modelo de transporte de sedimentos.
16. La profundidad de socavación del cauce es de 1.22 m, en el estribo izquierdo la socavación es nula debido a que no hay flujo obstruido, mientras que en el estribo derecho la profundidad de socavación local es de 5.91 m. En la zona del puente proyectado el cauce presenta una forma curva cóncava hacia la margen derecha, lugar donde se deposita sedimentos y material de arrastre.
17. De los resultados de la socavación local y los registros de perforación diamantina, La zapata del estribo izquierdo se cimentará sobre roca Metamórfica a una profundidad de (-)6.5 m con respecto al nivel de la rasante vía proyectado. En la margen derecha el estribo se cimentará sobre roca Metamórfica de origen sedimentario a una profundidad de (-) 13 m por debajo del nivel de la rasante y a (-)1.6 m por debajo del nivel de socavación localizada.
18. Como resultado del modelamiento bidimensional en IBER, se concluye las dimensiones para el predimensionamiento del puente proyectado Tingo Chico, el cual tendrá una luz libre de 50 m, el nivel inferior de la viga de la superestructura se ubicará a una elevación de 2960.96 m.s.n.m. garantizando un borde libre (Gálibo) de 2.4 metros para TR de 200 años y finalmente el estribo derecho e izquierdo se cimentarán a una elevación de 2950.6 y 2957 msnm.

VI. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda que la ubicación del puente debe ser la más óptima, en base a las recomendaciones de los estudios hidráulicos, geotécnicos y el diseño vial.
2. Como resultado de los modelamientos 2D para TR de 200 y 500 años, se identificó zonas críticas de inundación en la margen derecha del río Marañón entre las progresivas 0+160 y 0+560. Donde la zona más afectada por el impacto de una avenida máxima considerable se ubicaría en los alrededores del puente proyectado entre las progresivas 0+480 y 0+560, lugar donde se recomienda proyectar muros y/o defensas ribereñas con alturas promedios de 7 a 8 metros, de tal forma que no se ponga en riesgo la vida de los pobladores que tiene sus casas ubicadas en la margen del río.
3. En la margen izquierda del río Marañón en la ubicación del puente proyectado entre las progresivas 0+460 y 0+510, se recomienda proteger el talud del cauce aguas arriba para evitar la inestabilidad del talud por efectos de la erosión de las aguas río, ya que en esta zona se ubican viviendas de material noble construidas en las cercanías del talud del cauce.
4. En lo posible el puente debe respetar el ancho del río, ya que restarle ancho incrementa la sobre elevación de los niveles del flujo agua arriba y aumenta la fuerza de erosión del flujo en el puente ocasionado mayor costos en el aumento de la profundidad de cimentación o en medidas de protección frente a la erosión.
5. Para realizar modelamientos bidimensionales se recomienda tener información de topografía detallada de la zona aguas arriba y aguas abajo del puente e información necesaria para llevarlo a cabo, Además, de contar con un equipo de cómputo de la capacidad necesaria para realizar estas labores.

VII. BIBLIOGRAFÍA

Transporte de Sedimentos y Morfodinámica de Ríos Aluviales. Argentina: Departamento de Hidráulica-EIC-FCEIA, Universidad Nacional de Rosario.

Aparicio Mijares, F. J. (2003). Fundamentos de Hidrología de Superficie. México: Limusa.
Basile, P. (2018)

Brunner, G. W. (February de 2016). HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Estados Unidos: Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center (HEC).
Obtenido de <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/documentation/HEC-RAS%205.0%20Reference%20Manual.pdf>

Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M.E., Dolz, J., Coll, A. (2014). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, 30(1), 1-10.

Campos Cedeño, A. (2016). Hidráulica e Hidrología para Ingeniería. Moscú: Universidad de la Amistad de los Pueblos de Rusia.

Chow, V. T. (1994). Hidráulica de canales abiertos. McGRAW-HILL INTERAMERICANA S.A.

Chow, V. T. (1994). Hidrología Aplicada (Primera ed.). Santafé de Bogotá, Colombia: McGRAW-HILL.

Fattorelli, S. (2011). Diseño Hidrológico (Digital ed.). Mendoza, Argentina: Publicada en la biblioteca virtual de la WASA-GN

Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente. (2014). Manual de referencia hidráulico. Gobierno de España: IBER.

Gutiérrez Caiza, C. (2014). Hidrología básica y aplicada. Ecuador: Universidad Politécnica Salesiana.

Juaréz Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (1974). Mecánica de suelos Tomo III, Flujo de Agua en Suelos. Mexico: Limusa.

Martín Vide, J. P. (2003). Ingeniería de ríos. Barcelona, España: Edicions UPC, S. L.

Monsalve Sáenz, G. (1999). Hidrología en la Ingeniería. Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.

MTC. (2014). Manual de carreteras - hidrología, hidráulica y drenaje. Lima, Perú.

Nanía, L. S. (2007). Manual Básico de HEC-HMS 3.0 y HEC-GEO-HMS 1.1. Universidad de Granada, Dpto. de Mec. de Estructuras e Ingeniería Hidráulica, Área de Ingeniería Hidráulica.

Ochoa Rubio, T. (2017). Hidrología, hidráulica y socavación en puentes. Bogotá: Ecoe Ediciones.

Ramos Taipe, C. L. (2012). Método de análisis en Recursos Hídricos aplicaciones del HEC HMS Y HEC RAS. Perú: Univerdad Nacional Agraria la Molina.

Rodríguez Díaz, H. A. (2013). Hidráulica fluvial fundamentos y aplicaciones socavación. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.

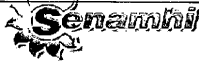
Villón Bejar, M. (2003). Hidrología. Costa Rica: Instituto Tecnológico de Costa Rica.

VIII. ANEXOS

Anexos 1: Estaciones Pluviométricas

Estación Huallanca

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DEL PERÚ
Oficina General de Estadística e Informática



OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA



ESTACION : HUALLANCA / 000460 / DRE-10

LAT. : 9 ° 53' "S"

DPTO. : ANCASH

PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LONG. : 76 ° 57' "W"

PROV. : BOLOGNESI

ALT. : 3796 msnm

DIST. : HUALLANCA

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1964	21.0	19.0	24.0	11.0	42.0	1.0	13.0	13.0	15.0	22.0	23.0	15.0
1965	13.0	18.0	15.0	17.0	17.0	5.0	11.0	7.0	13.0	10.0	13.0	17.0
1966	17.0	35.0	28.0	17.7	16.5	9.4	6.0	6.5	16.5	17.0	11.0	24.0
1967	20.0	20.5	21.0	20.0	13.5	4.0	8.5	15.0	17.5	24.0	13.5	12.5
1968	19.0	21.0	25.0	29.0	13.0	7.5	10.0	14.0	15.0	22.0	14.5	20.0
1969	16.0	35.8	16.8	26.8	5.4	15.0	4.4	8.4	15.0	20.0	32.2	23.8
1970	21.8	14.2	23.0	18.2	14.0	13.8	12.2	11.4	16.0	25.4	15.0	15.3
1971	20.2	48.2	27.0	21.0	15.5	7.0	5.5	28.4	5.0	S/D	14.2	31.0
1972	21.2	20.4	21.2	18.0	12.6	5.0	4.0	14.5	11.5	16.0	28.0	18.5
1973	15.5	25.0	15.0	22.9	17.0	7.5	14.3	7.0	15.5	19.0	19.3	15.5
1974	13.0	S/D	19.0	34.0	9.7	8.3	32.0	12.8	9.0	25.0	18.0	17.0
1975	31.5	18.5	20.5	14.3	11.0	10.0	6.0	12.0	9.0	14.0	25.0	20.0
1976	26.5	15.1	21.0	25.0	12.8	9.1	3.0	9.0	6.2	23.4	23.4	13.0

S/D= Sin Dato
T = Traza

Ing. Oswaldo Rique Asmat
Director de la Oficina de Servicio al Cliente
SENAMHI

INFORMACION PREPARADA PARA : CONSORCIO VIAL HUALLANCA
LIMA, 5 DE NOVIEMBRE DEL 2014

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN
TOTAL O PARCIAL

N° PRES/SOLIC: 20141000079/20141100008

8049

Estación Dos de Mayo

Estación : Dos de mayo

Longitud : 76° 46' 2" W

Dpto. Huánuco

Parámetro : Precipitaciones máximas en 24 horas (mm)

Latitud : 9° 43' 1" S

Prov. Dos de Mayo

Altitud : 3650 msnm

Dist. Pachas

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
2001	32.0	29.0	21.2	30.0	12.6	0.0	8.0	7.8	18.3	29.2	17.5	23.8	32.0
2002	9.1	31.2	24.6	16.1	12.3	0.0	13.6	0.8	10.3	24.9	15.3	21.3	31.2
2003	22.8	24.1	16.3	5.9	12.6	S/D	12.0	10.9	5.8	9.3	12.2	17.1	24.1
2004	10.2	20.5	26.7	7.6	17.1	2.4	6.4	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	26.7
2006	S/D	30.5	13.8	26.4	5.9	13.0	3.7	8.0	14.5	17.6	20.5	14.1	30.5
2007	18.8	12.1	19.1	21.1	8.5	1.2	3.9	3.5	9.0	9.7	16.8	19.2	21.1
2008	17.8	18.5	12.8	14.5	7.8	7.3	0.6	1.1	7.0	14.6	13.2	17.9	18.5
2009	21.7	21.8	18.6	12.3	9.3	3.9	3.7	7.4	24.5	14.7	15.8	26.1	26.1
2010	16.0	21.9	22.1	20.2	9.2	4.0	4.4	3.3	8.0	18.5	S/D	17.2	22.1
2011	20.9	23.1	20.4	16.1	16.2	1.5	4.1	0.8	9.1	21.1	14.9	21.1	23.1
2012	15.6	29.1	19.9	24.9	6.0	8.1	0.8	17.1	7.2	10.7	20.2	26.0	29.1
2013	13.7	20.1	26.3	12.5	18.6	4.6	11.1	31.1	8.8	20.6	19.2	27.0	31.1
2014	18.6	34.5	27.0	17.9	12.6	2.1	3.7	2.2	14.6	12.4	20.3	19.6	34.5
2015	25.0	14.5	20.0	12.3	20.3	2.3	3.5	2.2	4.1	9.2	26.8	16.3	26.8
2016	S/D	S/D	10.7	27.1	8.4	1.6	0.4	17.7	8.4	19.2	14.2	16.0	27.1
2017	15.7	19.9	15.5	10.7	13.2	6.2	3.1	7.8	6.2	16.0	23.2	17.9	23.2
2018	26.3	13.9	17.6	20.7	16.8	1.9	2.1	4.6	14.8	10.9	11.4	14.0	26.3
PROMEDIO	18.95	22.79	19.56	17.43	12.20	3.76	5.01	7.89	10.66	16.16	17.43	19.66	26.68
DESV. EST.	6.10	6.59	4.85	7.00	4.42	3.45	3.96	8.13	5.36	5.89	4.27	4.20	4.34
MÁXIMO	32.00	34.50	27.00	30.00	20.30	13.00	13.60	31.10	24.50	29.20	26.80	27.00	34.50
MÍNIMO	9.10	12.10	10.70	5.90	5.90	0.00	0.40	0.80	4.10	9.20	11.40	14.00	18.50
N° Datos	15.00	16.00	17.00	17.00	17.00	16.00	17.00	16.00	16.00	16.00	15.00	16.00	17.00

S/D: Sin Dato

FUENTE: SENAMHI.

Estación Laguna Surasaca

Estación : Laguna Surasaca

Longitud : 76° 47' 1"W

Dpto. Lima

Parámetro : Precipitaciones máximas en 24 horas (mm)

Latitud : 10° 31' 2"S

Prov. Oyon

Altitud : 4400 msnm

Dist. Oyon

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1996	11.3	12.3	9.8	7.8	0.0	0.0	0.0	2.5	3.6	6.5	7.3	9.7	12.3
1997	9.2	10.7	9.3	8.1	8.1	2.7	4.2	4.4	9.8	11.1	20.4	12.3	20.4
1998	15.2	14.6	12.6	10.7	5.6	5.3	0.0	4.0	3.6	15.9	8.0	9.7	15.9
1999	19.0	20.5	15.1	8.6	11.5	4.1	2.9	1.9	5.4	5.4	13.9	13.5	20.5
2000	15.7	16.8	13.7	12.7	9.2	5.7	5.4	7.2	6.0	10.8	22.0	14.6	22.0
2001	23.4	16.3	15.7	18.1	12.0	9.4	4.6	0.0	10.1	11.8	16.6	17.8	23.4
2002	13.4	12.9	15.7	9.9	11.0	9.0	2.1	0.8	8.0	17.6	12.5	17.2	17.6
2003	18.6	16.4	17.1	9.7	5.8	0.0	2.8	6.8	7.4	5.8	9.1	18.2	18.6
2004	9.3	22.0	9.1	10.7	4.7	8.0	0.0	3.7	16.0	15.2	13.1	11.8	22.0
2005	9.5	14.1	10.7	10.6	5.2	0.0	0.0	6.6	5.0	10.6	12.5	11.2	14.1
2006	9.2	14.0	13.9	16.0	2.5	3.1	0.0	6.9	7.0	8.9	12.9	13.4	16.0
2007	12.6	8.3	15.8	11.0	12.5	4.5	0.0	0.0	3.1	16.7	15.8	24.8	24.8
2008	14.5	12.1	10.6	4.2	1.9	3.4	6.1	3.3	10.0	14.2	6.0	13.2	14.5
2009	14.5	14.9	21.0	12.9	15.4	0.0	8.6	7.3	6.8	12.4	12.4	20.8	21.0
2010	13.3	18.2	24.3	18.4	2.7	0.0	0.0	0.0	10.8	11.4	13.4	17.1	24.3
2011	18.0	16.7	18.1	5.4	8.2	0.0	7.5	7.5	6.9	8.5	8.4	15.9	18.1
2012	15.0	20.0	27.0	11.1	9.5	0.0	5.7	0.0	13.6	10.1	11.5	17.4	27.0
2013	20.8	18.1	15.4	8.0	8.5	4.9	0.0	7.0	8.5	15.1	16.4	19.0	20.8
2014	23.0	19.0	32.0	10.7	7.2	0.0	3.5	6.2	8.4	11.7	15.1	12.2	32.0
2015	14.0	14.2	15.2	15.7	14.2	3.1	0.0	4.2	5.0	13.4	14.1	16.8	16.8
2016	6.8	14.4	22.0	13.3	5.1	6.0	6.0	1.2	11.4	15.2	1.8	15.9	22.0
2017	17.9	19.0	15.9	17.3	9.7	0.0	0.0	4.1	7.0	11.7	9.0	13.3	19.0
2018	15.8	19.2	16.6	17.2	9.7	8.1	3.7	5.9	5.1	9.9	13.7	26.0	26.0
PROMEDIO	14.78	15.86	16.37	11.66	7.83	3.36	2.74	3.98	7.76	11.73	12.43	15.73	20.40
DESV. EST.	4.46	3.39	5.73	3.97	4.03	3.27	2.84	2.72	3.24	3.38	4.55	4.26	4.63
MÁXIMO	23.40	22.00	32.00	18.40	15.40	9.40	8.60	7.50	16.00	17.60	22.00	26.00	32.00
MÍNIMO	6.80	8.30	9.10	4.20	0.00	0.00	0.00	0.00	3.10	5.40	1.80	9.70	12.30
N° Datos	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00

S/D: Sin Dato

FUENTE: SENAMHI.

Estación Jacas Chico

Estación : Jacas Chico

Longitud : 76°30'3.3W

Dpto. Huánuco

Parámetro : Precipitaciones máximas en 24 horas (mm)

Latitud : 09°53'5.CS

Prov. Yarowilca

Altitud : 3673 msnm

Dist. Jacas Chico

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1980	16.2	22.4	15.5	5.2	0	0	2.6	1.3	4.2	22.4	18.2	12.4	22.4
1981	11.1	30	16.1	13.6	0	0	0	7.3	2.4	8.5	12.6	17.7	30.0
1982	12	19.7	14	11.2	6	2.5	0	0	6.3	14.8	15.6	11.4	19.7
1983	25.5	14	8.2	2.2	4.1	1.4	0	0	4.3	11.6	19	13.4	25.5
1984	10.2	22.6	12.3	2.1	0	7.1	3.3	1.2	8.4	7.5	8.3	14.3	22.6
1985	13.3	16.5	18.4	3.9	0	0	0	7.5	19.2	13.6	15.2	15.3	19.2
1986	14	17.1	21.2	21.5	13.3	0	7.2	11.9	10.8	18.8	12.4	17.3	21.5
1987	22.1	18	20	7	6.8	10	9	1.6	10	11	23	15	23.0
1988	18.3	13.3	25	14	12.8	0	3.4	0	1.5	9	8.3	9.6	25.0
1989	14.1	12.1	14.6	11	7.3	5.3	0	5.6	12.2	21.3	9.9	6.8	21.3
1990	14	6.7	18.3	10.9	14	11.6	3.2	5.5	9.8	22.4	12.7	16.4	22.4
1991	18	15.1	26.1	12	0	0	0	0	17.1	23.6	14.8	9.8	26.1
1992	20.6	19.8	21.6	16.9	S/D	8.3	4.5	22.4	8.9	17.9	14.9	13.2	22.4
1993	21.6	24.4	22.3	25.3	12.8	10	0	16.8	9.9	28	23.8	26.9	28.0
1994	26	22.3	12.1	7.2	4.1	3.2	1.3	0	3.4	17.2	19.7	23.3	26.0
1995	25.1	23.8	22.9	17.3	23.2	7.6	0.0	0.0	14.4	S/D	S/D	S/D	25.1
1996	S/D	S/D	S/D	33.0	18.5	6.9	6.3	8.5	15.0	18.3	24.0	11.2	33.0
1997	23.3	17.1	28.8	10.0	S/D	5.7	2.5	11.2	12.5	11.4	16.6	24.5	28.8
1998	23.9	41.5	26.0	12.5	11.0	7.2	2.0	3.9	8.8	17.4	23.4	21.5	41.5
1999	22.0	22.4	24.0	43.2	8.9	13.3	3.0	8.3	12.1	18.8	26.0	14.3	43.2
2000	16.4	24.0	34.5	14.6	11.0	7.2	12.4	36.4	8.0	14.3	19.2	22.0	36.4
2001	22.0	30.1	14.4	26.0	15.0	5.6	8.7	7.6	12.0	14.0	22.4	26.5	30.1
2002	14.5	24.2	22.2	15.0	11.0	2.0	15.2	5.2	16.6	18.8	19.8	21.0	24.2
2003	21.0	19.0	21.2	27.5	11.9	13.4	1.8	15.5	15.8	8.2	22.0	24.0	27.5
2004	16.7	29.8	23.4	15.0	10.8	12.0	8.0	18.4	21.0	22.0	14.4	24.7	29.8
2005	19.4	40.0	32.0	14.0	3.2	0.0	3.8	7.2	6.2	20.0	15.0	29.6	40.0
2006	38.0	25.0	26.2	19.8	15.0	7.0	0.0	4.7	17.2	22.0	22.0	42.7	42.7
2007	23.8	5.7	30.2	16.8	14.6	1.6	5.1	3.9	9.0	32.1	17.3	29.2	32.1
2008	19.8	33.9	22.0	28.2	8.7	8.6	4.2	7.1	22.9	12.6	19.4	39.0	39.0
2009	25.5	31.0	26.6	22.6	11.7	8.7	12.3	9.8	12.2	17.9	25.2	47.3	47.3
2010	13.7	31.6	33.9	13.8	15.5	1.4	9.2	1.2	14.5	36.9	25.4	25.4	36.9
2011	21.2	28.7	24.0	19.8	12.0	6.6	23.5	2.6	11.5	18.9	17.1	30.1	30.1
2012	31.2	38.6	33.8	27.2	8.3	6.7	3.9	10.8	4.7	16.0	16.9	40.8	40.8
2013	17.3	32.1	41.7	33.7	12.1	7.6	15.0	33.1	11.1	28.4	28.9	33.4	41.7
2014	21.0	22.3	23.2	18.3	20.8	4.4	8.8	7.7	19.0	23.5	14.2	38.3	38.3
2015	29.2	21.4	43.1	15.5	17.6	7.9	6.0	5.8	4.0	13.4	23.2	43.4	43.4
2016	9.1	29.6	12.0	25.8	3.0	13.7	2.7	12.2	5.1	17.2	37.2	22.4	37.2
2017	23.1	22.4	38.2	26.8	9.4	5.6	12.9	6.4	8.4	10.5	13.4	27.5	38.2
2018	19.2	26.7	23.1	24.1	5.3	13.1	7.6	10.8	13.9	23.2	15.8	26.5	26.7
PROMEDIO	19.83	23.55	23.50	17.55	9.72	5.98	5.37	8.19	10.88	17.98	18.61	23.37	31.00
DESV. EST.	6.06	8.30	8.26	9.17	6.03	4.31	5.35	8.29	5.33	6.62	5.93	10.51	8.01
MÁXIMO	38.00	41.50	43.10	43.20	23.20	13.70	23.50	36.40	22.90	36.90	37.20	47.30	47.30
MÍNIMO	9.10	5.70	8.20	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	7.50	8.30	6.80	19.20
Nº Datos	38.00	38.00	38.00	39.00	37.00	39.00	39.00	39.00	39.00	38.00	38.00	38.00	39.00

Anexos 2: Estación Hidrométrica

ESTACIÓN TINGO CHICO		
CAUDALES MÁXIMOS DIARIOS HISTÓRICOS (m ³ /s)		
Estación : TINGO CHICO/Electroperú	Long. 76°43' W	Dpto. Huánuco
Parámetro: Caudal Máximo Diario (m ³ /s)	Lat. 9°38' S	Prov. Dos de Mayo
	Alt. 2,950 msnm	Dist. Dos de Mayo
Año	Caudal máximo diario (m ³ /s)	
1975	484.1	
1976	339	
1977	297	
1978	262	
1979	364	
1980	250	
1981	578.5	
1982	531.7	
1983	283.8	
1984	509.3	
1985	277.9	
1986	618.6	
1987	695	
1988	641	
1989	279	
1990	264	
1991	179	
1992	330	
1993	330	
1994	595	
1995	303	
1996	141.9	
1997	274.9	
1998	404.2	
1999	678.6	
2000	388.9	
Promedi	396.2	
Est.	160.7	
Máximo	695.0	
Mínimo	141.9	

Fuente: Electro Perú, Estudio de Factibilidad C.H. Chadín 2

Fuente: Estudio Definitivo para el Mejoramiento de la Carretera Huánuco - Conococha, Sector Huánuco-La Unión –Huallanca Ruta PE-3N

Anexos 3: Prueba De Datos Dudosos (Método de Water Resources Council)

Estación Dos de Mayo

Nº	Año			Orden	P24	log(P24)
1	2001	2	1	2	32.00	1.5051
2	2002	3	1	3	31.20	1.4942
3	2003	12	1	12	24.10	1.3820
4	2004	9	1	9	26.70	1.4265
5	2006	5	1	5	30.50	1.4843
6	2007	16	1	16	21.10	1.3243
7	2008	17	1	17	18.50	1.2672
8	2009	11	1	11	26.10	1.4166
9	2010	15	1	15	22.10	1.3444
10	2011	14	1	14	23.10	1.3636
11	2012	6	1	6	29.10	1.4639
12	2013	4	1	4	31.10	1.4928
13	2014	1	1	1	34.50	1.5378
14	2015	8	1	8	26.80	1.4281
15	2016	7	1	7	27.10	1.4330
16	2017	13	1	13	23.20	1.3655
17	2018	10	1	10	26.30	1.4200

Mínimo valor histórico registrado

Máximo valor histórico registrado

	P24	Log (P24)
Numero de datos n	17	17
Suma Σ	453.5	24.1493
Máximo	34.5	1.5378
Mínimo	18.5	1.2672
Promedio \bar{x}	26.7	1.4205
Desviación estándar s	4.3384	0.0725
Coficiente asimetría Cs	-0.0364	-0.3742
Cs/6 k	-0.0061	-0.0624

Prueba de datos dudosos (Método Water Resources Council)

$$n = 17$$

$$Kn = 2.309 *$$

Kn: valor recomendado, varía según el valor de n (significancia:10%)

⇒ Umbral de datos dudosos **altos** (xH: unid. logarítmicas)

$$xH = 1.5879$$

Precipitación máxima aceptada

$$x_H = \bar{x} + Kn \cdot s \quad \text{PH} = 38.7 \text{ mm}$$

$$PH = 10^{xH}$$

⇒ Umbral de datos dudosos **bajos** (xL: unid. logarítmicas)

$$xL = 1.253144$$

Precipitación mínima aceptada

$$x_L = \bar{x} - Kn \cdot s \quad \text{PL} = 17.9 \text{ mm}$$

$$PL = 10^{xL}$$

Nota: Se observa que todos los valores ' P24 ' están dentro de los límites PL y PH, es decir se encuentran entre 17.9 y 38.7 mm. **No existen datos dudosos.**

Estación Huallanca

Nº	Año			Orden	P24	log(P24)
1	1964	12	1	12	24.00	1.3802
2	1965	14	1	14	18.00	1.2553
3	1966	3	1	3	35.00	1.5441
4	1967	12	2	13	24.00	1.3802
5	1968	6	1	6	29.00	1.4624
6	1969	2	1	2	35.80	1.5539
7	1970	10	1	10	25.40	1.4048
8	1971	1	1	1	48.20	1.6830
9	1972	8	1	8	28.00	1.4472
10	1973	11	1	11	25.00	1.3979
11	1974	4	1	4	34.00	1.5315
12	1975	5	1	5	31.50	1.4983
13	1976	9	1	9	26.50	1.4232
14	1977	6	2	7	29.00	1.4624

Mínimo valor histórico registrado

Máximo valor histórico registrado

	P24	Log (P24)
Numero de datos n	14	14
Suma Σ	413.4	20.4245
Máximo	48.2	1.6830
Mínimo	18.0	1.2553
Promedio \bar{x}	29.5	1.4589
Desviación estándar s	7.2612	0.1020
Coficiente asimetría Cs	1.1607	0.2820
Cs/6 k	0.1935	0.0470

Prueba de datos dudoso (Método Water Resources Council)

$$n = 14$$

$$Kn = 2.213 *$$

Kn: valor recomendado, varía según el valor de n (significancia:10%)

➔ Umbral de datos dudosos **altos (xH: unid. logaritmicas)**

$$xH = 1.6846$$

Precipitación máxima aceptada

$$x_H = \bar{x} + Kn \cdot s$$

$$PH = 48.4 \text{ mm}$$

$$PH = 10^{xH}$$

➔ Umbral de datos dudosos **bajos (xL: unid. logaritmicas)**

$$xL = 1.233158$$

Precipitación mínima aceptada

$$x_L = \bar{x} - Kn \cdot s$$

$$PL = 17.1 \text{ mm}$$

$$PL = 10^{xL}$$

Nota: Se observa que todos los valores ' P24 ' están dentro de los límites PL y PH, es decir se encuentran entre 17.1 y 48.4 mm. **No existen datos dudosos.**

Estación Jacas Chico

N°	Año			Orden	P24	log(P24)
1	1995	23	1	23	25.10	1.3997
2	1996	15	1	15	33.00	1.5185
3	1997	20	1	20	28.80	1.4594
4	1998	6	1	6	41.50	1.6180
5	1999	3	1	3	43.20	1.6355
6	2000	14	1	14	36.40	1.5611
7	2001	17	1	17	30.10	1.4786
8	2002	24	1	24	24.20	1.3838
9	2003	21	1	21	27.50	1.4393
10	2004	19	1	19	29.80	1.4742
11	2005	8	1	8	40.00	1.6021
12	2006	4	1	4	42.70	1.6304
13	2007	16	1	16	32.10	1.5065
14	2008	9	1	9	39.00	1.5911
15	2009	1	1	1	47.30	1.6749
16	2010	13	1	13	36.90	1.5670
17	2011	17	2	18	30.10	1.4786
18	2012	7	1	7	40.80	1.6107
19	2013	5	1	5	41.70	1.6201
20	2014	10	1	10	38.30	1.5832
21	2015	2	1	2	43.40	1.6375
22	2016	12	1	12	37.20	1.5705
23	2017	11	1	11	38.20	1.5821
24	2018	22	1	22	26.70	1.4265

Máximo valor histórico registrado

Mínimo valor histórico registrado

	P24	Log (P24)
Numero de datos n	24	24
Suma Σ	854.0	37.0493
Máximo	47.3	1.6749
Mínimo	24.2	1.3838
Promedio \bar{x}	35.6	1.5437
Desviación estándar s	6.5913	0.0838
Coficiente asimetría Cs	-0.1845	-0.4243
Cs/6 k	-0.0307	-0.0707

Prueba de datos dudoso (Método Water Resources Council)

$$n = 24$$

$$Kn = 2.467 *$$

Kn: valor recomendado, varía según el valor de n (significancia:10%)

⇒ Umbral de datos dudosos **altos (xH: unid. logaritmicas)**

$$xH = 1.7504$$

Precipitación máxima aceptada

$$x_H = \bar{x} + Kn \cdot s$$

$$PH = 56.3 \text{ mm}$$

$$PH = 10^{xH}$$

⇒ Umbral de datos dudosos **bajos (xL: unid. logaritmicas)**

$$xL = 1.337047$$

Precipitación mínima aceptada

$$x_L = \bar{x} + Kn \cdot s$$

$$PL = 21.7 \text{ mm}$$

$$PL = 10^{xL}$$

Nota: Se observa que todos los valores ' P24 ' están dentro de los límites PL y PH, es decir se encuentran entre 21.7 y 56.3 mm. **No existen datos dudosos.**

Estación Laguna Surasaca

Nº	Año			Orden	P24	log(P24)
1	1996	23	1	23	12.30	1.0899
2	1997	13	1	13	20.40	1.3096
3	1998	20	1	20	15.90	1.2014
4	1999	12	1	12	20.50	1.3118
5	2000	7	1	7	22.00	1.3424
6	2001	6	1	6	23.40	1.3692
7	2002	17	1	17	17.60	1.2455
8	2003	15	1	15	18.60	1.2695
9	2004	7	2	8	22.00	1.3424
10	2005	22	1	22	14.10	1.1492
11	2006	19	1	19	16.00	1.2041
12	2007	4	1	4	24.80	1.3945
13	2008	21	1	21	14.50	1.1614
14	2009	10	1	10	21.00	1.3222
15	2010	5	1	5	24.30	1.3856
16	2011	16	1	16	18.10	1.2577
17	2012	2	1	2	27.00	1.4314
18	2013	11	1	11	20.80	1.3181
19	2014	1	1	1	32.00	1.5051
20	2015	18	1	18	16.80	1.2253
21	2016	7	3	9	22.00	1.3424
22	2017	14	1	14	19.00	1.2788
23	2018	3	1	3	26.00	1.4150

Mínimo valor histórico registrado

Máximo valor histórico registrado

	P24	Log (P24)
Numero de datos n	23	23
Suma Σ	469.1	29.8725
Máximo	32.0	1.5051
Mínimo	12.3	1.0899
Promedio \bar{x}	20.4	1.2988
Desviación estándar s	4.6332	0.0993
Coficiente asimetría Cs	0.4814	-0.1349
Cs/6 k	0.0802	-0.0225

Prueba de datos dudoso (Método Water Resources Council)

n = 23

Kn = 2.448 *

Kn: valor recomendado, varía según el valor de n (significancia:10%)

⇒ Umbral de datos dudosos **altos (xH: unid. logaritmicas)**

xH = 1.5418

Precipitación máxima aceptada

$x_H = \bar{x} + Kn \cdot s$

PH = 34.8 mm

$PH = 10^{xH}$

⇒ Umbral de datos dudosos **bajos (xL: unid. logaritmicas)**

xL = 1.0558

Precipitación mínima aceptada

$x_L = \bar{x} - Kn \cdot s$

PL = 11.4 mm

$PL = 10^{xL}$

Nota: Se observa que todos los valores ' P24 ' están dentro de los límites PL y PH, es decir se encuentran entre 11.4 y 34.8 mm. **No existen datos dudosos.**

Estación Tingo Chico

Nº	Año			Orden	P24	log(P24)
1	1975	9	1	9	484.10	2.6849
2	1976	13	1	13	339.00	2.5302
3	1977	17	1	17	297.00	2.4728
4	1978	23	1	23	262.00	2.4183
5	1979	12	1	12	364.00	2.5611
6	1980	24	1	24	250.00	2.3979
7	1981	6	1	6	578.50	2.7623
8	1982	7	1	7	531.70	2.7257
9	1983	18	1	18	283.80	2.4530
10	1984	8	1	8	509.30	2.7070
11	1985	20	1	20	277.90	2.4439
12	1986	4	1	4	618.60	2.7914
13	1987	1	1	1	695.00	2.8420
14	1988	3	1	3	641.00	2.8069
15	1989	19	1	19	279.00	2.4456
16	1990	22	1	22	264.00	2.4216
17	1991	25	1	25	179.00	2.2529
18	1992	14	1	14	330.00	2.5185
19	1993	14	2	15	330.00	2.5185
20	1994	5	1	5	595.00	2.7745
21	1995	16	1	16	303.00	2.4814
22	1996	26	1	26	141.90	2.1520
23	1997	21	1	21	274.00	2.4378
24	1998	10	1	10	404.20	2.6066
25	1999	2	1	2	678.60	2.8316
26	2000	11	1	11	388.90	2.5898

Máximo valor histórico registrado

Mínimo valor histórico registrado

	P24	Log (P24)
Numero de datos n	26	26
Suma Σ	10299.5	66.6282
Máximo	695.0	2.8420
Mínimo	141.9	2.1520
Promedio \bar{x}	396.1	2.5626
Desviación estándar s	160.72	0.1811
Coficiente asimetría Cs	0.5207	-0.1656
Cs/6 k	0.0868	-0.0276

Prueba de datos dudosos (Método Water Resources Council)

$$n = 26$$

$$Kn = 2.502 *$$

Kn: valor recomendado, varía según el valor de n (significancia:10%)

⇒ Umbral de datos dudosos **altos** (xH: unid. logarítmicas)

$$xH = 3.0157$$

Precipitación máxima aceptada

$$x_H = \bar{x} + Kn \cdot s \quad \text{PH} = 1036.7 \text{ m}^3/2$$

$$PH = 10^{xH}$$

⇒ Umbral de datos dudosos **bajos** (xL: unid. logarítmicas)

$$xL = 2.1096$$

Precipitación mínima aceptada

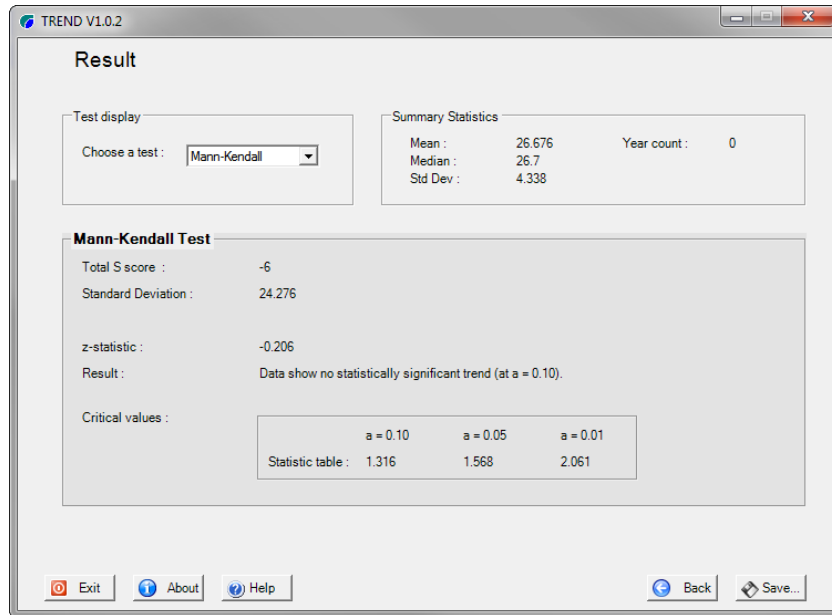
$$x_L = \bar{x} + Kn \cdot s \quad \text{PL} = 128.7 \text{ m}^3/2$$

$$PL = 10^{xL}$$

Nota: Se observa que todos los valores ' P24 ' están dentro de los límites PL y PH, es decir se encuentran entre 128.7 y 1036.7 m³/2. **No existen datos dudosos.**

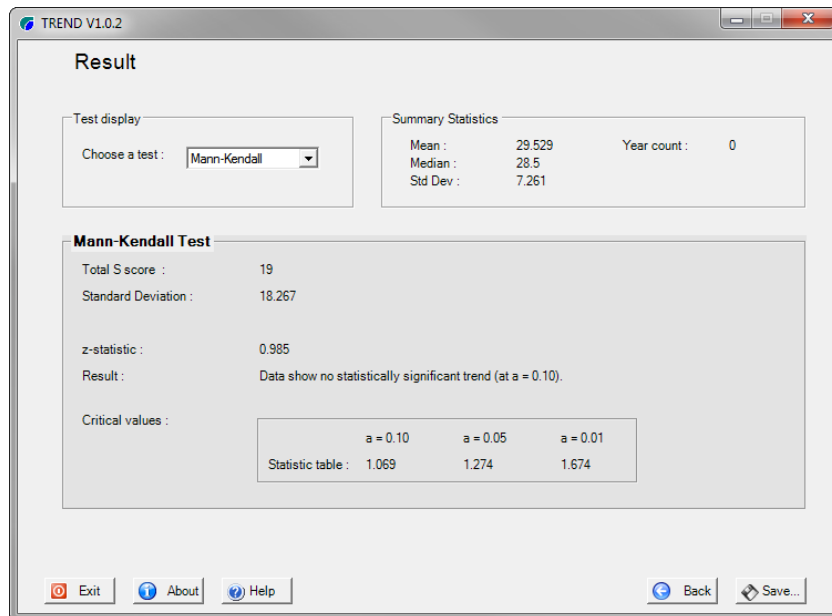
Anexos 4: Análisis de estacionariedad

- Mann – Kendall (Test de tendencia)



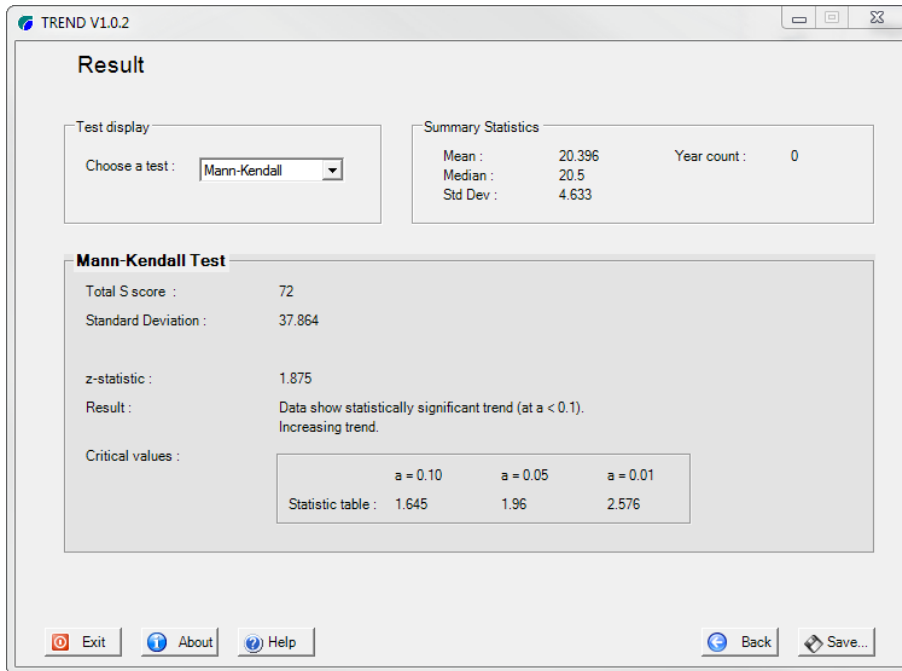
Mann Kendall – Estación Dos de Mayo

Fuente: TREND V1.0.2



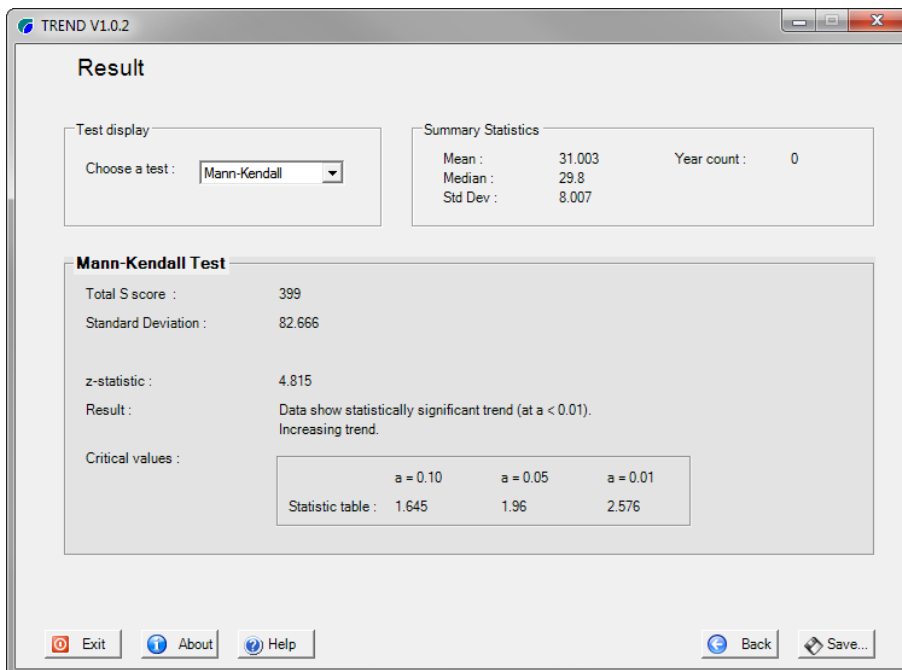
Mann Kendall – Estación Huallanca

Fuente: TREND V1.0.2



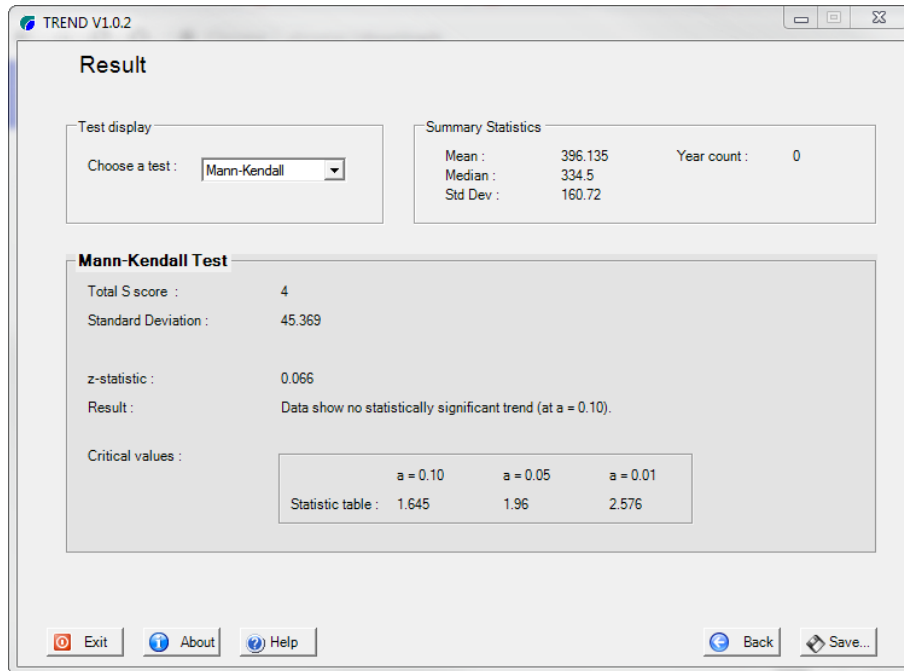
Mann Kendall – Estación Laguna Surasaca

Fuente: TREND V1.0.2



Mann Kendall – Estación Jacas Chico

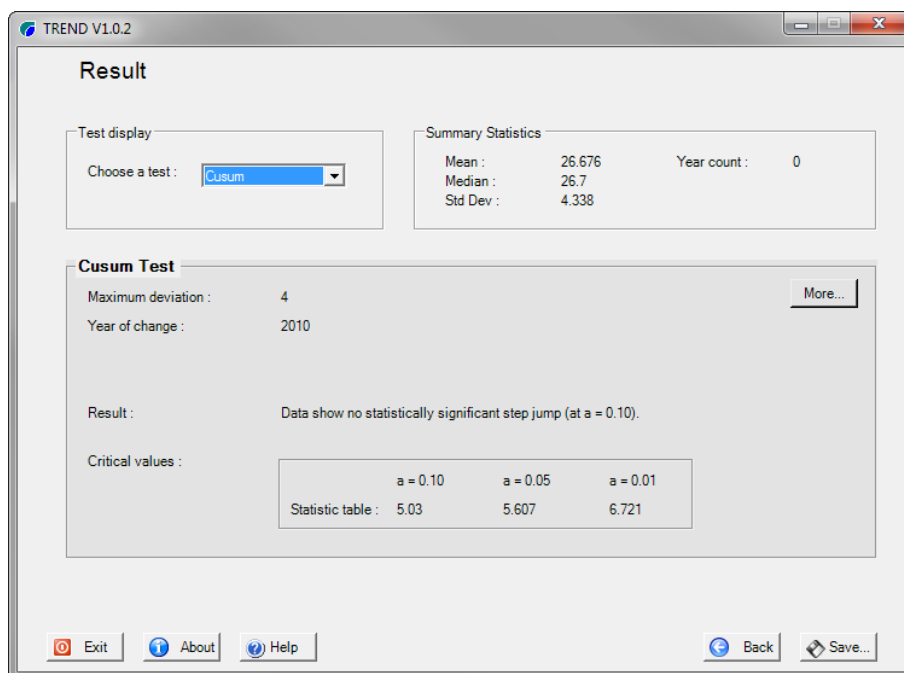
Fuente: TREND V1.0.2



Mann Kendall – Estación Tingo Chico

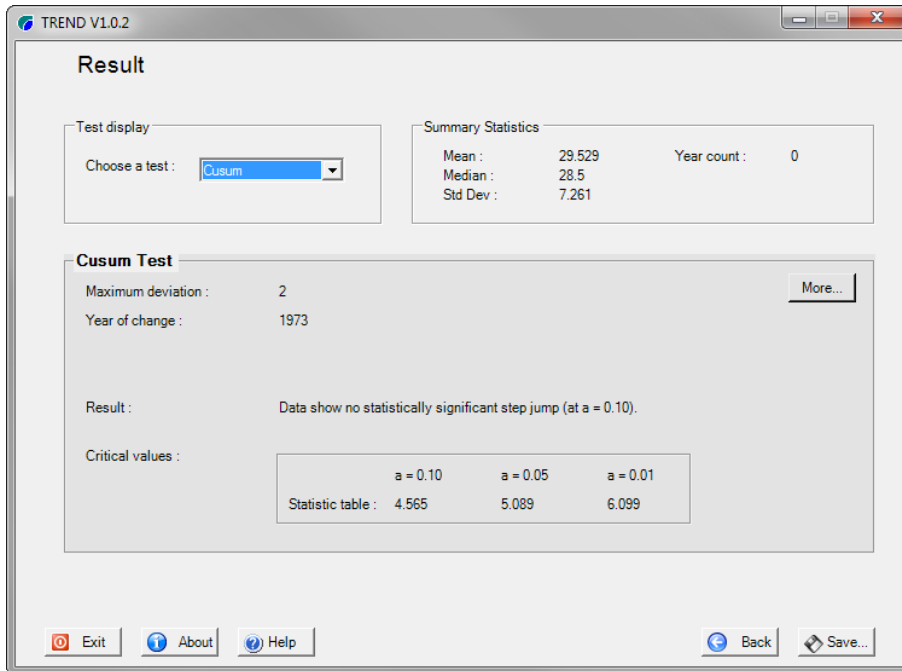
Fuente: TREND V1.0.2

- Distribución Free CUSUM (Test para cambio en la media/mediana)



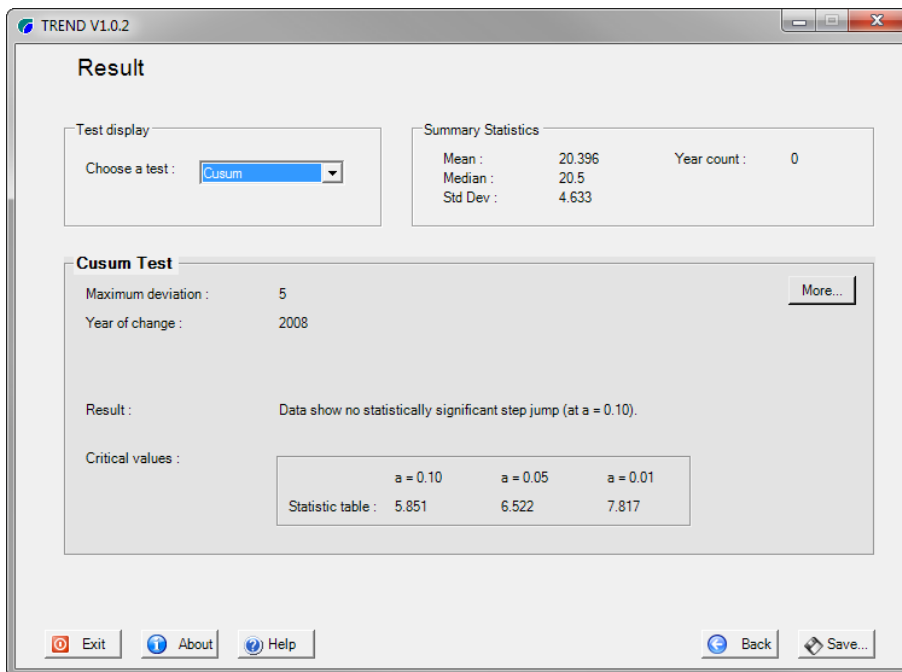
Distribución Free CUSUM – Estación Dos de Mayo

Fuente: TREND V1.0.2



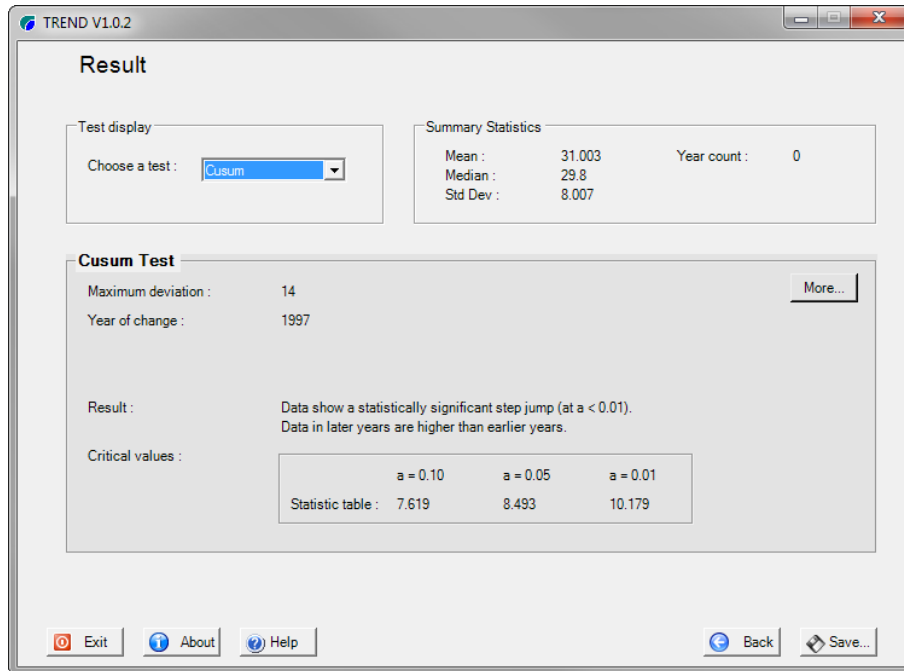
Distribución Free CUSUM – Estación Huallanca

Fuente: TREND V1.0.2



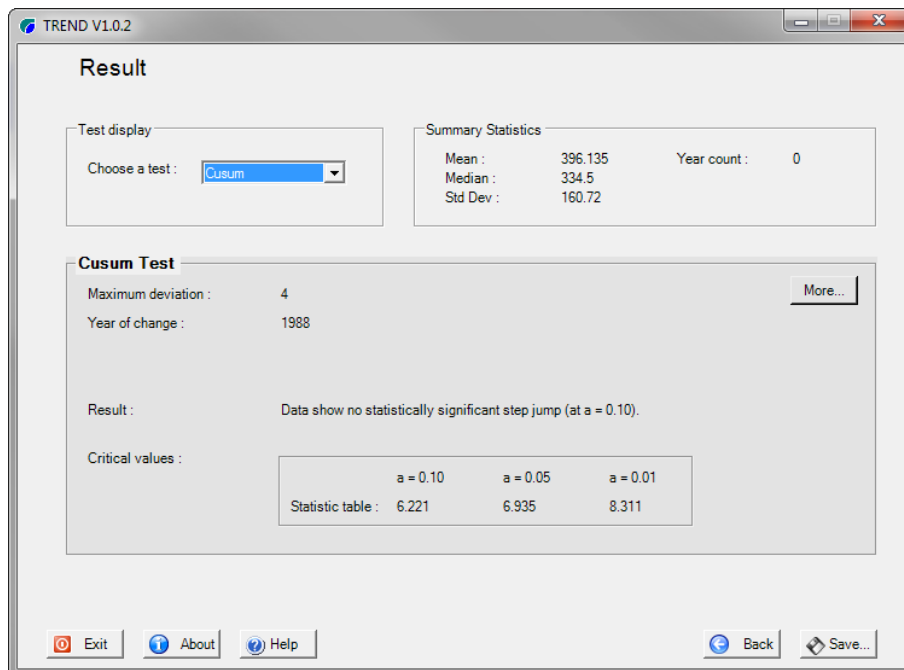
Distribución Free CUSUM – Estación Laguna Surasaca

Fuente: TREND V1.0.2



Distribución Free CUSUM – Estación Jacas Chico

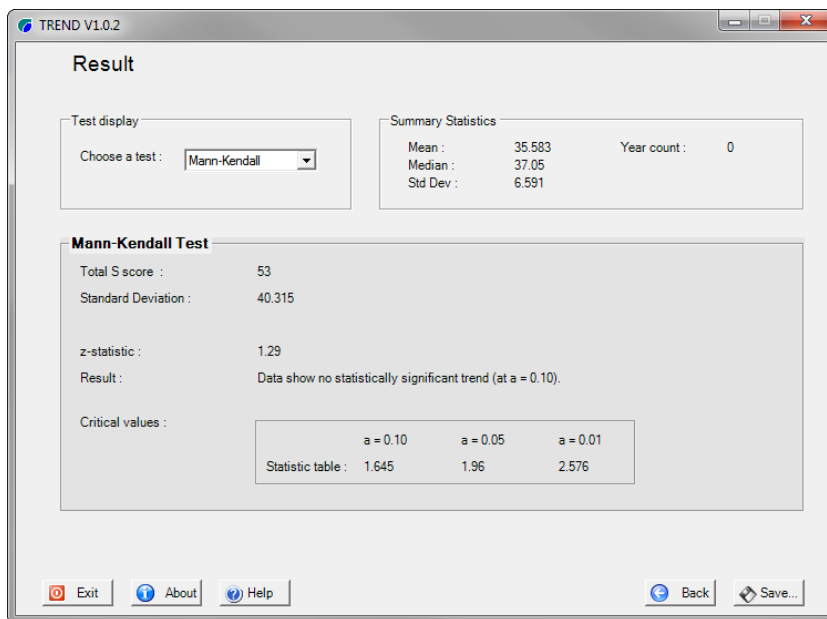
Fuente: TREND V1.0.2



Distribución Free CUSUM – Estación Tingo Chico

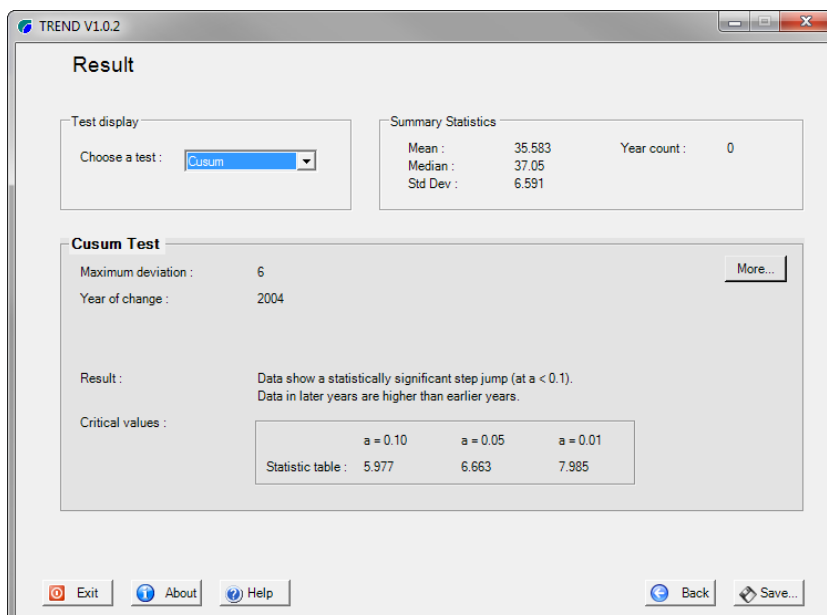
Fuente: TREND V1.0.2

- Prueba de Mann Kendall y Free CUSUM para la estación Jacas Chico en el periodo de 1995-1998.



Mann Kendall – Estación Jacas Chico 1995-2018

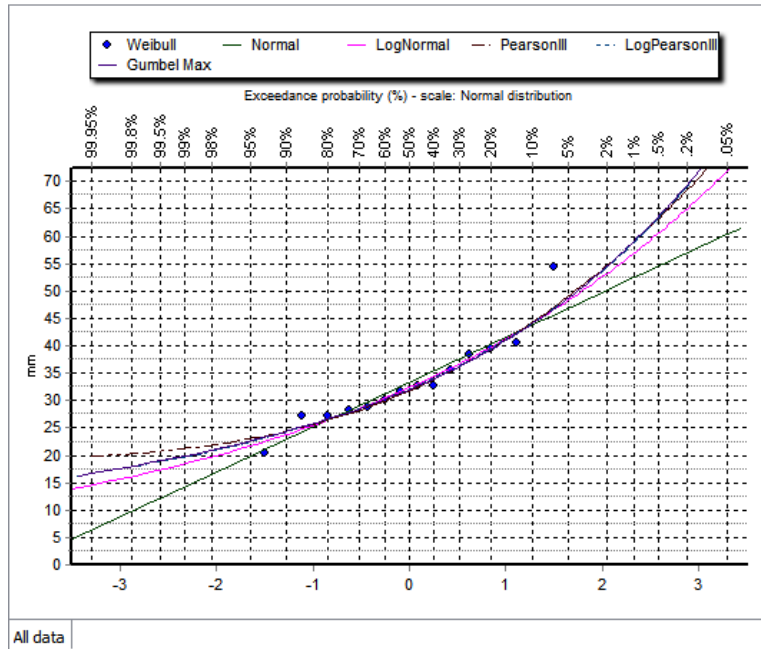
Fuente: TREND V1.0.2



Distribución Free CUSUM – Estación Jacas Chico 1995-2018

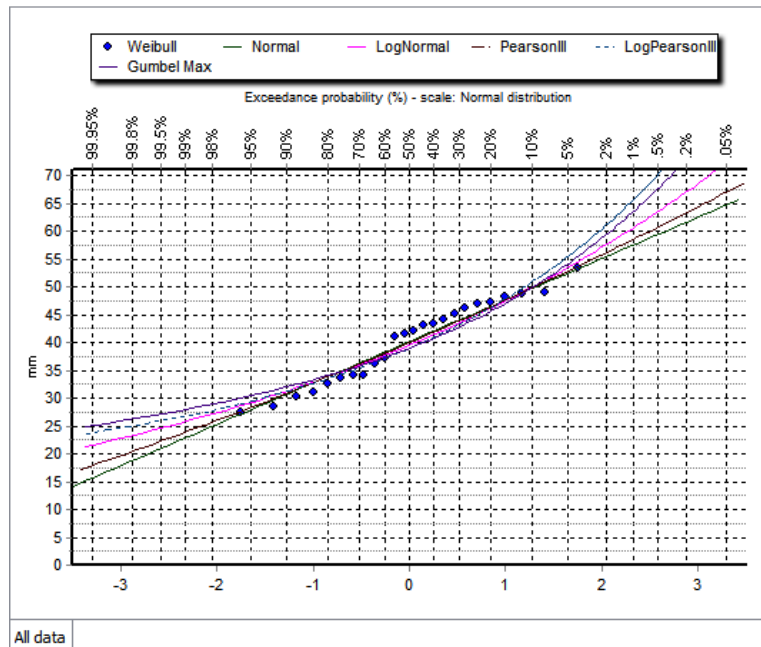
Fuente: TREND V1.0.2

Anexos 5: Análisis de frecuencia



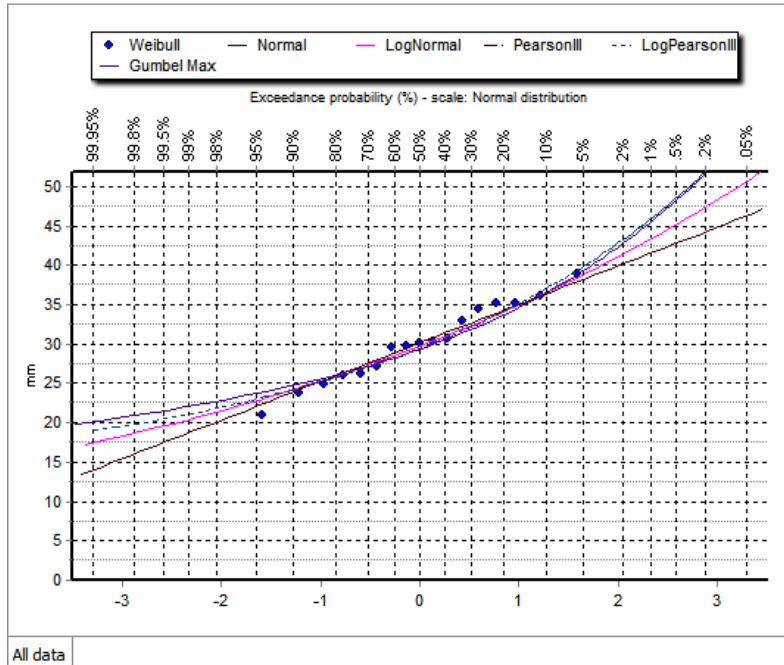
Curvas de ajuste a distribución - Estación Huallanca

Fuente: Hydrognomon 4



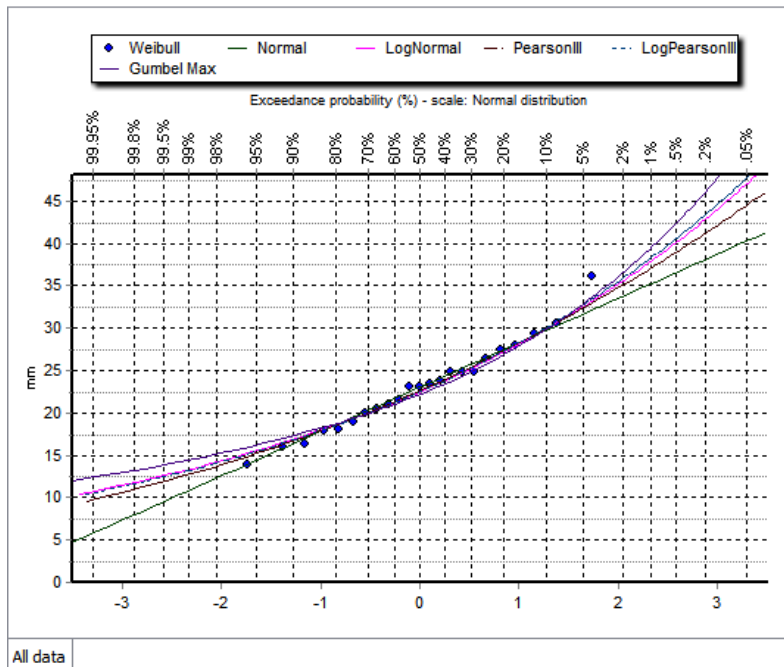
Curvas de ajuste a distribución - Estación Jacas Chico

Fuente: Hydrognomon 4



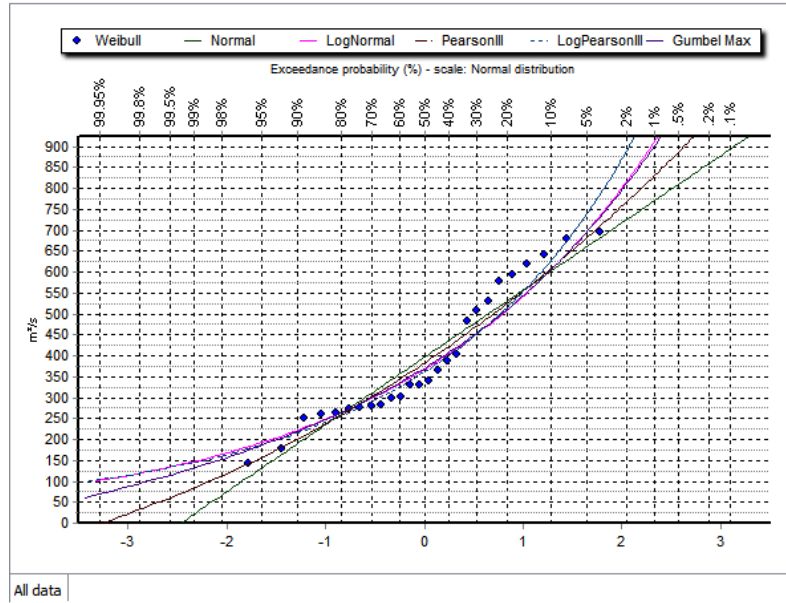
Curvas de ajuste a distribución - Estación Dos de Mayo

Fuente: Hydrognomon 4



Curvas de ajuste a distribución - Estación Laguna Surasaca

Fuente: Hydrognomon 4



Curvas de ajuste a distribución - Estación Tingo Chico

Fuente: Hydrognomon 4

Anexos 6: Función de distribución

Distribución Gumbel Extremal Type I – Estación Huallanca

Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.9980	500	69.44	9.73
0.9950	200	63.57	8.29
0.9930	143	61.41	7.76
0.9900	100	59.11	7.21
0.9859	71	56.91	6.67
0.9800	50	54.65	6.13
0.9714	35	52.34	5.58
0.9667	30	51.33	5.35
0.9500	20	48.68	4.73
0.9000	10	44.08	3.69
0.8000	5	39.27	2.71
0.6667	3	35.45	2.09
0.5000	2	32.02	1.81

Fuente: Hydrognomon 4

Distribución Normal – Estación Jacas Chico

Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.9980	500	61.65	3.51
0.9950	200	59.39	3.21
0.9930	143	58.51	3.10
0.9900	100	57.54	2.97
0.9859	71	56.56	2.85
0.9800	50	55.51	2.72
0.9714	35	54.38	2.58
0.9667	30	53.87	2.52
0.9500	20	52.46	2.36
0.9000	10	49.75	2.07
0.8000	5	46.48	1.78
0.6667	3	43.42	1.59
0.5000	2	40.21	1.52

Fuente: Hydrognomon 4

Distribución Pearson III – Estación Dos de Mayo

Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.9980	500	44.25	4.64
0.9950	200	42.77	3.74
0.9930	143	42.19	3.43
0.9900	100	41.55	3.12
0.9859	71	40.90	2.83
0.9800	50	40.21	2.56
0.9714	35	39.47	2.30
0.9667	30	39.14	2.20
0.9500	20	38.21	1.95
0.9000	10	36.43	1.61
0.8000	5	34.27	1.37
0.6667	3	32.26	1.28
0.5000	2	30.14	1.28

Fuente: Hydrognomon 4

Distribución Pearson III – Estación Laguna Surasaca

Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.9980	500	41.19	4.78
0.9950	200	38.88	4.08
0.9930	143	38.00	3.83
0.9900	100	37.04	3.57
0.9859	71	36.09	3.32
0.9800	50	35.10	3.07
0.9714	35	34.05	2.81
0.9667	30	33.58	2.71
0.9500	20	32.31	2.43
0.9000	10	29.97	1.96
0.8000	5	27.29	1.52
0.6667	3	24.94	1.24
0.5000	2	22.63	1.07


Fuente: Hydrognomon 4

Distribución Log Normal – Estación Tingo Chico

Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.9980	500	1129.01	228.00
0.9950	200	1003.33	184.00
0.9930	143	958.08	169.00
0.9900	100	910.22	154.00
0.9859	71	864.70	140.00
0.9800	50	818.34	126.00
0.9714	35	771.33	112.00
0.9667	30	751.04	106.00
0.9500	20	697.61	92.00
0.9000	10	605.37	69.40
0.8000	5	509.84	49.60
0.6667	3	434.29	37.40
0.5000	2	367.07	29.90

Fuente: Hydrognomon 4

Anexos 7: Resultados del Análisis Granulométrico

 ESALCAR CONTRATISTAS GENERALES S.A.C.	ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D422 (MTC E107-2000)	F-15-02 / V00
ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REHABILITACION Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HUANUCO - HUALLANCA		

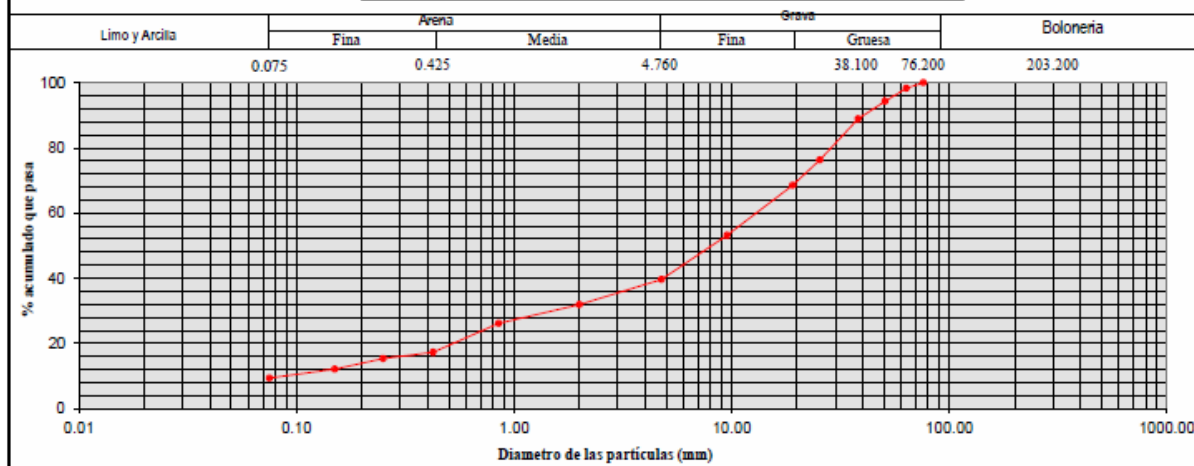
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, ASFALTO Y CONCRETO		
Tramo II : Centro Poblado Punto Unión - Puente Tingo		Código de Proyecto :
Material : Extraído del Lado Derecho - Aguas Arriba		Ing. Responsable : M.P.S.
Sondeo : Puente Tingo Chico		Téc. de Laboratorio : W.C.J.

DATOS DE LA MUESTRA

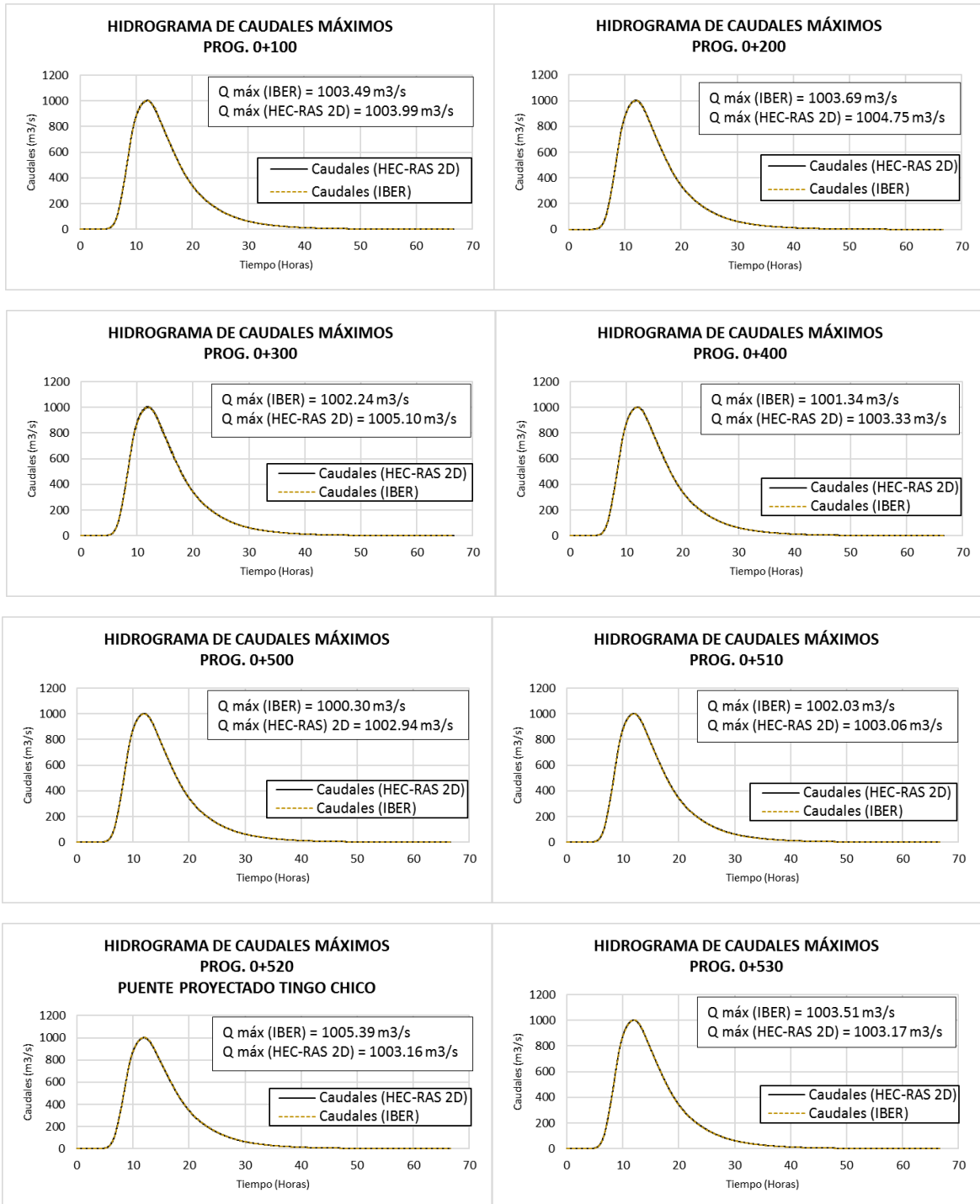
Progresiva : km 102+310 Lado Izquierdo		Fecha de muestreo : 23/04/2015
N° Muestra : M - 01		Fecha de ensayo : 24/04/2015
Altura (m) : 0.00 - 1.30		

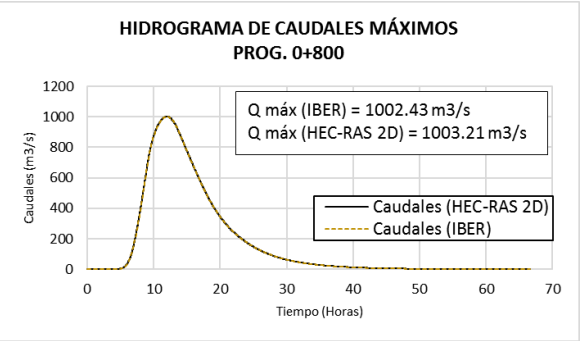
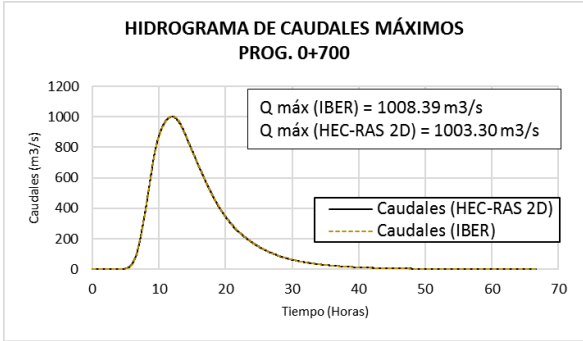
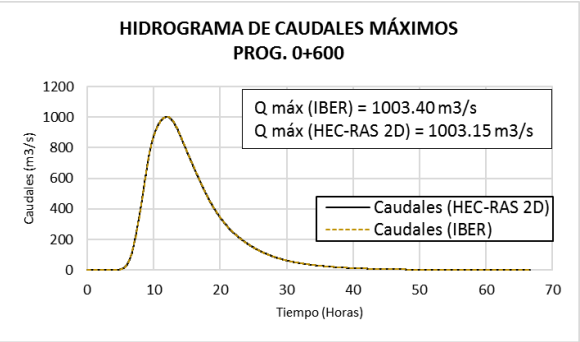
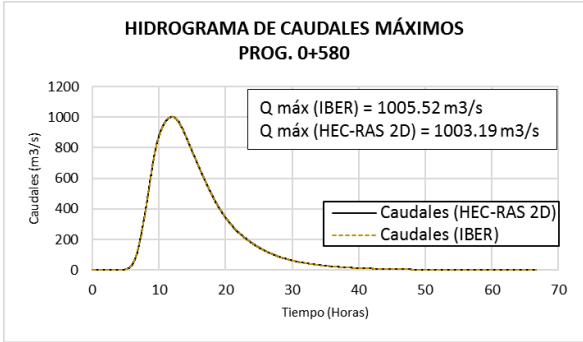
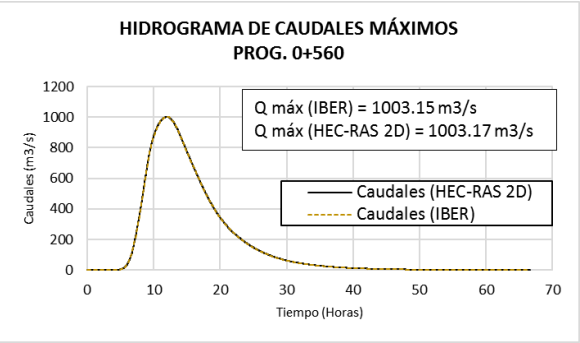
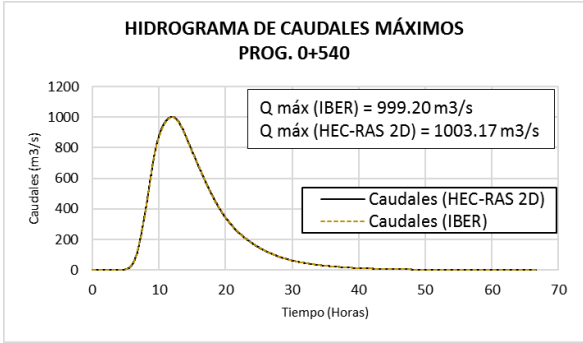
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO	RETENIDO ACUMULA.	% QUE PASA	ESPECIFICACION	DESCRIPCION DEL SUELO
3"	76.200				100.0		P. INIC. SECO : 28,469.0 g
2 1/2"	63.500	476.0	1.7	1.7	98.3		Fracción Seca : 551.3 g
2"	50.800	1,139.0	4.0	5.7	94.3		Fracción Lavada : 421.1 g
1 1/2"	38.100	1,540.0	5.4	11.1	88.9		
1"	25.400	3,581.0	12.6	23.7	76.3		
3/4"	19.050	2,208.0	7.8	31.5	68.5		
1/2"	12.700	2,978.0	10.5	42.0	58.0		% H. NATURAL : 8.6 %
3/8"	9.525	1,359.0	4.8	46.8	53.2		
1/4"	6.350						LIMITE LIQUIDO : NP
N° 4	4.760	3,871.0	13.6	60.4	39.6		LIMITE PLASTICO : NP
N° 8	2.360						INDICE PLASTICO : NP
N° 10	2.000	108.9	7.7	68.1	31.9		
N° 16	1.180						CLASIFICACION :
N° 20	0.850	80.1	5.8	73.8	26.2		SUCS : GW-GM
N° 30	0.600						AASHTO : A-1-a (0)
N° 40	0.425	123.8	8.9	82.7	17.3		
N° 50	0.300						OBSERVACIONES :
N° 60	0.250	26.9	1.9	84.7	15.4		
N° 100	0.150	45.0	3.2	87.9	12.1		
N° 140	0.106						
N° 200	0.075	38.4	2.8	90.6	9.4		
< N° 200	FONDO	130.2	9.4	100.0	0.0		

CURVA GRANULOMETRICA



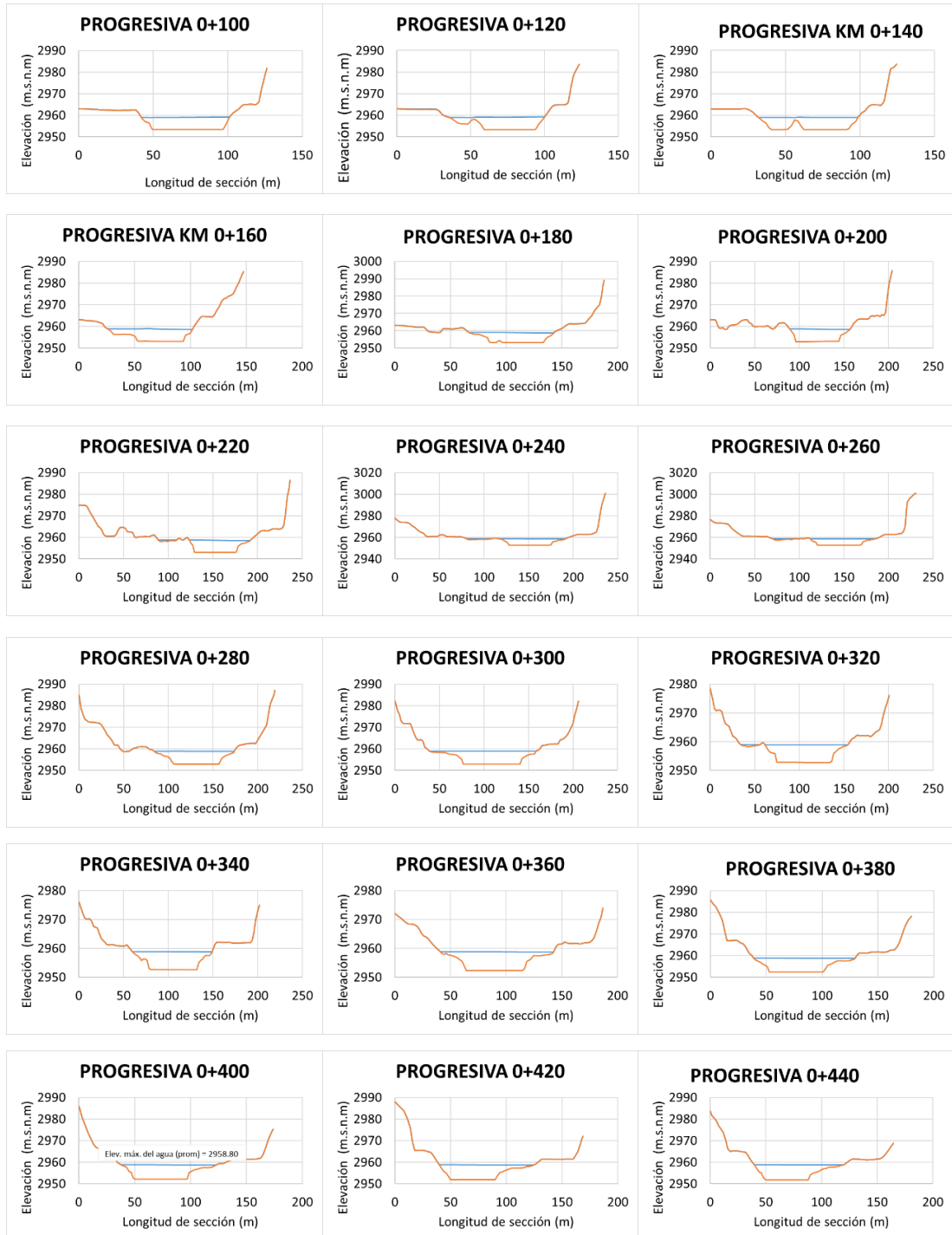
Anexos 8: Hidrogramas de Descarga

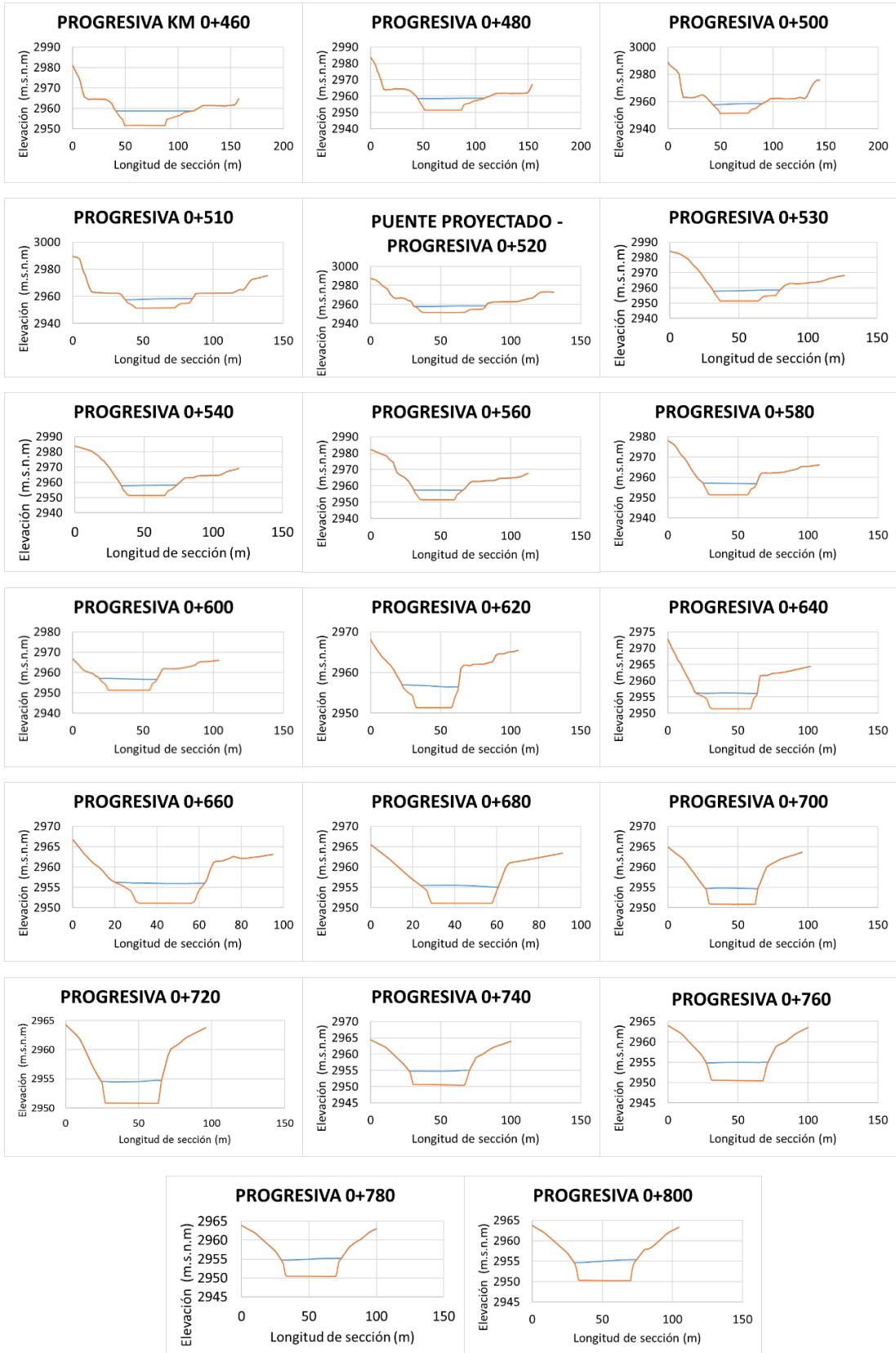




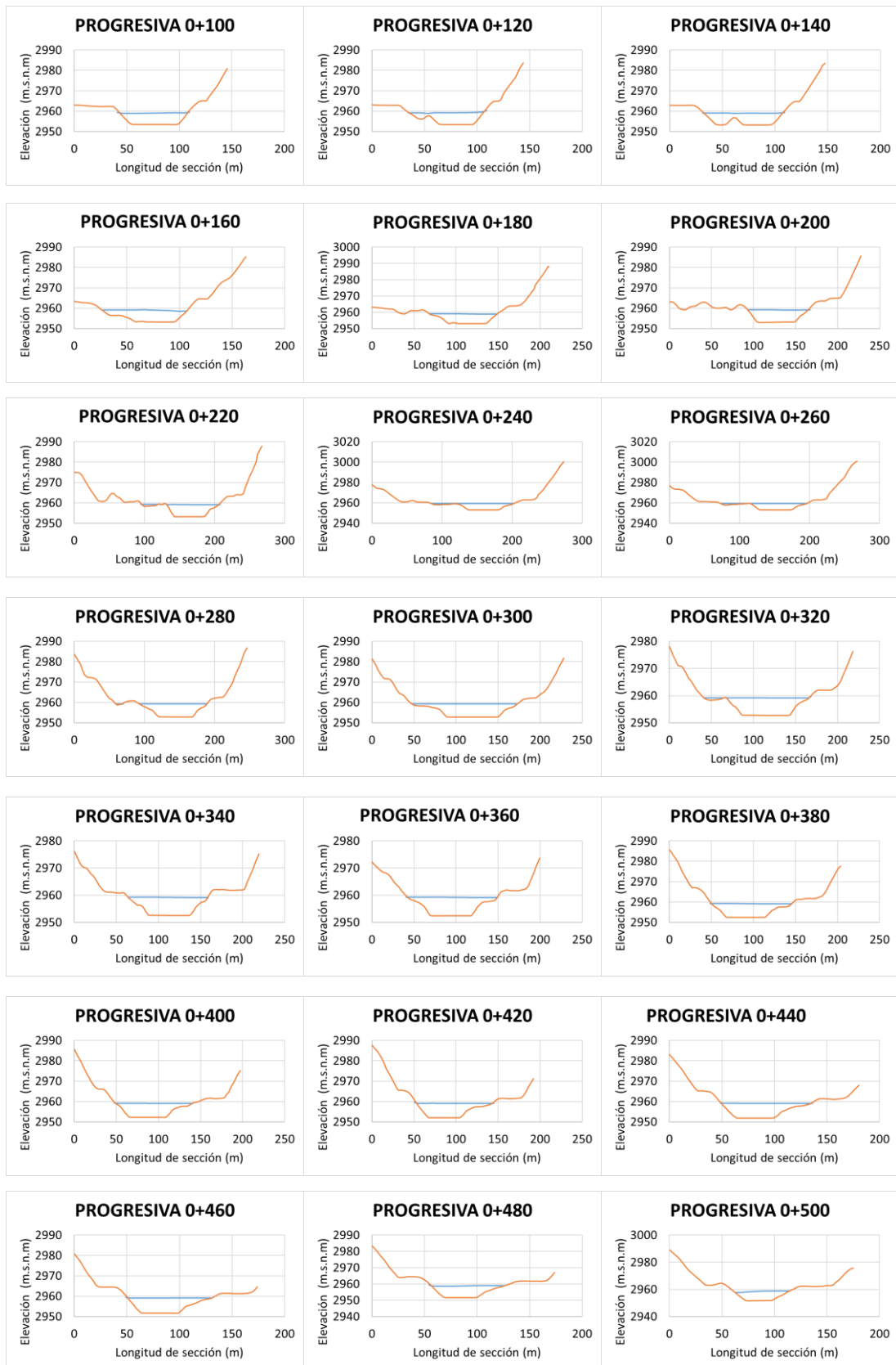
Anexos 9: Secciones Transversales

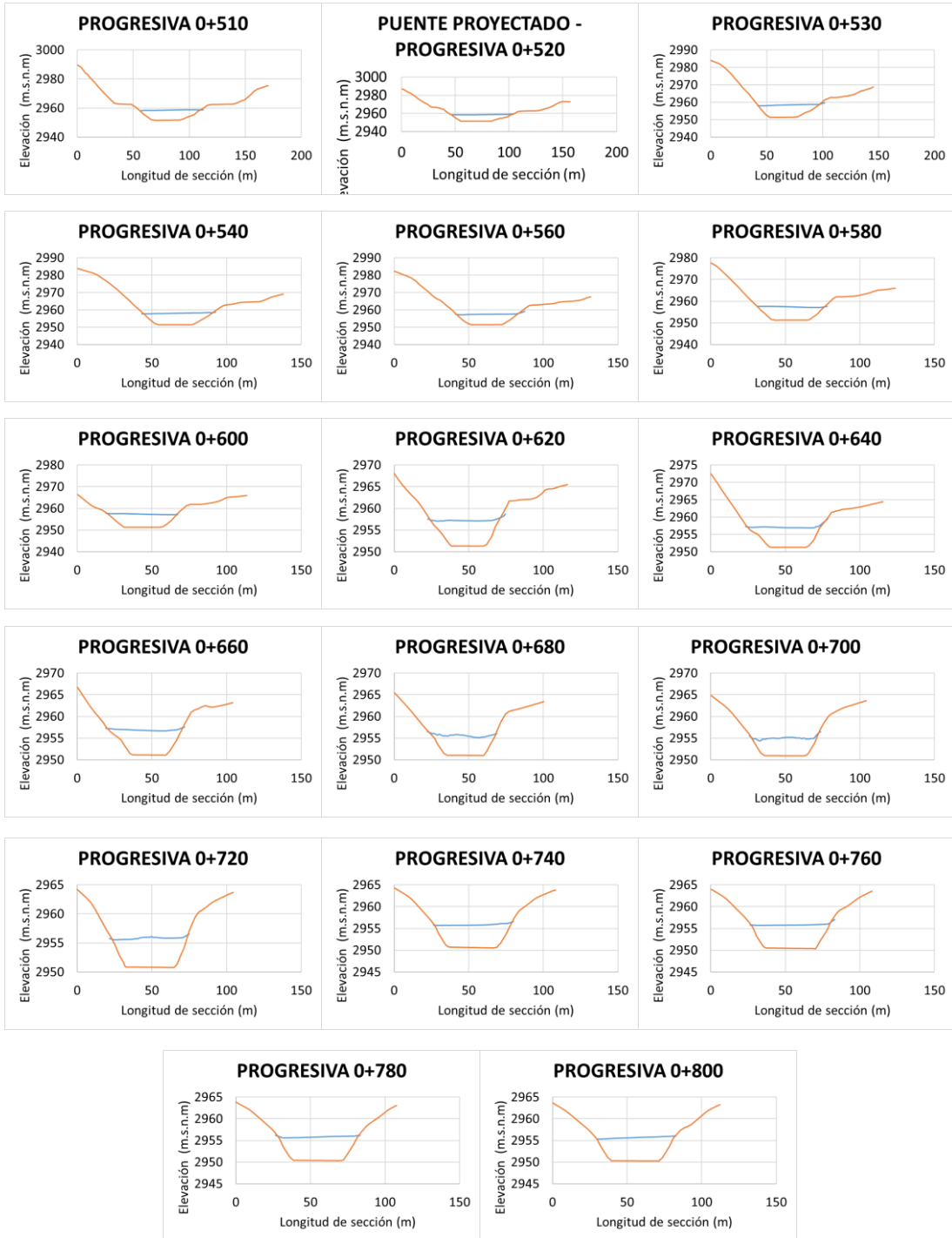
- HEC-RAS2D



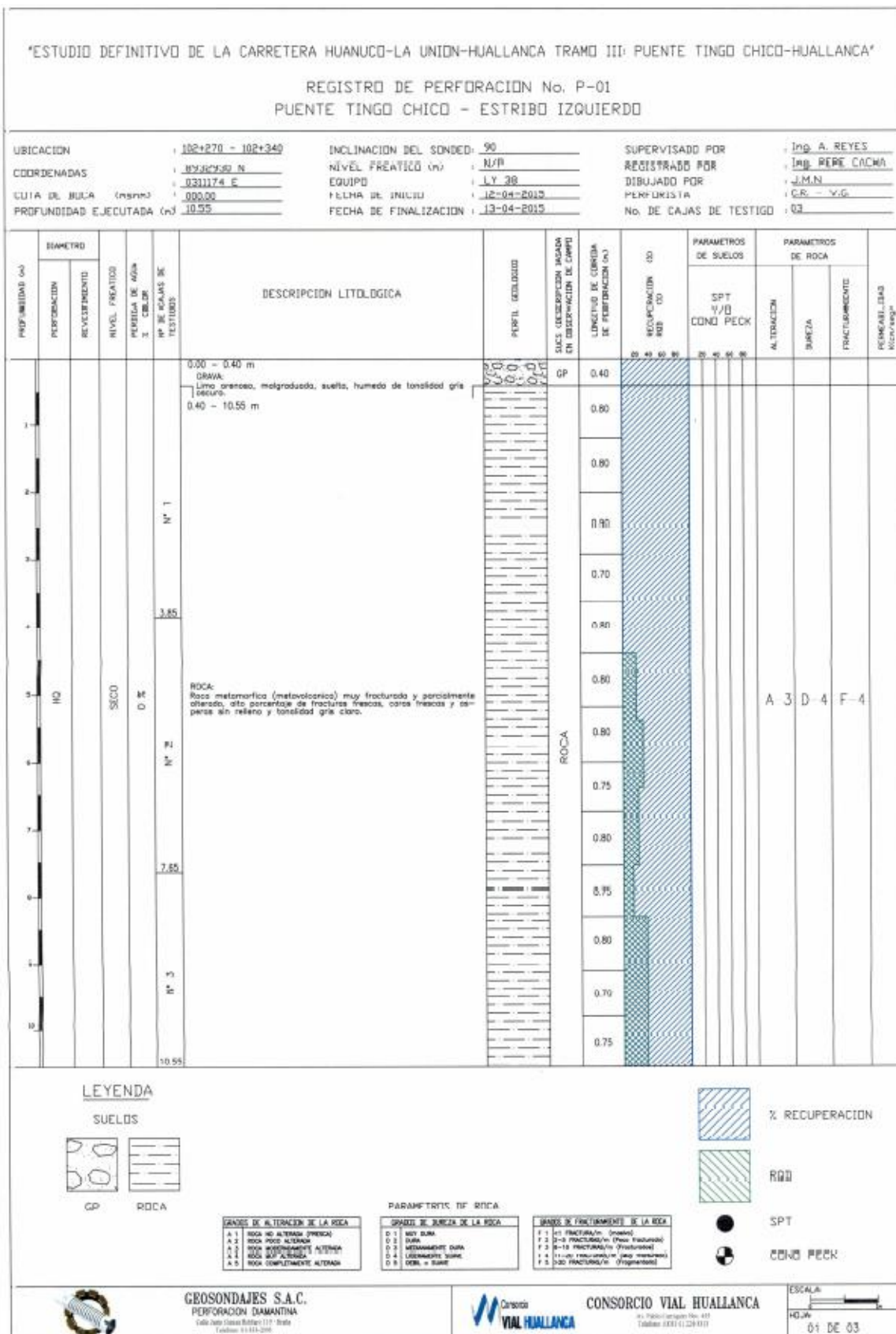


- **IBER**





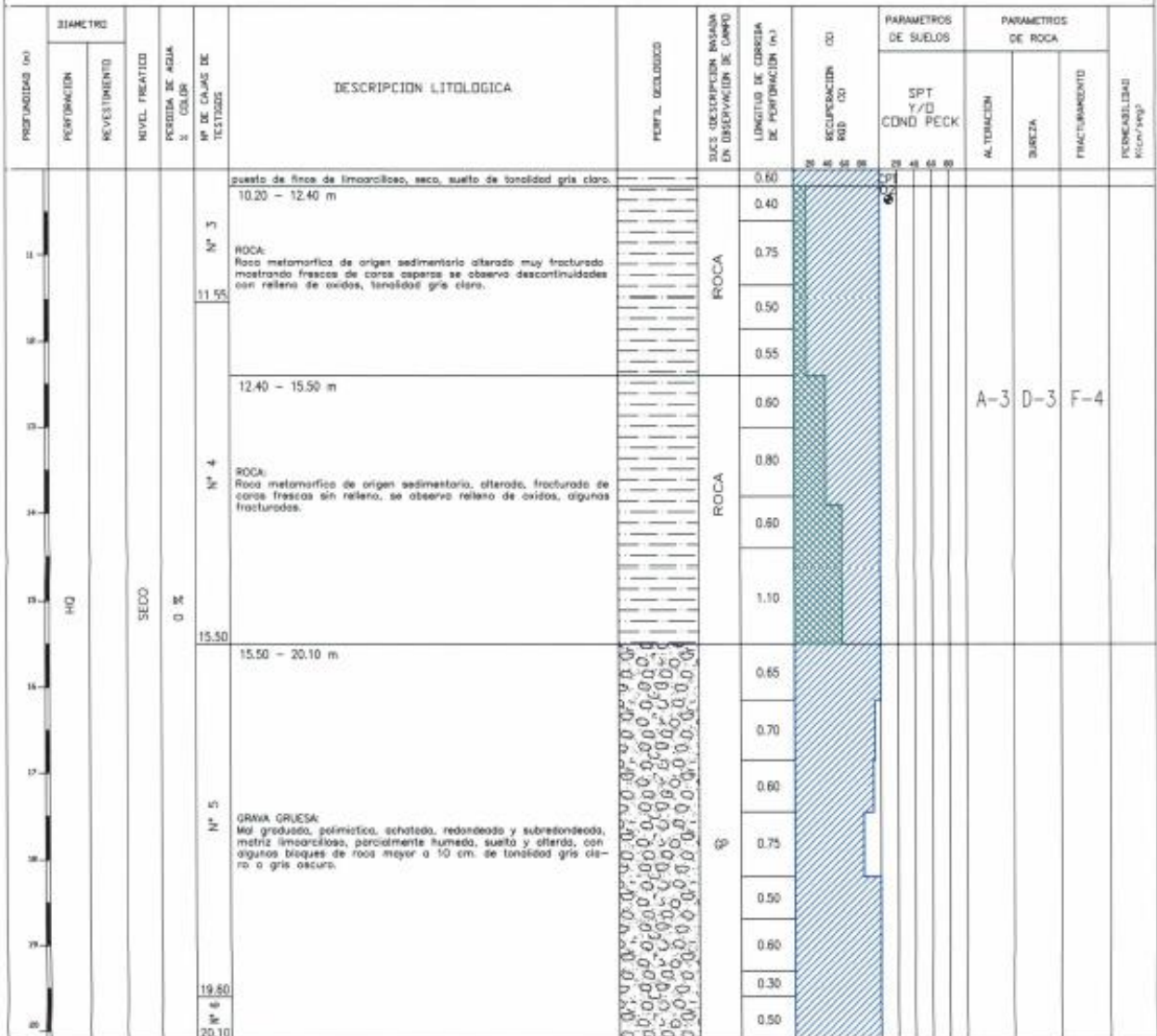
Anexos 10: Perforación Diamantina



"ESTUDIO DEFINITIVO DE LA CARRETERA HUANUCO-LA UNION-HUALLANCA TRAMO III: PUENTE TINGO CHICO-HUALLANCA"

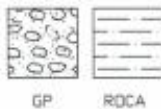
REGISTRO DE PERFORACION No. P-02
PUENTE TINGO CHICO - ESTRIBO DERECHO

UBICACION	: 102+270 - 102+340	INCLINACION DEL SONDEO	: 90	SUPERVISADO POR	: Ing. A. REYES
COORDENADAS	: 09302951 N	NIVEL FREATICO (m)	: N/P	REGISTRADO POR	: Ing. PEPE CACHA
COTA DE BOCA (msnm)	: 0311235 E	EQUIPO	: LY 3B	DIBUJADO POR	: J.M.N.
PROFUNDIDAD EJECUTADA (m)	: 000.00	FECHA DE INICIO	: 09-04-2015	PERFORISTA	: C.R. - V.G.
	: 20.10	FECHA DE FINALIZACION	: 11-04-2015	No. DE CAJAS DE TESTIGO	: 05



LEYENDA

SUELOS



PARAMETROS DE ROCA

GRADO DE ALTERACION DE LA ROCA

1	ROCA NO ALTERADA (FRESCA)
2	ROCA POCO ALTERADA
3	ROCA MODERADAMENTE ALTERADA
4	ROCA MUY ALTERADA
5	ROCA COMPLETAMENTE ALTERADA

GRADO DE BURZA DE LA ROCA

0	MUY DURA
1	DURA
2	MODERADAMENTE DURA
3	LENERAMENTE SUAVE
4	DEBL. + SUAVE

GRADO DE FRAGMENTACION DE LA ROCA

1	0-1 FRACTURAS/m (Insulas)
2	2-5 FRACTURAS/m (Poco fracturada)
3	6-10 FRACTURAS/m (Fracturada)
4	11-20 FRACTURAS/m (Muy fracturada)
5	20+ FRACTURAS/m (Superfracturada)



GEOSONDAJES S.A.C.
PERFORACION DIAMANTINA
Talla, Soto y Caceres 119 - Huancayo
Teléfono: 051-251-2005



CONSORCIO VIAL HUALLANCA
Calle Talla y Caceres, Huancayo
Teléfono: 051-251-2005

ESCALA:
H.C.J.A.
03 DE 03

Anexos 11: Mapas

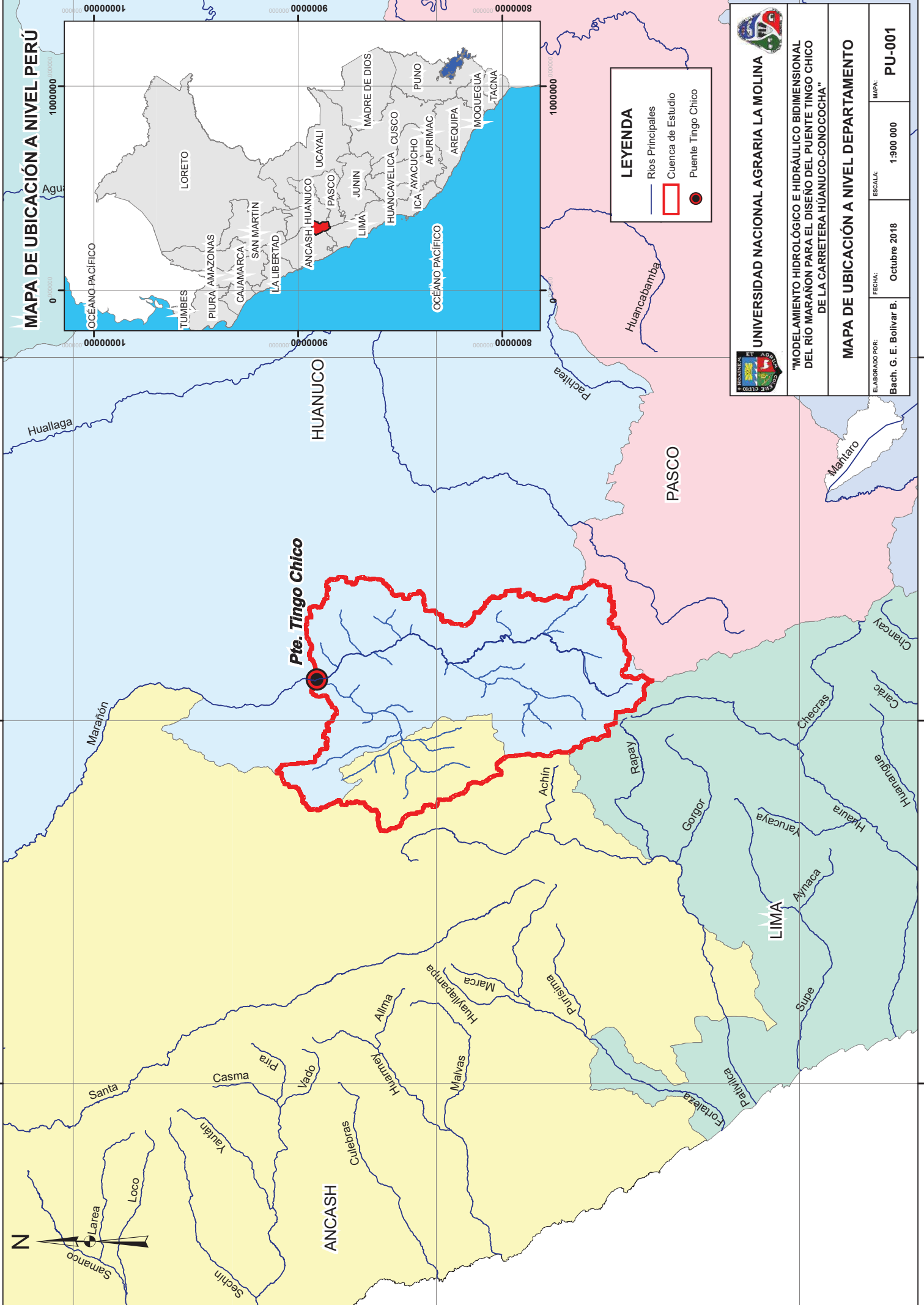
- Mapa de ubicación a nivel departamental
- Mapa de ubicación a nivel distrital
- Mapa de ubicación nivel de cuenca
- Mapa zona de estudio para el modelamiento hidráulico bidimensional

MAPA DE UBICACIÓN A NIVEL PERÚ



LEYENDA

- Ríos Principales
- Cuenca de Estudio
- Puente Tingo Chico

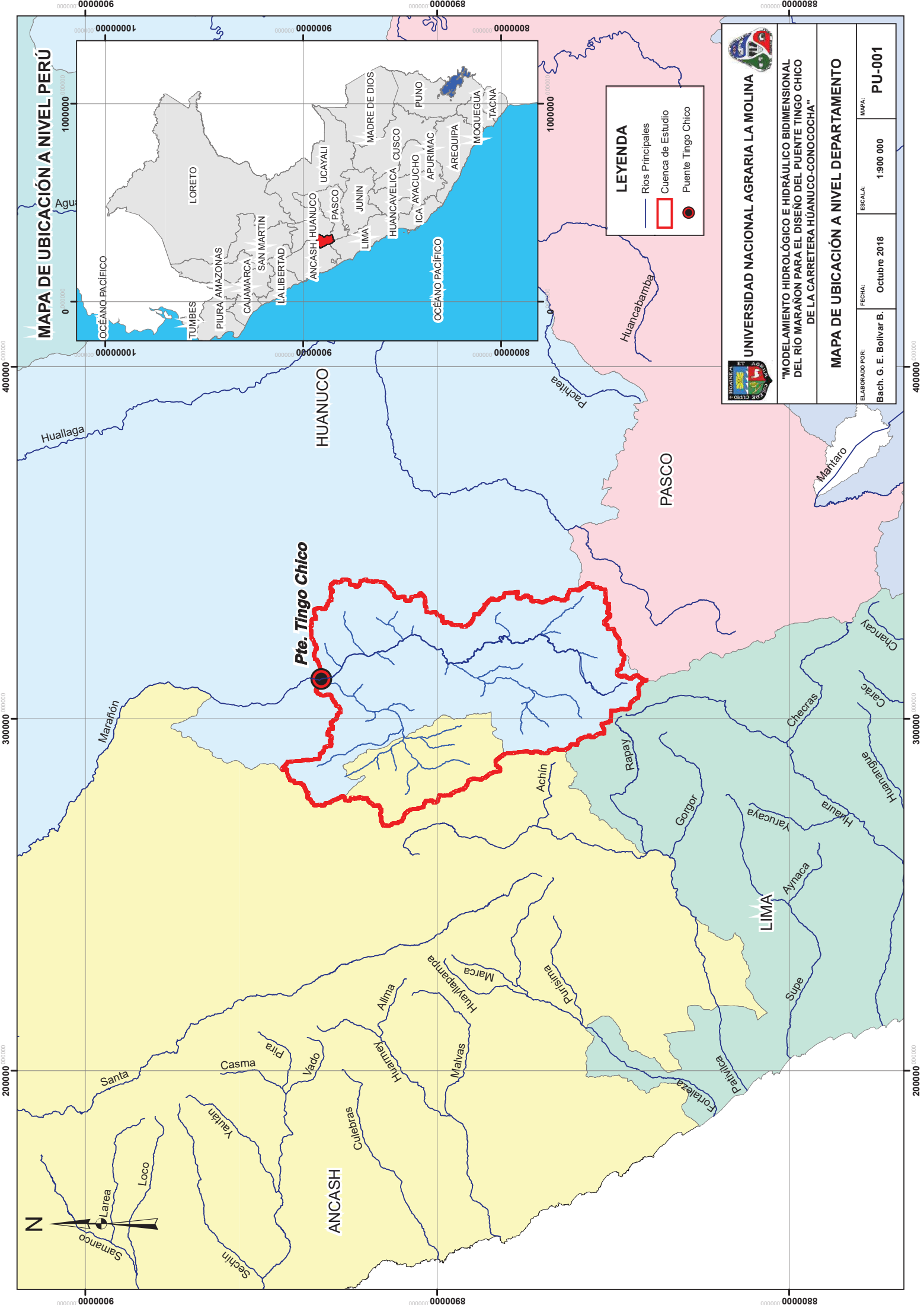


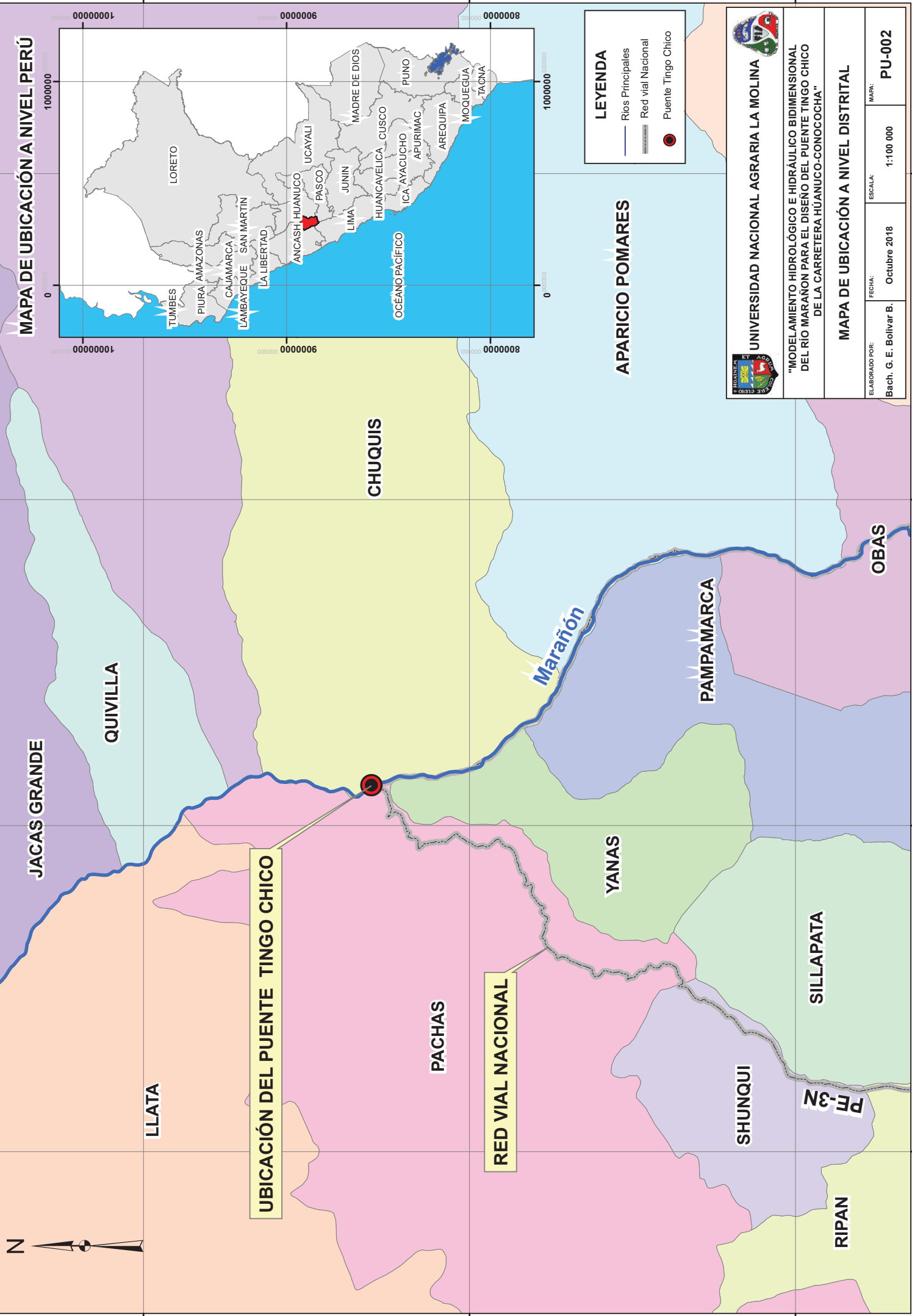
UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

"MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DEL RÍO MARAÑÓN PARA EL DISEÑO DEL PUENTE TINGO CHICO DE LA CARRETERA HUANUCO-CONOCCOCHA"

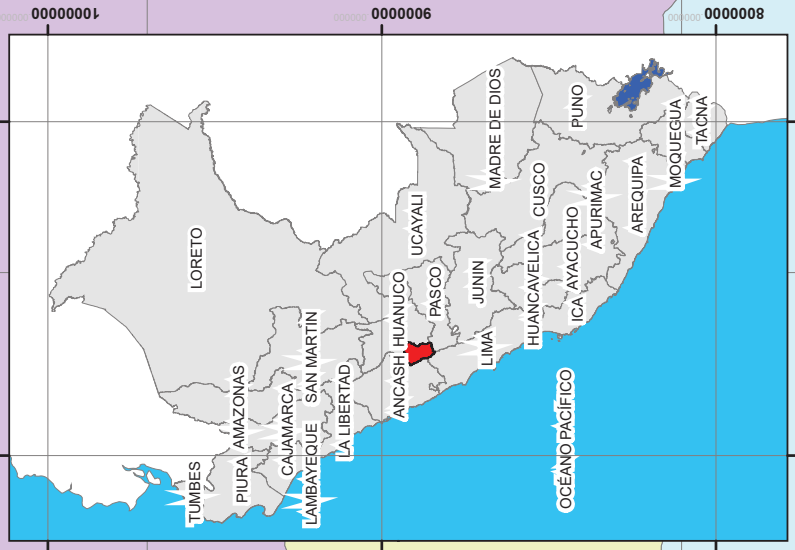
MAPA DE UBICACIÓN A NIVEL DEPARTAMENTO

ELABORADO POR: Bach. G. E. Bolívar B. FECHA: Octubre 2018 ESCALA: 1:900 000 MAPA: PU-001







MAPA DE UBICACIÓN A NIVEL PERÚ



LEYENDA

- Rios Principales
- Red vial Nacional
- Puente Tingo Chico

APARICIO POMARES

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

"MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DEL RÍO MARAÑÓN PARA EL DISEÑO DEL PUENTE TINGO CHICO DE LA CARRETERA HUÁNUCO-CONOCOCHA"

MAPA DE UBICACIÓN A NIVEL DISTRITAL

ELABORADO POR: Bach. G. E. Bolívar B.	FECHA: Octubre 2018	ESCALA: 1:100 000	MAPA: PU-002
--	------------------------	----------------------	-----------------

UBICACIÓN DEL PUENTE TINGO CHICO

RED VIAL NACIONAL

PF-3N

MAPA DE UBICACIÓN A NIVEL PERÚ



LEYENDA

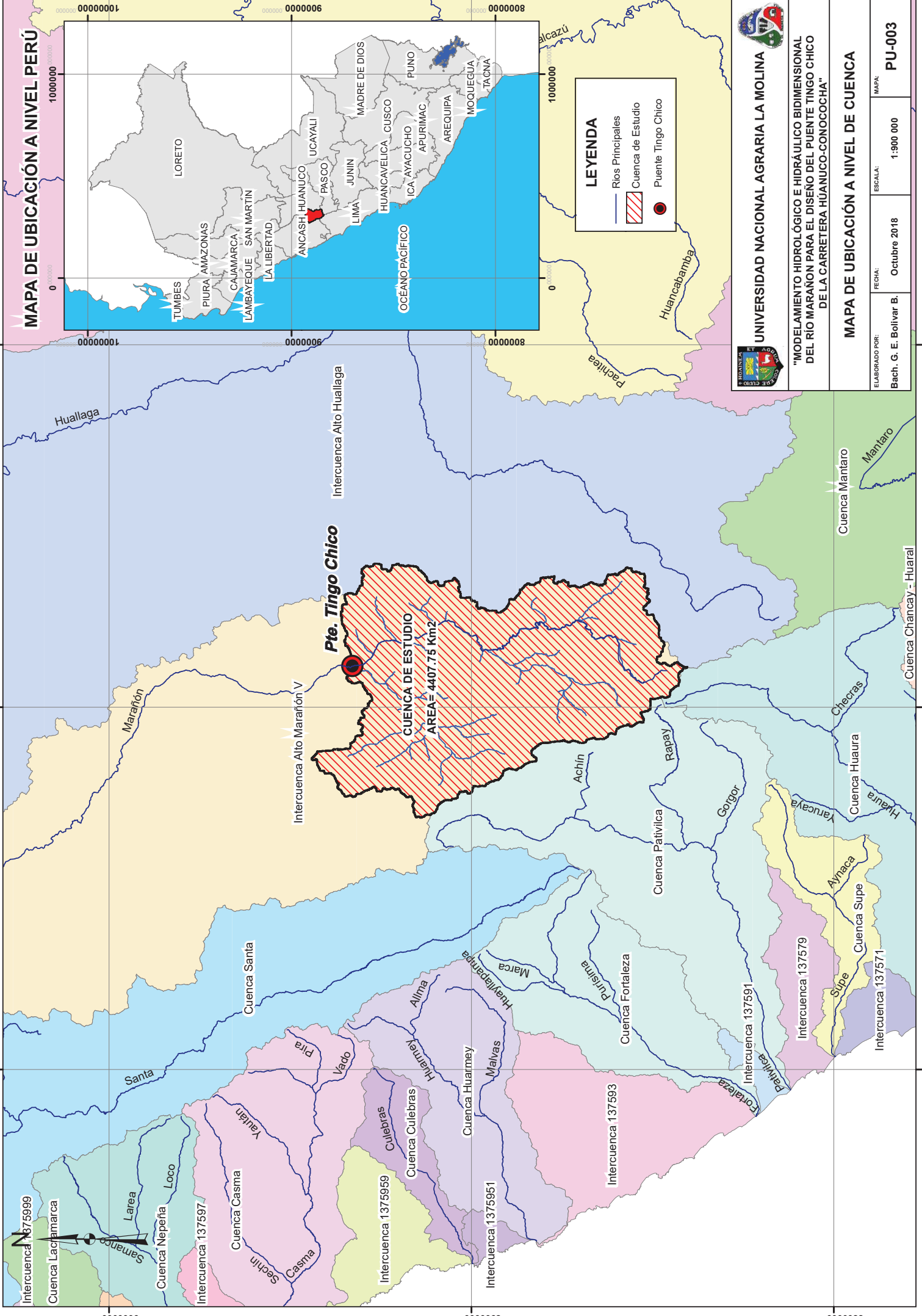
- Ríos Principales
- Cuenca de Estudio
- Puente Tingo Chico

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

"MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DEL RÍO MARAÑÓN PARA EL DISEÑO DEL PUENTE TINGO CHICO DE LA CARRETERA HUÁNUCO-CONOCCHA"

MAPA DE UBICACIÓN A NIVEL DE CUENCA

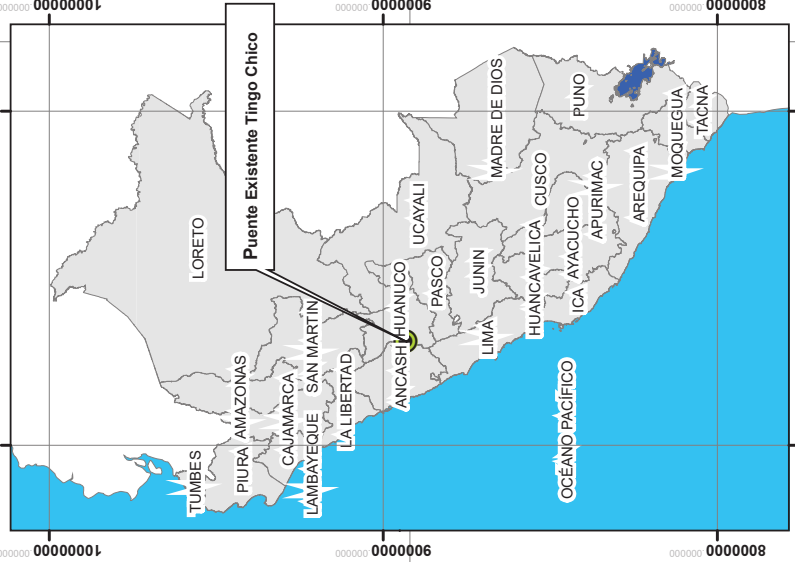
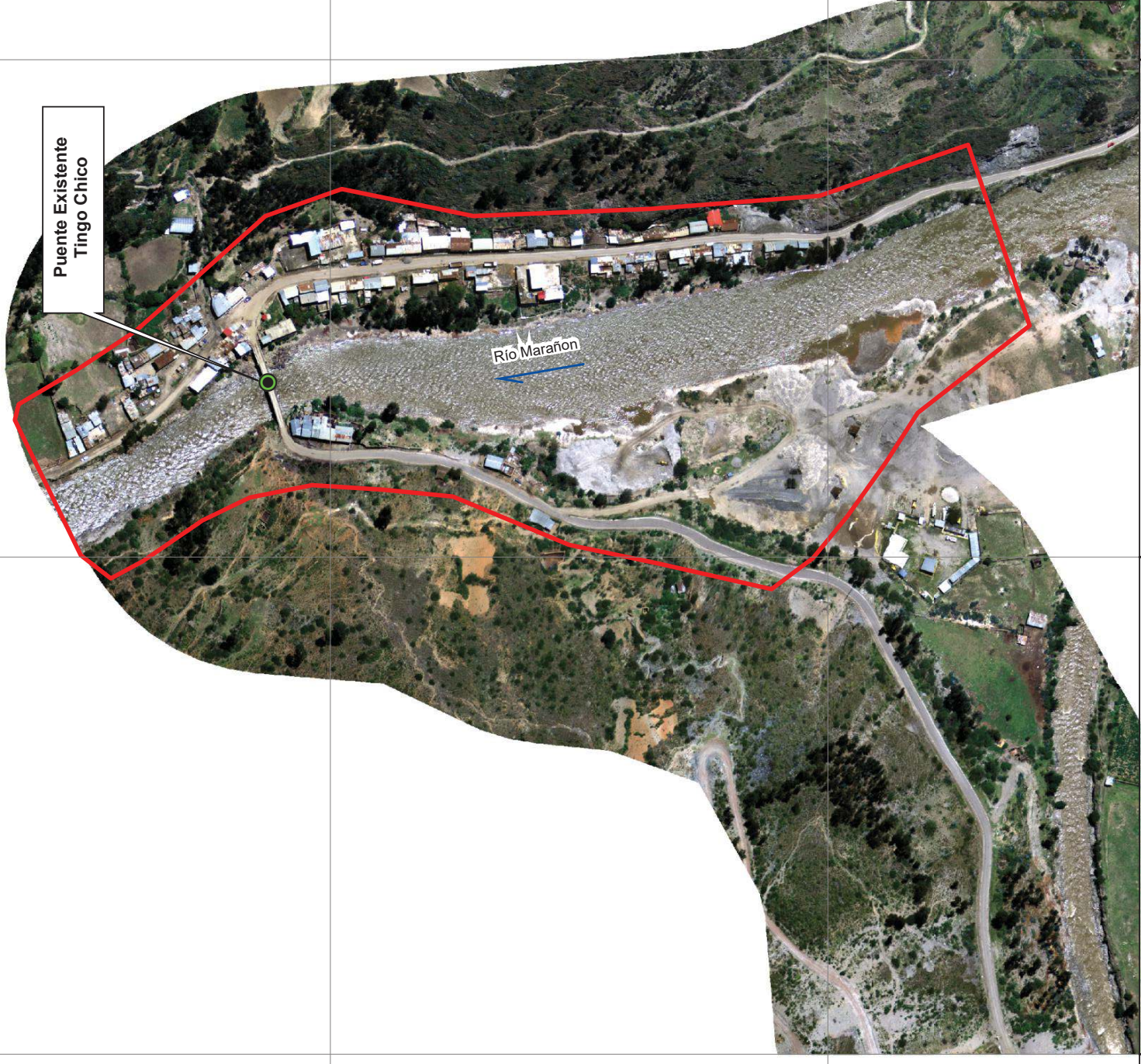
ELABORADO POR: Bach. G. E. Bolívar B.	FECHA: Octubre 2018	ESCALA: 1:900 000	MAPA: PU-003
--	------------------------	----------------------	-----------------





Puente Existente Tingo Chico

Río Marañón



LEYENDA

- Área de Estudio
- Puente Tingo Chico
- Río Marañón



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

"MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DEL RÍO MARAÑÓN PARA EL DISEÑO DEL PUENTE TINGO CHICO DE LA CARRETERA HUÁNUCO-CONOCHOA"

MAPA DE UBICACIÓN
ZONA DE ESTUDIO PARA EL MOD. HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL

ELABORADO POR:
Bach. G. E. Bolívar B.

FECHA:
Octubre 2018

ESCALA:
1:250 000

MAPA:
PU-004

