

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DEL RÍO
FORTALEZA PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL PUENTE
HUÁNCAR, PROVINCIA DE BARRANCA, LIMA”**

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

FRANK ALONSO PALOMINO AUCCAPUCLLA

LIMA – PERÚ

2022

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

**“MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DEL RÍO
FORTALEZA PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL PUENTE
HUÁNCAR, PROVINCIA DE BARRANCA, LIMA”**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

Presentado por:

BACH. FRANK ALONSO PALOMINO AUCCAPUCLLA

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Dr. EDUARDO ABRAHAM CHÁVARRI VELARDE
Presidente

Mg. Sc. RICARDO APACLLA NALVARTE
Asesor

Dr. EUSEBIO MERCEDES INGOL BLANCO
Miembro

Dr. GONZALO RAMCÉS FANO MIRANDA
Miembro

LIMA – PERU

2022

DEDICATORIA

Al Patrón de Huamanga “Jesús Nazareno” por haberme dado la vida y permitir haber llegado a esta etapa tan importante de mi vida profesional.

A mis padres María Luz y Alfonso todo lo que soy se los debo a ustedes, gracias por su amor, comprensión y apoyo incondicional en lograr este objetivo, siempre estaré agradecido por todo lo que brindaron y hacerme una persona de bien. LOS AMO.

A mis queridas tías María Elena, Isabel, Yanet y Glicería por darme esas palabras de aliento, su apoyo y su amistad para poder cumplir con este objetivo y por todos los momentos compartidos en familia.

A mis queridos primos Danitza y Jeffrey por haber sido parte de este largo camino y haber compartido gratos momentos.

A mi abuelita Fortunata por más que te encuentres lejos, sé que me proteges y guías mis pasos. Gracias por tus sabios consejos, siempre los llevaré presente. Tupananchiskama.

A mi enamorada Liz por brindarme su apoyo y las incontables palabras de aliento para culminar la tesis y haber compartido momentos inolvidables.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Agraria La Molina, a la Facultad de Ingeniería Agrícola, a todos los docentes y amigos con los que compartí aulas y momentos inolvidables.

A mi asesor el Ing. Ricardo Apaclla Nalvarte, quien me brindó su apoyo, guía y consejos para poder alcanzar uno de mis grandes objetivos.

ÍNDICE GENERAL

I.	INTRODUCCIÓN	1
II.	REVISIÓN DE LITERATURA	5
2.1.	CICLO HIDROLÓGICO	5
2.2.	CUENCA HIDROGRÁFICA	6
2.3.	PRECIPITACIÓN	6
2.4.	ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DATOS HIDROLÓGICOS	8
2.4.1.	Prueba de dato dudosos (Water Resources Council)	8
2.4.2.	Análisis de Frecuencia	10
2.4.3.	Distribución de probabilidad.....	10
2.4.4.	Prueba de bondad de ajuste.....	12
2.5.	TORMENTA.....	14
2.5.1.	Curvas I-D-F	14
2.5.2.	Hietograma de diseño.....	15
2.6.	PERIODO DE RETORNO	16
2.7.	EXCESO DE PRECIPITACION Y ESCORRENTIA DIRECTA	18
2.7.1.	Método del Servicio de Conservación de Suelos.....	18
2.8.	HIDROGRAMA	20
2.8.1.	Hidrograma unitario sintético	20
2.9.	TRÁNSITO DE AVENIDAS	22
2.9.1.	Método de Muskingum	22
2.10.	MODELACIÓN HIDROLÓGICA	24
2.10.1.	Modelación con HEC – HMS	24
2.10.2.	Calibración del modelo Hidrológico.....	25
2.11.	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	26
2.11.1.	Método de Cowan	26
2.12.	HIDRÁULICA FLUVIAL	28
2.13.	MORFOLOGÍA FLUVIAL	28
2.13.1.	Sinuosidad.....	29
2.14.	ANCHO ESTABLE	30
2.15.	MODELACIÓN HIDRÁULICA	33
2.15.1.	Modelo Hidráulico Unidimensional en HEC – RAS	33

2.15.2.	Modelo Bidimensional en IBER.....	35
2.15.3.	El uso del software Iber en diferentes estudios y/o investigaciones	40
2.16.	HIDRÁULICA DE PUENTES	41
2.16.1.	Emplazamiento del puente	42
2.16.2.	Alineación del puente.....	42
2.16.3.	Gálibo o altura libre	43
2.16.4.	Socavación en puentes	43
III.	METODOLOGÍA.....	49
3.1.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	49
3.2.	UBICACIÓN	50
3.2.1.	Ubicación Política.....	50
3.2.2.	Ubicación Geográfica	50
3.2.3.	Ubicación Hidrográfica.....	51
3.2.4.	Estaciones pluviométricas e hidrométricas	52
3.3.	MATERIALES, EQUIPOS Y SOFTWARES	52
3.4.	PROCEDIMIENTO.	53
3.4.1.	Trabajo de campo y gabinete.	53
3.4.2.	Modelamiento Hidrológico	56
3.4.2.1.	Determinación de los parámetros geomorfológicos.....	56
3.4.2.2.	Análisis y tratamiento de la información pluviométrica e Hidrométrica	57
3.4.2.3.	Selección del periodo de Retorno.....	64
3.4.2.4.	Análisis de frecuencia y prueba de bondad de ajuste.....	65
3.4.2.5.	Precipitaciones para diferentes periodos de retorno.....	66
3.4.2.6.	Lluvias máximas	66
3.4.2.7.	Intensidad de lluvia	67
3.4.2.8.	Hietograma de precipitación de diseño	73
3.4.2.9.	Cálculo del número de curva (CN)	78
3.4.2.10.	Modelamiento Hidrológico en HEC – HMS.....	80
3.4.2.11.	Calibración del modelo hidrológico.....	84
3.4.3.	Modelamiento Hidráulico	86
3.4.3.1.	Estimación del coeficiente de rugosidad del cauce principal.....	86
3.4.3.2.	Calibración de caudal de máxima avenida.....	88
3.4.3.3.	Modelamiento Hidráulico condiciones actuales.	90

3.4.3.4.	Modelamiento Hidráulico en condiciones proyectadas	92
IV.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	106
4.1.	MODELO HIDROLÓGICO	106
4.1.1.	Modelamiento Hidrológico con HEC-HMS.	106
4.1.2.	Calibración del modelo Hidrológico.....	107
4.1.3.	Hydrogramas de diseño	109
4.2.	MODELAMIENTO HIDRÁULICO	110
4.2.1.	Secciones transversales	110
4.2.2.	Perfil de Nivel de aguas máximas.....	111
4.2.3.	Tirantes máximos.....	114
4.2.4.	Velocidad del flujo.....	117
4.2.5.	Tipo de régimen del flujo.....	120
4.3.	IDENTIFICACIÓN DE ZONAS CRÍTICAS.....	123
4.3.1.	Zonas de Inundación	123
4.3.2.	Zonas Críticas	125
4.4.	SOCAVACIÓN.....	129
4.4.1.	Socavación General y por contracción.....	129
4.4.2.	Socavación Local en los estribos	130
4.5.	DIMENSIONAMIENTO DEL PUENTE PROPUESTO	131
4.5.1.	Parámetros Hidráulicos en la zona del puente proyectado	131
4.5.2.	Parámetros para el dimensionamiento del puente proyectado	131
V.	CONCLUSIONES	133
VI.	RECOMENDACIONES	135
VII.	BIBLIOGRAFÍA	136
VIII.	ANEXOS.....	140

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores para Kn para la prueba de datos dudosos	9
Tabla 2: Valores Críticos "d" para la prueba Kolmogorov - Smirnov	13
Tabla 3: Valores del periodo de retorno (años)	17
Tabla 4: Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.....	17
Tabla 5: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante el método de Cowan	27
Tabla 6: Valores para el coeficiente que depende de la resistencia de las orillas	31
Tabla 7: Valores para el exponente en función del cauce	31
Tabla 8: Valores para las diferentes condiciones de fondo de río	32
Tabla 9: Valores de ancho estable según el caudal	32
Tabla 10: Data Geométrica requerida para el modelo hidráulico unidimensional	34
Tabla 11: Información de Flujo requerida para el modelo Hidráulico unidimensional	34
Tabla 12: Condiciones de contorno implementadas en los contornos abiertos.....	37
Tabla 13: Factor de corrección por contracción del cauce μ	45
Tabla 14: Coeficiente de corrección K_f	47
Tabla 15: Factor de corrección K_f por el método de Liu.....	48
Tabla 16: Coordenadas del puente a proyectar.....	50
Tabla 17: Parámetros geomorfológicos de la cuenca delimitada	56
Tabla 18: Parámetros geomorfológicos de las sub cuencas	57
Tabla 19: Estaciones pluviométricas seleccionadas	58
Tabla 20: Precipitaciones Máximas en 24 horas	60
Tabla 21: Resumen del Test Wald - Wolfowitz	61
Tabla 22: Resumen de la remoción de outliers.....	63
Tabla 23: Resumen del Test Kolmogorov - Smirnov para las estaciones pluviométricas ..	66
Tabla 24: Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno (TR).....	66
Tabla 25: Ecuaciones de Curvas I-D-F.....	67
Tabla 26: Intensidades de lluvia - Estación Chamana.....	68
Tabla 27: Intensidades de lluvia - Estación Chiquian	69
Tabla 28: Intensidades de lluvia - Estación Malvas	70
Tabla 29: Intensidades de lluvia - Estación Mayorarca.....	71
Tabla 30: Intensidades de lluvia - Estación Ocros	72
Tabla 31: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Chamana.....	73

Tabla 32: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Chiquian	74
Tabla 33: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Malvas	75
Tabla 34: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Mayorarca.....	76
Tabla 35: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Ocos	77
Tabla 36: Valores de Curva Numero.....	79
Tabla 37: Parámetros del modelo de la cuenca	81
Tabla 38: Valores de tiempo de retardo para el método del hidrograma unitario de Snyder	81
Tabla 39: Valores de K y X de Muskingum.....	82
Tabla 40: Porcentaje de influencia de las estaciones pluviométricas	83
Tabla 41: Caudales máximos diarios e instantáneos	85
Tabla 42: Valores de coeficientes de Manning según los métodos propuestos.....	88
Tabla 43: Análisis de sensibilidad del coeficiente de Manning	89
Tabla 44: Cálculo del ancho estable del cauce	92
Tabla 45: Resumen de parámetros ingresados en la modelación hidráulica unidimensional.....	94
Tabla 46: Valores de coeficiente de rugosidad para los diferentes tipos de usos de suelo..	96
Tabla 47: Parámetros hidráulicos para el cálculo de la socavación general.....	102
Tabla 48: Parámetros hidráulicos para el cálculo de la velocidad critica.....	103
Tabla 49: Valores del coeficiente K1	103
Tabla 50: Parámetros hidráulicos para el cálculo de la socavación por contracción	103
Tabla 51: Parámetros para el cálculo de socavación local mediante Froehlich	104
Tabla 52: Parámetros para el cálculo de socavación local mediante Artamanov.....	105
Tabla 53: Parámetros para el cálculo de socavación local mediante Liu, Chang y Skinner.....	105
Tabla 54: Resultados obtenidos del primer modelamiento en HEC-HMS.....	106
Tabla 55: Valores finales de Curva Numero	107
Tabla 56: Calibración del modelo	108
Tabla 57: Niveles de aguas máximas extraordinarias (NAME) en cada sección de interés.....	113
Tabla 58: Comparación de tirantes máximos entre los modelos IBER Y HEC-RAS.....	116
Tabla 59: Comparación de las velocidades máximas y promedios entre los modelos IBER Y HEC-RAS	119

Tabla 60: Tipo de régimen de flujo por secciones de control para los modelos IBER y HEC-RAS	122
Tabla 61: Áreas de inundación generadas por el modelo IBER y HEC-RAS.....	125
Tabla 62: Resumen de la socavación general y por contracción.....	129
Tabla 63: Resumen de profundidad de socavación local en los estribos.....	130
Tabla 64: Resumen de los parámetros hidráulicos en la zona del puente proyectado.....	131
Tabla 65: Parámetros para el dimensionamiento del puente proyectado Huancar.....	131
Tabla 66: Prueba de datos dudosos - Estación Chamana	146
Tabla 67: Prueba de datos dudosos – Estación Chiquian	147
Tabla 68: Prueba de datos dudosos - Estación Malvas.....	148
Tabla 69: Prueba de datos dudosos - Estación Mayorarca	149
Tabla 70: Prueba de datos dudosos - Estación Ocros	150
Tabla 71: Test Kolmogorov - Smirnov - Estación Chamana	152
Tabla 72: Test Kolmogorov - Smirnov - Estación Chiquian.....	153
Tabla 73: Test Kolmogorov - Smirnov - Estación Malvas.....	154
Tabla 74: Test Kolmogorov - Smirnov - Estación Mayorarca	155
Tabla 75: Test Kolmogorov - Smirnov - Estación Ocros.....	156
Tabla 76: Precipitaciones Máximas (mm) en 24 horas en función a las duraciones - Chamana.....	157
Tabla 77: Intensidades Máximas (mm/hr) en función a las duraciones - Chamana.....	157
Tabla 78: Precipitaciones Máximas (mm) en 24 horas en función a las duraciones - Chiquian.....	158
Tabla 79: Intensidades Máximas (mm/hr) en función a las duraciones - Chiquian	158
Tabla 80: Precipitaciones Máximas (mm) en 24 horas en función a las duraciones - Malvas.....	159
Tabla 81: Intensidades Máximas (mm/hr) en función a las duraciones - Malvas	159
Tabla 82: Precipitaciones Máximas (mm) en 24 horas en función a las duraciones - Mayorarca	160
Tabla 83: Intensidades Máximas (mm/hr) en función a las duraciones - Mayorarca.....	160
Tabla 84: Precipitaciones Máximas (mm) en 24 horas en función a las duraciones - Ocros	161
Tabla 85: Intensidades Máximas (mm/hr) en función a las duraciones - Ocros	161
Tabla 86: Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno - Chamana.....	162

Tabla 87: Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno - Chiquian	163
Tabla 88: Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno - Malvas	164
Tabla 89: Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno - Mayorarca	165
Tabla 90: Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno - Ocros	166

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Esquema del ciclo Hidrológico	5
Figura 2: Ejemplo de Isoyetas – Departamento de Huánuco	7
Figura 3: Curvas Intensidad – Duración - Frecuencia	14
Figura 4: Hietograma por el método bloque alterno.....	16
Figura 5: Solución de ecuaciones de SCS	19
Figura 6: Hidrograma sintético de Snyder	21
Figura 7: Paso de un tránsito	22
Figura 8: Almacenamiento por cuña y prisma en un tramo del canal	22
Figura 9: Clasificación de básicos ríos	29
Figura 10: Tipos de sinuosidad.....	29
Figura 11: Esquema de la condición de contorno interna de compuerta.....	38
Figura 12: Esquema de la condición de contorno interna de vertedero.....	38
Figura 13: Esquema de la condición de contorno interna de compuerta y vertedero.....	39
Figura 14: Esquema y ecuaciones de la condición de contorno interna de pérdida de carga localizada	39
Figura 15: Ejemplo de malla de cálculo formada por elementos triangulares	40
Figura 16: Ejemplo de alineación perpendicular del puente	42
Figura 17: Alineamiento recomendado de pilas, cimentaciones y estribos.....	43
Figura 18: Sección transversal del cauce sin erosión y final erosionada.....	44
Figura 19: Factor de corrección que depende del ataque del flujo K_e	47
Figura 20: Vista fotográfica aguas abajo del puente actual.....	49
Figura 21: Mapa de Ubicación Política del puente a proyectar.....	50
Figura 22: Mapa de ubicación hidrográfica del puente a proyectar	51
Figura 23: Mapa de ubicación de las estaciones pluviométricas e hidrométricas	52
Figura 24: Vista fotográfica de la visita técnica a la zona de estudio	54
Figura 25: Flujograma metodológico de la investigación	55
Figura 26: Histograma de las estaciones pluviométricas.....	59
Figura 27: Diagrama Box plots de precipitaciones máximas en 24 horas.....	62
Figura 28: Hidrograma de caudales máximos diarios anuales - Estación La Rinconada....	64
Figura 29: Curvas IDF - Estación Chamana.....	68
Figura 30: Curvas IDF - Estación Chiquian	69
Figura 31: Curvas IDF - Estación Malvas	70

Figura 32: Curvas IDF - Estación Mayorarca	71
Figura 33: Curvas IDF - Estación Ocos	72
Figura 34: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Chamana	74
Figura 35: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Chiquian.....	75
Figura 36: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Malvas.....	76
Figura 37: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Mayorarca	77
Figura 38: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Ocos.....	78
Figura 39: Mapa de curva número para la zona de estudio	80
Figura 40: Polígonos de Thiessen en las subcuencas	83
Figura 41: Modelo de la cuenca en HEC-HMS.....	84
Figura 42: Río Rock Creek, Montana.....	86
Figura 43: Aguas abajo del puente a proyectar	87
Figura 44: Aguas arriba del puente a proyectar.....	87
Figura 45: Huella máxima vista en campo	88
Figura 46: Sección de calibración	89
Figura 47: Perfil del flujo en condiciones actuales.....	90
Figura 48: Sección Aguas arriba del puente	91
Figura 49: Distribución de velocidades en la sección aguas arriba del puente	91
Figura 50: Geometría del cauce del Río Fortaleza en un tramo de 900 metros	93
Figura 51: Creación de mallas en IBER	95
Figura 52: Clasificación de usos de suelo	97
Figura 53: Asignación de zona de entrada y salida del flujo.....	97
Figura 54: Ingreso del hidrograma en las condiciones de contorno de IBER	98
Figura 55: Ingreso de las coordenadas del puente.....	98
Figura 56: Puente ingresado en la malla 2D de IBER.....	99
Figura 57: Ventanas para el ingreso de datos del problema	100
Figura 58: Ventana del proceso de cálculo.....	100
Figura 59: Modelo hidrológico para los periodos de retorno de 100 y 140 años	108
Figura 60: Hidrograma de diseño para el periodo de retorno de 140 años.....	109
Figura 61: Secciones transversales para el tramo de estudio.....	111
Figura 62: Perfil hidráulico del tramo en análisis para HEC RAS 1D e IBER	112
Figura 63: Secciones Transversales IBER.....	114
Figura 64: Secciones Transversales HEC-RAS 1D.....	114
Figura 65: Perfil de tirantes máximos para IBER y HEC-RAS 1D.....	115

Figura 66: Perfil de velocidades para los modelos IBER y HEC-RAS.....	118
Figura 67: Variación de los valores del número de froude para los modelos IBER y HEC-RAS	121
Figura 68: Área de máxima inundación – IBER y HEC -RAS 1D	123
Figura 69: Áreas de inundación superpuestas de HEC-RAS e IBER.....	124
Figura 70: Identificación de las zonas críticas 1 y 2.....	126
Figura 71: Identificación de las zonas críticas 1 y 2 en la visita al campo.....	126
Figura 72: Identificación de las zonas críticas 3 y 4.....	127
Figura 73: Identificación de las zonas criticas 3 y 4 en la visita a campo.....	127
Figura 74: Identificación de las zonas críticas 5 y 6.....	128
Figura 75: Identificación de las zonas criticas 5 y 6 en la visita a campo.	128
Figura 76: Socavación por el método de Lichtvan & Lebediev en la sección inmediatamente aguas arriba del puente proyectado	129
Figura 77: Profundidad de socavación local en los estribos en HEC-RAS.....	130
Figura 78: Sección con las dimensiones del puente proyectado Huáncar	132
Figura 79: Datos de precipitaciones máximas en 24 horas - Estación Chamana	140
Figura 80: Datos de precipitaciones máximas en 24 horas - Estación Chiquian.....	141
Figura 81: Datos de precipitaciones máximas en 24 horas - Estación Malvas.....	143
Figura 82: Datos de precipitaciones máximas en 24 horas - Estación Mayorarca	144
Figura 83: Datos de precipitaciones máximas en 24 horas - Estación Ocos.....	145
Figura 84: Caudales diarios máximos anuales - Estación La Rinconada	151
Figura 85: Curvas de ajuste de distribución - Estación Chamana	152
Figura 86: Curvas de ajuste de distribución - Estación Chiquian.....	153
Figura 87: Curvas de ajuste de distribución - Estación Malvas	154
Figura 88: Curvas de ajuste de distribución - Estación Mayorarca.....	155
Figura 89: Curvas de ajuste de distribución - Estación Ocos.....	156
Figura 90: Curvas IDF SENAMHI - Chamana	162
Figura 91: Curvas IDF SENAMHI - Chiquian.....	163
Figura 92: Curvas IDF SENAMHI - Malvas.....	164
Figura 93: Curvas IDF SENAMHI - Mayorarca	165
Figura 94: Curvas IDF SENAMHI - Ocos.....	166
Figura 95: Ensayo Granulométrico del Rio Fortaleza	167
Figura 96: Vista frontal del puente existente con dirección al centro poblado Huáncar ...	168
Figura 97: Vista de la sección del puente existente desde aguas abajo.....	168

Figura 98: Vista del estribo izquierdo con problemas de socavación	169
Figura 99: Fisuras en la estructura del puente	169
Figura 100: Problemas en el emplazamiento del tablero sobre los estribos y los sumideros de drenaje se encuentran completamente obstruidos.....	170
Figura 101: Diálogo con la población del Centro Poblado Huáncar	170

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Estaciones Pluviométricas	140
Anexo 2: Prueba de datos dudosos	146
Anexo 3: Estación Hidrométrica	151
Anexo 4: Análisis de Frecuencia y prueba de bondad de ajuste	152
Anexo 5: Método de Dick & Pechske	157
Anexo 6: Curvas IDF del portal de infraestructura de datos espaciales del SENAMHI...	162
Anexo 7: Ensayo Granulométrico	167
Anexo 8: Panel Fotográfico.....	168

RESUMEN

En el 2017, se presentó el evento denominado “El Niño Costero”, el cual ocasionó el deterioro y fallas en muchas de las infraestructuras hidráulicas (bocatomas, puentes, defensas ribereñas, etc.) ubicadas en la costa de nuestro territorio. Debido a ello, en el presente trabajo de investigación se realizó el modelamiento hidrológico e hidráulico del río Fortaleza para el dimensionamiento del puente Huáncar, el cual presentó fisuras y socavación en los estribos; además el tablero del puente se encuentra inclinado y presenta algunas fisuras, la cual es un peligro para la transitabilidad de personas y vehículos. La metodología consistió en analizar y procesar la información de precipitaciones máximas en 24 horas de las diferentes estaciones ubicadas dentro y fuera de la cuenca Fortaleza, para luego calcular la precipitación máxima de diseño para los periodos de retorno de 140 y 500 años, siendo el primero para el diseño del puente y el segundo para calcular la socavación general y local en los estribos. Luego, se procedió al cálculo del caudal de máxima avenida para dichos periodos de retorno haciendo uso del software HEC-HMS. Luego, con los respectivos hidrogramas se realizó el modelamiento hidráulico haciendo uso de los softwares HEC- RAS 1D e IBER, con los cuales se realizó una comparación de tirante, velocidad, número de Froude y nivel de agua; reflejando que los valores obtenidos por estos programas presentan gran similitud. Finalmente, se calculó los parámetros hidráulicos para el dimensionamiento del puente como son el NAME, la luz del puente, socavación y gálibo, tomando en cuenta la cota inferior del tablero del puente.

Palabras clave: Hidrología, Hidráulica, río Fortaleza, puente, HEC-RAS 1D, IBER

ABSTRACT

In 2017, the event called "El Niño Costero" caused the deterioration and failure of many of the hydraulic infrastructures (Intakes, bridges, riverside defenses, etc.) located on the coast of our territory. Due to this, in the present research work was carried out the hydrological and hydraulic modeling of the river Fortaleza for the dimensioning of the bridge Huáncar, which present cracks and undermining in the stirrups, In addition, the deck of the bridge is inclined and has some cracks, which is a danger to the traffic of people and vehicles. The methodology consisted of analyzing and processing the maximum rainfall information in 24 hours of the different stations located inside and outside the Fortaleza basin return period for 140 and 500 years, being the first for the design of the bridge and the second for calculating general and local undercutting in the stirrups. Then, we proceeded to calculate the maximum flow rate for these return periods by making use of the HEC-HMS software, then with the respective hydrograms we performed the hydraulic modeling in the HEC-software RAS 1D and IBER, with which was made a comparison of wáter depth, speed, Froude number and water level; reflecting that the values obtained by these programs present great similarity. Finally, we calculated the hydraulic parameters for the dimensioning of the bridge such as the NAME, the bridge light, scour and free Edge taking into account the minimum beam level of the board.

Key Words: Hydrology, Hydraulic, river Fortaleza, bridges, HEC-RAS 1D, IBER

I. INTRODUCCIÓN

Hoy en día el Perú, se ve afectado por los constantes cambios climatológicos que se da en todo el mundo, reflejado en fuertes precipitaciones que se presentan en las diferentes regiones del territorio y también por la variabilidad interanual del clima, más conocido como el Fenómeno del Niño. Todo esto conlleva a que se produzca un incremento en el caudal de los ríos y quebradas, generando así inundaciones y crecidas de los ríos que traen consigo pérdidas materiales (campos agrícolas, carreteras, obras de arte, etc.), humanas y económicas, lo cual afecta a las diferentes regiones del país.

Uno de los últimos eventos extraordinarios fue el Niño Costero del 2017, que según el Instituto Nacional de Defensa Civil (2018) afectó alrededor de 1.9 millones de personas y causó la destrucción de más de 400 puentes en toda la costa y sierra de nuestro territorio. Asimismo, provocó el deterioro y fallos en muchos otros puentes, elevando el costo de al menos mil millones de dólares para poder arreglar estas infraestructuras (León & Karul, 2017).

Los puentes son estructuras costosas e importantes para la transitabilidad de los pueblos, por consiguiente, se necesita de un buen dimensionamiento, ya que no solo cumplen la función de conexión con diferentes carreteras y pueblos, sino que son de gran ayuda en el crecimiento y desarrollo socio económico de las poblaciones. Según Abad, citado por Delta (2017), afirma que los puentes en el Perú en su mayoría fallan debido a un deficiente diseño hidrológico e hidráulico, y en muchos casos los puentes se construyen en base a necesidades locales, sin ningún estudio previo.

Según el INDECI (2018) una de las cuencas afectadas por el Niño Costero fue la del Río Fortaleza que sufrió un aumento considerable en su caudal afectando a varias infraestructuras hidráulicas que se encontraban en la parte baja y media del valle Fortaleza como puentes, canales de riego, defensas ribereñas e interrumpiendo la vía Pativilca – Huaraz. Una de estas estructuras, fue el puente Huáncar que durante el fenómeno sufrió daños considerables a causa de dicho aumento, el cual trajo consigo palizadas y rocas de

gran diámetro; los cuales ocasionaron un rebose en la estructura, ocasionándole fisuras en el tablero y estribos del mismo, así como también se produjo socavación en ambos estribos, siendo el más afectado el estribo izquierdo (Ancash ,2017). Por otro lado, en la zona de emplazamiento del puente se puede observar que existe un estrechamiento en comparación con la parte de aguas arriba y aguas abajo del puente, lo cual también ocasionó deterioro en la estructura dejando incomunicado por varios días al centro poblado Huáncar y afectando a sus calles. Tomando en cuenta los daños sufridos en el puente Huáncar, se propone su reemplazo, para lo cual se realizó el modelamiento hidrológico e hidráulico para su nuevo dimensionamiento.

Para realizar el diseño hidráulico de la nueva estructura a proyectar, existen diferentes modelos numéricos unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales que permiten pronosticar el comportamiento del río y la interacción con la estructura ante el incremento del caudal o un evento extraordinario. Para el presente proyecto se hará uso del modelo unidimensional HEC- RAS, que permite analizar el comportamiento hidráulico del río en la zona del puente. Asimismo, se hará uso del software bidimensional IBER, ya que mediante sus modelos numéricos representará una mejor opción para modelaciones de ríos con geometrías de mayor irregularidad, así como cuando se requiere un mejor análisis de las zonas de inundación y el comportamiento hidráulico del flujo a través de estribos y pilas.

Se realizó el modelamiento hidráulico unidimensional (HEC RAS 1D) y bidimensional (IBER 2D) para un tramo del cauce del río en una longitud de 900 metros. Los resultados de los parámetros hidráulicos obtenidos por ambos modelamientos permitieron ver las limitaciones y ventajas del modelamiento unidimensional y bidimensional.

También, se calculó la profundidad de socavación, dato muy importante en la cimentación de los estribos. Finalmente, se determinaron los parámetros geométricos para el dimensionamiento del puente.

JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Vargas (2009), de acuerdo con Tyndall Center (2003), indica que el Perú se encontraría entre los diez países más vulnerables ante eventos climáticos junto a países como Honduras, Bangladesh y Venezuela. Esta vulnerabilidad está asociada a la alta dependencia a sectores primarios sensibles al cambio climático, tales como el agrícola y el pesquero.

En nuestro país durante el evento denominado El Niño Costero (2017), según testimonios de pobladores del centro poblado de Huáncar, el nivel del agua superó el nivel de tablero del puente, poniendo en riesgo la integridad de la estructura y la interrupción entre los pueblos.

Por otro lado, en la cuenca media y baja del río Fortaleza los pobladores se dedican a la siembra de maíz, frutales y caña de azúcar, así como a la crianza de caprinos y cuyes, habiéndose convertido estas actividades en el sustento de la economía de gran parte de las familias.

Por tal motivo, los pobladores de Huáncar consideran de suma importancia el transporte y las vías de comunicación, porque facilita el intercambio comercial de sus productos y puedan ser trasladados a los diferentes mercados y ciudades cercanas como Paramonga y Huaraz.

Teniendo en cuenta ello, y con la finalidad de evitar la interrupción y comunicación del centro poblado Huáncar con las vías y ciudades importantes, en el presente trabajo de tesis se realizará el modelamiento hidrológico e hidráulico del Río Fortaleza, teniendo en consideración la vida útil y el periodo de retorno de la obra, para poder generar el caudal de máxima avenida; luego, tomar las consideraciones hidráulicas necesarias para poder determinar las dimensiones correctas del puente.

Finalmente, el presente trabajo servirá de guía para futuros proyectos y/o estudios de puentes a realizarse dentro de la cuenca o en otras de similares características como en el tipo de suelo, cobertura vegetal y topografía.

OBJETIVO GENERAL

Realizar el modelamiento hidrológico e hidráulico del río Fortaleza para el dimensionamiento del puente Huáncar.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Fortaleza, hasta el punto donde se ubica el puente Huáncar.
- Realizar el modelamiento hidrológico de la cuenca mediante el sistema informático HEC – HMS para determinar el caudal de máxima avenida y su respectivo hidrograma.
- Realizar el modelamiento hidráulico del río Fortaleza, unidimensional HEC-RAS y bidimensional IBER.
- Comparar los parámetros hidráulicos obtenidos como resultado de la modelación Hidráulica unidimensional de HEC – RAS y Bidimensional de IBER.
- Determinar del ancho estable, nivel de agua máxima extraordinaria (NAME), socavación general y local.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. CICLO HIDROLÓGICO

Se conoce como ciclo hidrológico a la sucesión de etapas que atraviesa el agua al pasar de los mares, la tierra y volver a los mares: evaporación desde el mar, aguas continentales o el suelo, transporte de vapor de agua y condensación de nubes, precipitación, escurrimiento, acumulación en el suelo, o masas de agua y de nuevo evaporación.

Según Chereque (s.f.) el ciclo hidrológico no es nada regular. Debido a los constantes cambios que se dan en el medio ambiente. Prueba de ello, son los periodos de sequías y de inundaciones con los que estamos tan acostumbrados en el país. Es por eso que el ciclo hidrológico es irregular y es precisamente contra esas irregularidades que lucha el hombre.

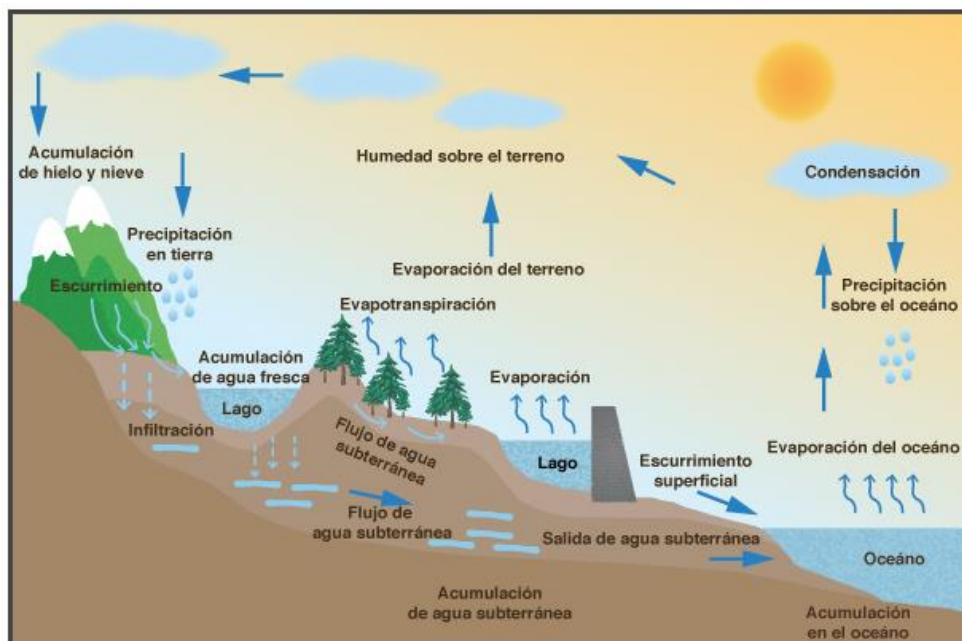


Figura 1: Esquema del ciclo Hidrológico

Fuente: Ponce (2017)

2.2. CUENCA HIDROGRÁFICA

La cuenca hidrográfica, es el área de terreno que contribuye al escurrimiento, que capta o parte el flujo de la corriente principal y sus tributarios. Para una mejor definición de una cuenca, se clasifica en dos tipos en función del tipo de aguas en circulación. Una cuenca hidrográfica es un sistema donde solo se consideran a las aguas superficiales; y una cuenca hidrológica, las aguas superficiales y subterráneas.

Además, 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. (Aparicio, 1992).

Los elementos de una cuenca son el río o curso principal, afluentes (tributario y efluente) y divisoria de aguas.

2.3. PRECIPITACIÓN

La precipitación es toda forma de humedad, que, originándose en las nubes, llega hasta la superficie terrestre. Es por eso que las lluvias, granizadas, garúas y las nevadas son formas diferentes, pero del mismo fenómeno de la precipitación.

Además, desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control del agua (Aparicio, 1992).

Para el cálculo de la precipitación media existen 3 métodos:

- **Promedio aritmético**

Consiste en obtener el promedio aritmético, de las alturas de precipitaciones registradas, de las estaciones localizadas dentro de la zona de estudio.

$$P_{med} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P_i \quad (1)$$

Donde:

P med: Precipitación media de la zona o cuenca

Pi: Precipitación de la estación i

N: número de estaciones dentro de la cuenca

- **Método de las isoyetas**

Este método consiste en trazar, con la información registrada en las estaciones, líneas que unen puntos de igual altura de precipitación llamadas isoyetas, de modo semejante a como se trazan las curvas de nivel en topografía (Aparicio, 1992).



Figura 2: Ejemplo de Isoyetas – Departamento de Huánuco

Fuente: Ponce (2017)

- **Polígonos de Thiessen**

Este método provee resultados más precisos con un área de la cuenca aproximadamente plana. El método consiste en atribuir un factor de peso a los totales de precipitación en cada estación, proporcionales al área de influencia de cada uno. Este método no considera influencias orográficas. Las áreas de influencia se determinan en mapas de la cuenca que contengan la localización de las estaciones, uniendo dichos puntos de localización por medio de líneas rectas, y en seguida trazando las mediatrices de las mismas, formando los polígonos. Los lados de los polígonos representan el límite de las áreas de influencia de cada estación (Monsalve, 1999).

$$P = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i \times P_i)}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2)$$

Donde:

n: número de estaciones pluviométricas

A_i: Área de influencia correspondiente a cada estación pluviométrica.

P_i: Precipitación registrada en la estación pluviométrica.

2.4. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DATOS HIDROLÓGICOS

El análisis estadístico consiste en estimar los parámetros de un conjunto de datos observados como precipitaciones o caudales con el fin de extrapolar y conocer eventos fuera del período de registro observado.

Según Chereque (s.f.) muchos tienen la idea de que la estadística es usada solo cuando no es posible dar una solución exacta a un problema hidrológico. En la interpretación la solución exacta es una solución determinística. Sin embargo, se puede demostrar que la solución determinística constituye una solución particular de la solución estadística o probabilística.

Previo al análisis estadístico se tiene que detectar valores atípicos por medio de técnicas gráficas o por el método propuesto por Water Resources Council.

2.4.1. Prueba de dato dudosos (Water Resources Council)

Los datos dudosos (outliers), son puntos de la información que se alejan significativamente de la información restante. El método del Water Resources Council recomienda la realización de ajustes de estos datos. Es necesario tener en cuenta que la eliminación o retención de estos datos pueden afectar significativamente los valores que se obtengan de los parámetros estadísticos calculados para la información, en especial cuando son muestras pequeñas.

De acuerdo al Water Resources Council, el método consiste en que si la asimetría de estaciones mayor que +0.4, se consideran primero las pruebas para detectar datos dudosos altos y, en el caso de que, la simetría de la estación esté entre ± 0.4 , deben aplicarse pruebas para detectar datos dudosos altos y bajos antes de eliminar cualquier dato dudoso del conjunto de datos.

Para poder calcular los datos dudosos altos y bajos se emplea las siguientes ecuaciones:

$$Xh = \bar{x} + K_n * S_y \quad (3)$$

$$Xl = \bar{x} - K_n * S_y \quad (4)$$

Donde:

Xh: Umbral de dato dudoso alto en unidades logarítmicas.

XL: Umbral de dato dudoso bajo en unidades logarítmicas

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

K_n : Valor para un tamaño de muestra n

S_y : Desviación estándar de los logaritmos de la muestra

De esta manera, los valores de precipitación aceptados como límite inferior (PL) y superior (PH) quedan determinados mediante las siguientes expresiones:

$$PL = 10^{X_L} \quad (5)$$

$$PH = 10^{X_h} \quad (6)$$

Con respecto al valor de K_n se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 1: Valores para K_n para la prueba de datos dudosos

Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n
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	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	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	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
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	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

Fuente: U.S. Water Resources Council (1981)

2.4.2. Análisis de Frecuencia

Los sistemas hidrológicos son afectados en ocasiones por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías. La magnitud de un evento de este tipo es inversamente proporcional a su ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más moderados. El objetivo del análisis de frecuencia es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de una distribución de probabilidad (Chow, 1994).

2.4.3. Distribución de probabilidad

Una distribución de probabilidades es una función que expresa en términos matemáticos la oportunidad relativa de ocurrencia de cada uno de todos los posibles resultados de la variable aleatoria. Según Chow (1994) las distribuciones de probabilidad se usan en una amplia unidad de estudios hidrológicos, por ejemplo, los estudios del recurso hídrico de caudales extremos alto y bajo en sequías, volúmenes de embalses, cantidad de lluvia y modelos de series cronológicas.

En la estadística existen infinitudes de funciones de distribución de probabilidad teóricas. Según el manual de Hidrología, Hidráulica y drenaje elaborado por el MTC (2018) y algunas bibliografías sugieren utilizar las siguientes distribuciones para el diseño de puentes.

- **Distribución Normal:**

Es una distribución simétrica en forma de campana. Su función de densidad es la siguiente:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \quad (7)$$

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

- **Distribución Log Normal:**

La función de distribución de probabilidad se muestra en la siguiente ecuación:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{\left(\frac{-(x-X)^2}{2s^2}\right)} dx \quad (8)$$

Donde:

X y S son los parámetros de la distribución.

- **Distribución Pearson Tipo III**

La función de densidad de probabilidad es la siguiente:

$$f(x) = \frac{(x-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \quad (9)$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty, -\infty < x_0 < \infty, 0 < \beta < \infty \text{ y } 0 < \gamma < \infty \quad (10)$$

Donde:

y: Parámetro de forma

β: Parámetro de escala

x₀: Origen de la variable x, parámetro de posición

- **Distribución Log Pearson Tipo III**

La función de distribución de probabilidad se muestra en la ecuación:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} \cdot e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x \beta^\gamma \gamma!} \quad (11)$$

Donde:

y: Parámetro de forma

β: Parámetro de escala

x₀: Parámetro de posición

- **Distribución de Gumbel:**

Esta distribución se caracteriza por ser una distribución general de valores extremos.

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

(12)

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes ecuaciones

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}$$

(13)

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$

(14)

Donde:

α : Parámetro de concentración

β : Parámetro de localización

- **Distribución de probabilidad de Log Gumbel**

La variable aleatoria reducida de log Gumbel, se define en la siguiente ecuación

$$y = \frac{\ln x - u}{\alpha}$$

(15)

Con lo cual, la función acumulada reducida a log Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}}$$

(16)

2.4.4. Prueba de bondad de ajuste

La bondad de ajuste de una distribución de probabilidad puede probarse comparando los valores teóricos y muestrales de las funciones de frecuencia relativa o de frecuencia acumulada. Es decir, son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son chi – cuadrado y la kolmogorov – smirnov.

a. 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 $F(X_m)$.

$$D = \text{máx}|F_o(X_m) - F(X_m)| \quad (17)$$

Con un valor crítico d , que depende del número de datos y el valor de significancia seleccionado (los cuales pueden ser apreciados en la tabla 2). Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de chi-cuadrado, de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(X_m) = 1 + \frac{m}{n+1} \quad (18)$$

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 (Aparicio, 1992).

Tabla 2: Valores Críticos "d" para la prueba Kolmogorov - Smirnov

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

Fuente: Adaptado de Aparicio (1992)

2.5. TORMENTA

Se entiende por tormenta al conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas, es decir, una tormenta puede durar desde unos minutos hasta varias horas e incluso días, y puede abarcar extensiones de terrenos muy variables, desde pequeñas zonas hasta vastas regiones (Villón, 2002).

Para poder analizar las tormentas se tienen que tomar en cuentas los siguientes elementos:

- **Intensidad:** Es la cantidad de agua por unidad de tiempo, lo que interesa en una tormenta es la intensidad máxima, es decir, la altura máxima de agua caída por unidad de tiempo.
- **Duración:** Corresponde al tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin de la tormenta, puede ser en minutos u horas.
- **Frecuencia:** Es el número de veces que se repite una tormenta, de características de intensidad y duración definidas en un período de tiempo más o menos largo, tomado generalmente en años.

2.5.1. Curvas I-D-F

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento importante de diseño que se relacionan la intensidad de la lluvia, duración de la misma y la frecuencia con que se puede representar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno. Además, son parte fundamental en el diseño de obras hidráulicas (MTC, 2018).

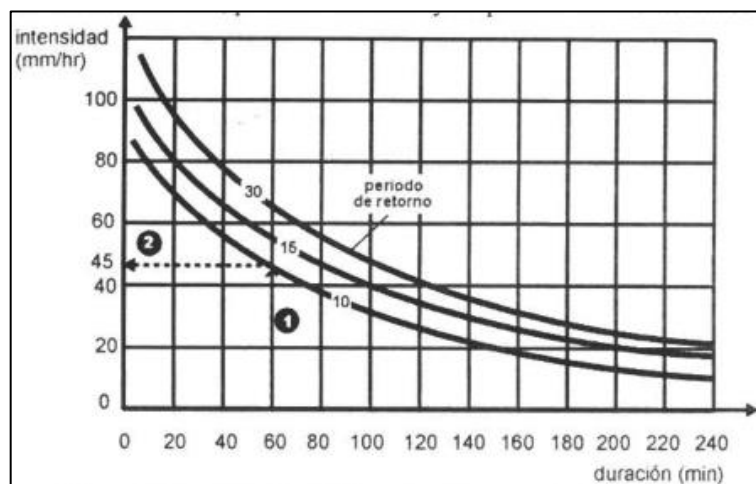


Figura 3: Curvas Intensidad – Duración - Frecuencia

Fuente: Villón (2002).

Para poder determinar las curvas I-D-F, se necesita tener registros de pluviógrafos, pero debido a la escasa información de estos registros generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas.

La metodología a utilizar es Dick & Peschke que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas y está dada por la siguiente ecuación:

$$Pd = P24h \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (19)$$

Donde:

Pd: Precipitación total o altura de lluvia (mm)

d: duración en minutos

P24h: Precipitación máxima en 24 horas (mm).

A continuación, se muestra la relación con la que se calcula las curvas de intensidad – duración – frecuencia.

$$I = \frac{KT^m}{t^n} \quad (20)$$

Donde:

I: Intensidad máxima (mm/min)

K, m, n: Parámetros de ajuste

T: Periodo de retorno en años.

t: Duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

2.5.2. Hietograma de diseño

Es un gráfico de forma escalonada como un hidrograma, que representa la variación de la intensidad expresada en mm/hora de la tormenta, en el transcurso de la misma expresada en minutos u horas (Villón,2002). Además, para la distribución de la precipitación y construcción de los hietogramas de diseño se emplean las metodologías propuestas por el Soil Conservation del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos o mediante los bloques alternos.

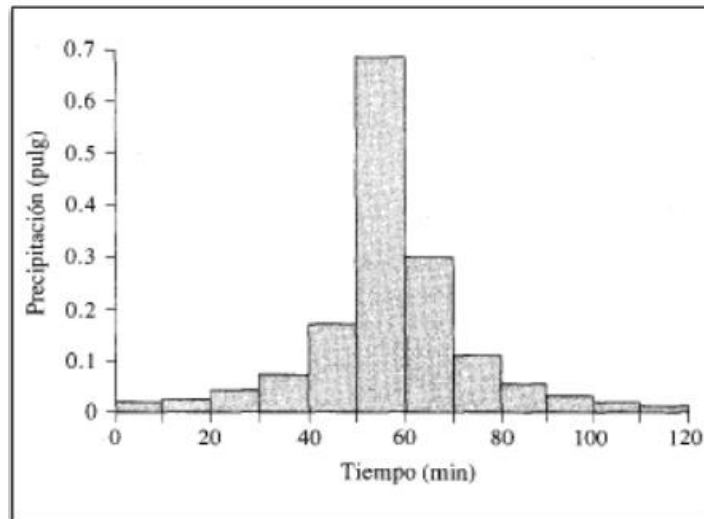


Figura 4: Hietograma por el método bloque alterno

Fuente: Chow (1994).

2.6. PERIODO DE RETORNO

Se define por periodo de retorno al tiempo promedio en años en el cual el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “T” años.

El periodo de retorno o tiempo de retorno es de suma importancia en el diseño de obras y para su cálculo es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

Por tal motivo, tomando en cuenta ello, la probabilidad de riesgo y falla se determina mediante la siguiente ecuación:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (21)$$

Donde:

R: Riesgo de falla admisible

T: Tiempo de retorno

n: Vida útil de la obra

En la tabla 3 se presenta valores del periodo de retorno (años) en base a varios riesgos admisibles y vida útil de la obra.

Tabla 3: Valores del periodo de retorno (años)

RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	R	1	2	3	5	10	20	25	50	100
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
0.1	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.2	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0.5	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144
0.99	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2018)

Según el manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC (2018) recomienda utilizar los siguientes valores máximos de riesgo admisible en las diferentes obras de drenaje.

Tabla 4: 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 periodo 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: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2018)

2.7. EXCESO DE PRECIPITACION Y ESCORRENTIA DIRECTA

El exceso de precipitación o precipitación efectiva, es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de recorrer por toda la superficie de la cuenca, esta se convierte en escorrentía directa bajo la suposición de flujo superficial.

La gráfica de Hietograma de exceso de precipitación es importante para el estudio de las relaciones lluvia – escorrentía. Además, la diferencia de este hietograma y el hietograma de lluvia total, se conoce como abstracciones o pérdidas.

Para el cálculo de estas abstracciones o pérdidas se tiene la siguiente metodología:

2.7.1. Método del Servicio de Conservación de Suelos

El Servicio de conservación de suelos, desarrollo un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta, también conocido como Numero Curva o CN. Esta metodología ocupa un papel importante en el modelamiento hidrológico por su practicidad, capacidad operativa y aceptables resultados.

Tiene como suposición que el 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 de agua retenida en la cuenca es menor o igual a alguna retención potencial máxima S (Chow, 1994).

Para poder calcular la precipitación efectiva se calcula de la siguiente manera:

$$P_e = \frac{(P-0,2S)^2}{P+0,8S} \quad (22)$$

Donde:

P_e : Precipitación efectiva o escorrentía directa

P : Precipitación

S : capacidad máxima de retención en la cuenca.

Para determinar el valor de la capacidad máxima de retención en la cuenca S , es necesario determinar el parámetro del número de curva, el cual se caracteriza por el tipo de suelo y cobertura vegetal.

Al representar la información de P y Pe, el SCS encontró curvas como se muestra en la figura 5. Es por ello, para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de CN, tal que, $0 < CN \leq 100$. Para superficies impermeables y de agua el $CN=100$; para superficies naturales $CN < 100$ (Chow, 1994).

Además, el número curva en condiciones normales y S (Pulgadas) se relacionan por la siguiente ecuación:

$$S = \frac{1000}{CN(II)} - 10 \quad (23)$$

Para el cálculo del número de curva en las condiciones secas $CN(I)$ y húmedas $CN(III)$.

$$CN(I) = \frac{4.2 \cdot CN(II)}{10 - 0.058 \cdot CN(II)} \quad (24)$$

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0.13 \cdot CN(II)} \quad (25)$$

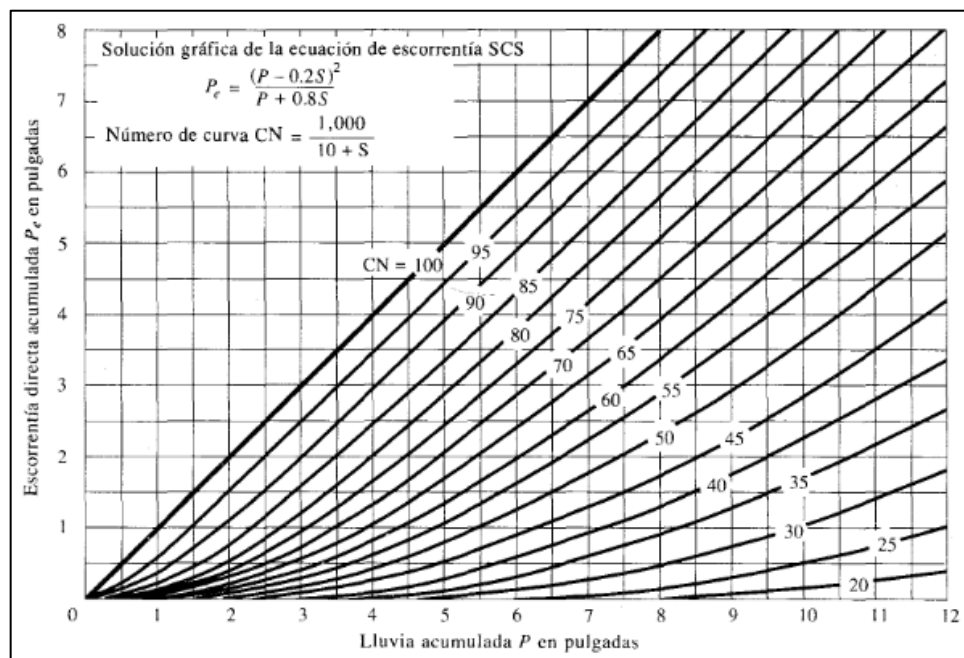


Figura 5: Solución de ecuaciones de SCS

Fuente: Soil Conservation Service (1972).

2.8. HIDROGRAMA

Se denomina hidrograma de caudal o hidrógrafa, la representación gráfica de la variación del caudal en relación con el tiempo, el intervalo del tiempo puede variar de horas a años.

Un hidrograma es una expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre la lluvia y la escorrentía de una cuenca de drenaje particular (Chow,1994).

2.8.1. 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 el Perú, debido a la falta de estaciones hidrométricas dentro de la cuenca de estudio y escasa información de registro de caudales, es necesario establecer hidrogramas unitarios. Para lo cual, se debe recurrir a métodos empíricos o indirectos, llamados sintéticos.

a. Hidrograma unitario sintético Snyder

Snyder (1938) introdujo el concepto del hidrograma unitario sintético. Mediante el análisis de las condiciones de escurrimiento en un gran número de cuencas, Snyder fue capaz de desarrollar valores para la duración de la escorrentía y niveles máximos de inundación para los diferentes tipos de cuencas bajo condiciones variables. Su procedimiento permite a los hidrólogos estudiar y analizar las cuencas de drenaje en las áreas de 30 a 30.000 kilómetros cuadrados para los registros que no estaban disponibles o no eran fiables. Esto incluyó un gran número de cuencas en los Estados Unidos.

Las principales ecuaciones de Snyder en sistema internacional de unidades son:

$$T_R = C_1 * C_t * (L * L_{ca})^{0.3} \quad (26)$$

$$Qp = \frac{0.2778 * Cp * A}{T_R} \quad (27)$$

Donde:

T_R : tiempo de retardo de la cuenca (h)

L_{ca} : Distancia desde la estación de salida de la cuenca hasta el centroide de la cuenca medido a lo largo del cauce principal (km).

L : Distancia desde de la estación de salida al punto más alejado de la cuenca, medido a lo largo del cauce principal (km).

C_t : coeficiente empírico que depende de las características de las cuencas estudiadas, Snyder propone valores entre 1.8 y 2.2, siendo las menores los correspondientes a cuencas con mayores pendientes.

C_1 : constante igual a 0.7517 en el Sistema Internacional (SI) de unidades.

Q_p : caudal pico producido por una lluvia neta unitaria (m³/s).

C_p : coeficiente empírico de retención y almacenamiento, varía entre 0.4 y 0.9, tomando los valores mayores en cuencas con grandes pendientes.

A : área de la cuenca (km²).

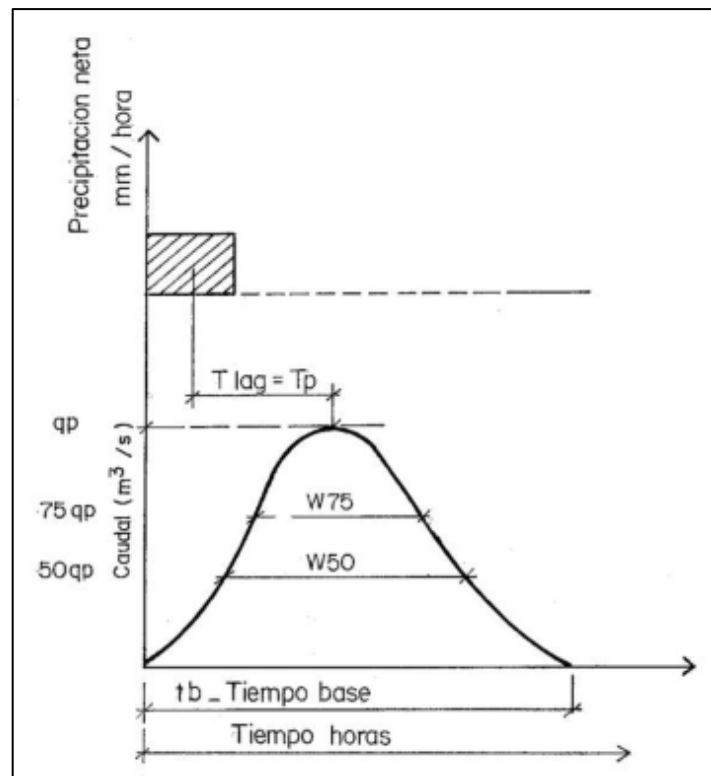


Figura 6: Hidrograma sintético de snyder

Fuente: Fattorelli y Fernández (2011).

2.9. TRÁNSITO DE AVENIDAS

Un hidrograma de crecida refleja en realidad el movimiento de una onda al pasar por una estación. Es necesario tener presente que conforme la onda se mueve hacia aguas abajo su forma cambia. Estos cambios en la onda se deben a la adición de agua de los tributarios y a que las velocidades en los diversos puntos a lo largo de la onda no son las mismas (Chereque, s.f.). La Figura 7 muestra la variación del pico del hidrograma en los diferentes instantes t_1 , t_2 y t_3 .

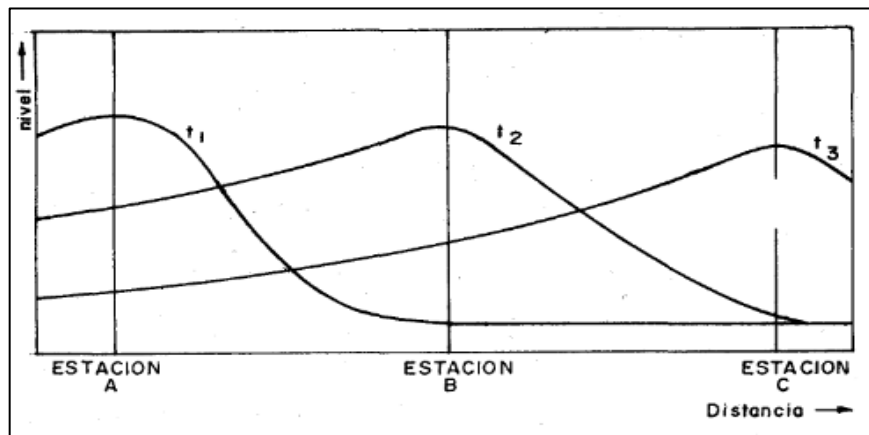


Figura 7: Paso de un tránsito

Fuente: Chereque (s.f.).

2.9.1. Método de Muskingum

El método de Muskingum fue desarrollado por McCarthy (1938) y maneja relaciones caudales – almacenamiento. Este método modela el almacenamiento volumétrico de creciente en un canal de un río mediante la combinación del almacenamiento de cuña y prisma.

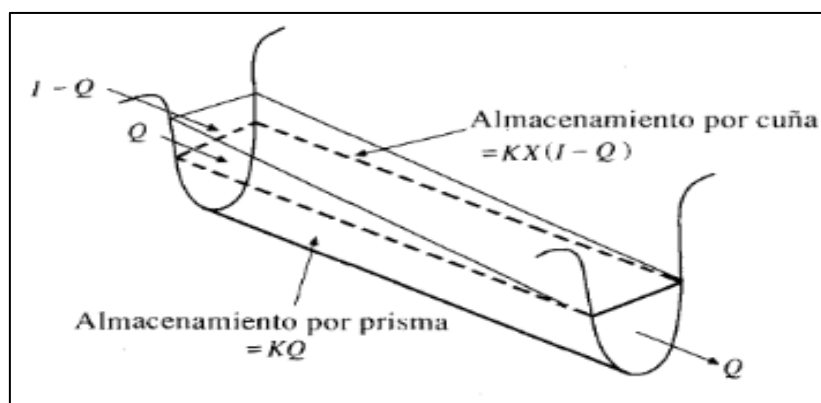


Figura 8: Almacenamiento por cuña y prisma en un tramo del canal

Fuente: Chow (1994).

Donde:

I: Caudal de entrada en un tramo

Q: Caudal de salida del tramo

K: Constante referente al almacenamiento en prisma

X: Factor de ponderación

Por lo que, el almacenamiento total es la suma de dos componentes:

$$S = KQ + KX(I - Q) \quad (28)$$

La cual, se puede reordenarse para dar la función de almacenamiento para el método de Muskingum y que representa un modelo lineal para el tránsito de caudales en corrientes.

$$S = K[XI + (I - X)Q] \quad (29)$$

Para determinar los parámetros de K y X, existe diferentes métodos:

- **Método con información escasa**

Cuando no se tiene los valores de K y X para la cuenca o tramo de estudio. Se puede asignar al parámetro X valores desde 0.1 a 0.5, lo cual depende de la pendiente media del tramo. Mientras más pendiente más alto será el valor del parámetro X. Para el caso del parámetro K, se puede estimar mediante la siguiente ecuación:

$$K = 0.18 \left(\frac{\Delta x}{i^{0.25}} \right)^{0.76} \quad (30)$$

Donde:

Δx : Longitud del tramo del río (km)

i : pendiente del tramo del río

K: Parámetro de Muskingum (hr)

2.10. MODELACIÓN HIDROLÓGICA

La modelación hidrológica es una herramienta de gran importancia para el estudio de avenidas que se ha extendido por todo el mundo, fundamentalmente en países desarrollados. En la actualidad, con el empleo de estos modelos, se realiza el análisis y la prevención de las inundaciones; además, es posible manejar hipótesis suficientemente realistas o previsibles que ofrezcan un cierto grado de confianza para la toma de decisiones, ya sea en la ordenación del territorio en torno a los ríos o para exigir criterios de diseño de obras e infraestructuras capaces de soportar y funcionar adecuadamente en situaciones de emergencia. Incluso, alertar a los servicios de protección civil y establecer protocolos de actuación ante posibles situaciones de peligro por intensas lluvias (Dueñas,1997).

2.10.1. Modelación 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 a partir de información de lluvia y aplicando para ello, métodos de cálculo de transformación de lluvia a escorrentía, pérdidas por infiltración y flujo base.

El programa utiliza los siguientes componentes: modelos de cuenca, modelos meteorológicos, especificaciones de control y datos de entrada.

- **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.

- **Modelo meteorológico**

En el modelo se asigna valores de precipitación que corresponde a cada subcuenca y se distribuye en el tiempo. En el presente estudio se utilizó el método de pluviómetros con pesos con hietogramas específicos.

- **Control de especificaciones**

Es el periodo de tiempo de la simulación, donde se incluye el tiempo de inicio y termino de la simulación y el intervalo de tiempo para el cálculo numérico.

- **Simulación del modelo**

Finalmente, para la simulación de toda la cuenca se realizó las combinaciones de los parámetros del modelo de cuenca, modelo meteorológico y del control de especificaciones.

2.10.2. Calibración del modelo Hidrológico

Los modelos hidrológicos tienen por finalidad simular los fenómenos que ocurren en la realidad, pero al ser estos procesos complejos los resultados obtenidos pueden presentar algún error. Estos errores pueden ser disminuidos mediante un adecuado proceso de calibración.

La calibración es el proceso por el cual se identifican los valores de los parámetros del modelo para lo cual la serie de datos simulados se ajusta de manera óptima a la serie de datos observados.

Para el presente trabajo de tesis se utilizará el porcentaje de error con respecto al caudal pico, para ver la exactitud que tiene lo simulado y la data observada.

a. Error porcentual con respecto al caudal pico

$$Ep = \frac{|Q_{pobs} - Q_{psim}|}{Q_{pobs}} \times 100 \quad (31)$$

Donde:

Q sim: Valor del caudal pico simulado que está siendo evaluado.

Q obs: Valor del caudal pico observado que está siendo evaluado

2.11. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

Es un índice que representa la resistencia que genera las partículas que componen los sedimentos del lecho de fondo o el canal, al momento del paso de un flujo.

Según Chow (2004), en la determinación del coeficiente de rugosidad se deben evaluar las condiciones del tipo de canal, el estado de flujo y el grado de mantenimiento, estos dan una base para estimar el valor de “n” apropiado para un problema en específico. Existen diferentes métodos para poder estimar el valor de Manning.

2.11.1. Método de Cowan

Cowan desarrolló un procedimiento para estimar el valor de “n”, el cual consiste en la siguiente fórmula (Chow, 2004):

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m_5 \quad (32)$$

Donde:

n_0 : valor básico para un canal recto, uniforme y liso en los materiales involucrados.

n_1 : valor de corrección del efecto de las rugosidades superficiales.

n_2 : valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal.

n_3 : valor para considerar las obstrucciones.

n_4 : valor para considerar la vegetación y las condiciones de flujo.

m_5 : factor de corrección de los efectos por meandros.

Tabla 5: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante el método de Cowan

Condiciones del canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	n0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Chow (2004).

2.12. HIDRÁULICA FLUVIAL

La hidráulica fluvial estudia los conductos a cielo abierto que pueden ser susceptibles a erosionarse, es decir solo se estudia los cauces no revestidos, y por ser parte integral del sistema de drenaje de una cuenca hidrológica, son los que pueden presentar problemas de erosión, desbordamiento, azolvamiento, formación de meandros, cambio de lecho, formación de uno o más brazos para conducir el gasto, transporte de sedimentos, etc., que requiere de un estudio detallado para evitar o prever los daños que se pueden ocasionar (Pérez et al.,2014).

Los principales objetivos de la hidráulica fluvial es corregir los cauces que dañan o pueden afectar al entorno donde el ser humano realiza un aprovechamiento como campos de cultivo, viviendas, entre otras; y diseñar cauces que se mantengan funcionales sin que algunos eventos como fenómenos del niño deterioren sus fronteras.

2.13. MORFOLOGÍA FLUVIAL

Los ríos aluviales son esencialmente móviles, debido a que sus partículas de fondo se encuentran siempre en movimiento (lecho móvil) para determinadas características del flujo. Esta movilidad fluvial representa un peligro para las obras de ingeniería ubicadas sobre el lecho fluvial y en sus inmediaciones, las que por su propia naturaleza deben ser estables.

Para poder tener un conocimiento futuro del comportamiento del río, la fluviomorfología es la ciencia que estudia las formas aluviales y el mecanismo mediante el cual el río ha llegado a ellas.

La Morfología Fluvial (Fluviomorfología) es el estudio de las formas que tienen los ríos. Cuando se habla de la forma de los ríos, es decir de su apariencia, debe entenderse que esto equivale a describirlos tal como se ven desde el aire. Sin embargo, no debe perderse de vista que la forma de los ríos, a la que en inglés se llama “channel patterns”, no es la misma a lo largo del tiempo. Los caudales que se presentan, básicamente en el estiaje o en la época de avenidas, son fundamentales para definir la forma de un río. A lo anterior debe añadirse que cuando se habla de la forma de un río se trata de la forma de un tramo fluvial específico, pues los ríos no tienen la misma forma a lo largo de todo su recorrido (Rocha, 2009).

Una vista aérea de los ríos indicaría que sus formas son tantas como ríos existen, pero para fines prácticos la Morfología Fluvial considera tres formas fundamentales, las que aparecen esquemáticamente en la Figura 9.



Figura 9: Clasificación de básicos ríos

Fuente: Rocha (2009)

2.13.1. Sinuosidad

La clasificación de ríos que se mencionó líneas arriba se basa en el grado de sinuosidad que presentan estos. Según Leopold y Wolman (1964) consideran a la sinuosidad como la relación entre la longitud del talweg, línea recta que une las máximas profundidades de cada sección del río; y la longitud del valle, la que puede clasificar morfológicamente a los ríos como de baja ($S < 1.3$), moderada ($1.3 < S < 2$) o alta sinuosidad ($S > 2$), como se observa en la Figura 10.

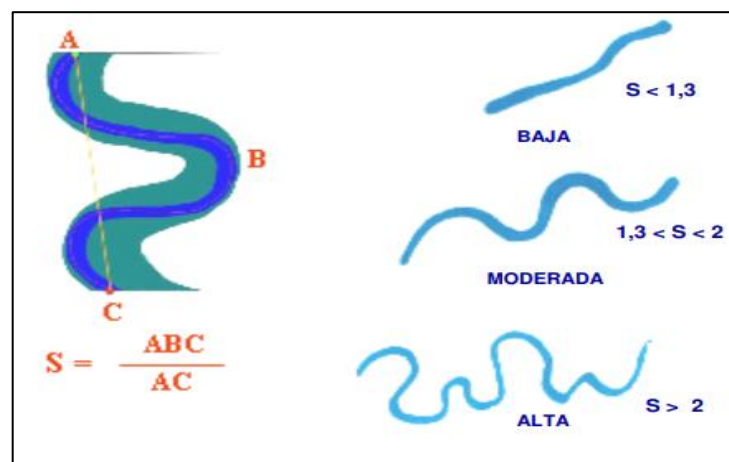


Figura 10: Tipos de sinuosidad

Fuente: Rocha (2009)

2.14. ANCHO ESTABLE

El cauce estable es aquel que se encuentra en equilibrio dinámico, no presentando tendencias a la erosión ni a la sedimentación en el mediano y largo plazo. Además, permite la facilidad en el drenaje cuando se presente un caudal de máxima avenida.

Según Vide (2003), el ancho estable hace referencia al caudal dominante el cual es un caudal de alta recurrencia, de persistencia prolongada y de periodo de retorno relativamente bajo, considerando entre 1.5 y 7 años. Para algunos investigadores el caudal dominante es aquel caudal máximo que puede transportar un cauce sin que existan desbordamientos

Teniendo en consideración el caudal dominante, el transporte de sólidos y el diámetro representativo del cauce se desea obtener la pendiente, tirante y el ancho que hagan estable al tramo. Siendo este último el que se va a calcular mediante diferentes metodologías.

- **Método de Altunin**

Fue desarrollada para cauces formados con material grueso como grava y boleos. Puede ser utilizada para cauces que presentan material granular, pero no es apto para cauces con material cohesivo. Para el cálculo del ancho estable, altunin propone las siguientes ecuaciones:

$$B = \frac{A * Q^{0,5}}{S^{0,2}} \quad (33)$$

$$A = (n * k^{\frac{5}{3}})^{\frac{3}{3+5*m}} \quad (34)$$

Donde:

B: Ancho de la superficie libre de agua (m)

A: Coeficiente

Q: caudal (m³/s)

S: pendiente

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

K: coeficiente que depende de la resistencia de las orillas (ver tabla 6)

m: Exponente (Ver Tabla 7)

Tabla 6: Valores para el coeficiente que depende de la resistencia de las orillas

K	Coficiente para cada material
3 a 4	Material de cauce resistente
16 a 20	Material facilmente erosionable
8 a 12	Material aluvial
10	Problemas de ingenieria

Fuente: Campana (2004)

Tabla 7: Valores para el exponente en función del cauce

m	Exponente
0.5	Rios de montaña
0.7	cauces arenosos
1	cauces aluviales

Fuente: Campana (2004)

- **Método de Blench**

Se recomienda utilizar este método para cauces con material cohesivo o formados de arena fina ($D_{50} < 1\text{mm}$), en caso que se tenga $D_{50} > 1\text{mm}$ se empieza a tener resultado absurdos.

$$B = 1,81 * \sqrt{\frac{Q * F_b}{F_s}} \quad (35)$$

Donde:

Q: caudal de diseño, en m^3/s .

F_b: Factor de fondo, cuyos valores promedio son, 0.8 para material fino y 1.2 para material grueso.

F_s: Factor de orilla, cuyos valores promedio son, 0.1 para material suelto, 0.2 para materiales ligeramente cohesivos y 0.3 para materiales cohesivos.

- **Método de Petis**

El siguiente método está en función del caudal de diseño.

$$B = 4,44 * Q^{0.5} \quad (36)$$

Donde:

B: Ancho estable del cauce, en m.

Q: Caudal de diseño, en m³/s.

- **Método de Simmons y Henderson**

El siguiente método está en función del caudal de diseño y de la condición del río.

$$B = K * Q^{0.5} \quad (37)$$

Donde:

K: Condición de fondo de río.

Q: Caudal de diseño, en m³/s.

Tabla 8: Valores para las diferentes condiciones de fondo de río

Condiciones de Fondo de río	K₁
Fondo arena y orillas de material cohesivo	4.2
Fondo y orillas de material cohesivo	3.6
Fondo y orillas de grava	2.9
Fondo arena y orillas material no cohesivo	2.8

Fuente: Campana (2004)

- **Recomendación Práctica**

Está basada en función a diferentes trabajos y/o estudios realizados en todo el Perú. En la Tabla 9 se muestra algunos valores de ancho estable para ciertos caudales.

Tabla 9: Valores de ancho estable según el caudal

RECOMENDACIÓN PRACTICA	
Q (M3/S)	ANCHO ESTABLE (m)
3000	200
2400	190
1500	120
1000	100
500	70

Fuente: ANA (s.f.)

2.15. MODELACIÓN HIDRÁULICA

La modelación Hidráulica se ha desarrollado notablemente en el campo de la hidráulica durante el último medio siglo. Se puede experimentar estructuras de escala real ya sea vertederos, canales, tuberías y presas en sistemas semejantes reducidos o simplificados a los que llamamos modelos, de los cuales se puede predecir la conducta de la estructura, debido a las simulaciones bajo condiciones controladas.

Las ventajas de realizar una modelación hidráulica contribuyen en la disminución del riesgo de diseñar una obra poco resistente y también reduce la posibilidad de un diseño sobredimensionado que requiera inversiones innecesarias.

Hoy en día, no se diseñan ni construyen estructuras hidráulicas, sin antes tener estudios preliminares de una modelación hidráulica.

2.15.1. Modelo Hidráulico Unidimensional en HEC – RAS

HEC – RAS (Hydrological Engineering Center – River Analysis System) fue creado por el centro de ingeniería hidrológica del cuerpo de ingeniería de la armada de los Estados Unidos, que permite la modelación hidráulica en régimen permanente de cauces abiertos, ríos y canales artificiales. Donde se puede agregar diferentes tipos de estructuras hidráulicas como puentes, alcantarillas o vertederos.

La interfaz del software permite al usuario introducir la información necesaria para poder realizar una simulación mediante módulos integrados y obtener respuestas graficas o tabulares, de fácil comprensión e impresión.

Asimismo, el software permite el cálculo de las pérdidas de energía causadas por estructuras tales como puentes en tres partes. La primera parte consiste en pérdidas que generalmente tiene lugar una expansión del flujo. La segunda parte, perdidas en la estructura misma, que se puede modelar con varios métodos diferentes y la tercera parte, perdidas que ocurren en el alcance inmediatamente aguas arriba de la estructura, donde el flujo generalmente se contrae para atravesar la abertura.

Para poder modelar en el software Hec- Ras, se deben de seguir los siguientes pasos:

a. Data Geométrica

En la Tabla 10, se detalla la información geométrica requerida para el modelo hidráulico.

Tabla 10: Data Geométrica requerida para el modelo hidráulico unidimensional

Data	Información
Esquema del Río	Morfología de la red
	Definir márgenes y eje del río
	Topografía del cauce
Secciones Transversales	Distancia entre secciones
	Coefficientes de Manning (cauce del río y márgenes)
	Insertar la estructura (puente)

b. Data de flujo

En la Tabla 11 se detalla el tipo de información de flujo que debe de introducirse en el modelo hidráulico para su posterior simulación.

Tabla 11: Información de Flujo requerida para el modelo Hidráulico unidimensional

Data	Información
Régimen de Flujo	Tipo de régimen a modelar subcrítico, crítico o mixto.
Condiciones de Contorno	Se requiere información de pendiente aguas arriba y abajo para el modelo.
Caudales del sistema	Registro de caudales para diferentes periodos de retorno

2.15.2. 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 del software 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 (Blade et. al.,2014).

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

En este estudio abarcamos en el módulo hidrodinámico, que constituye la base del software, donde se resuelven las ecuaciones de aguas someras bidimensionales promediadas en profundidad (ecuaciones de St. Venant 2D).

a. Ecuaciones Hidrodinámicas:

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

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = M_s$$

$$\frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{sx}}{\rho} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} - \frac{g}{\rho} \frac{h^2}{2} \frac{\partial \rho}{\partial x} + 2 \Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^c}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^c}{\partial y} + M_x$$

$$\frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{sy}}{\rho} - \frac{\tau_{by}}{\rho} - \frac{g}{\rho} \frac{h^2}{2} \frac{\partial \rho}{\partial y} - 2 \Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^c}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^c}{\partial y} + M_y$$

Donde:

H: Calada o Tirante de agua.

U_x, U_y : Velocidades horizontales promediadas en profundidad

Z_s : Elevación de la lámina libre.

τ_s : Fricción en la superficie debida al rozamiento producido por el viento.

g : aceleración de la gravedad.

ρ : Densidad del agua.

τ_b : Fricción debido al rozamiento del fondo.

Ω : Velocidad angular de rotación de la tierra.

λ : Latitud del punto considerado.

$\tau_{xx}^e, \tau_{xy}^e, \tau_{xz}^e$: Tensiones tangenciales efectivas horizontales.

M_S, M_X, M_Y : Términos fuente/ sumidero de masa y de momento, mediante los cuales se realiza la modelización de precipitación, infiltración y sumideros.

b. Condiciones de contorno:

Existen dos tipos de condiciones de contorno. El primero es la condición de contorno cerrado, también llamados contornos de tipo pared, son impermeables, no permitiendo el paso del fluido a través de ellos.

En los contornos abiertos se puede imponer diferentes tipos de condiciones de contorno de entrada y salida del flujo. En un contorno de entrada es necesario imponer tres condiciones de contorno, si el régimen es supercrítico (una para cada una de las tres ecuaciones de St. Venant), mientras que si se produce en régimen subcrítico es suficiente con imponer dos condiciones. En caso del 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.

La condición de contorno tipo curva de gasto establece una relación general entre el caudal de salida y la cota de la lámina de aguas en cada punto del contorno. Para mejor entendimiento la Tabla 12 muestra los diferentes tipos de contorno y las condiciones impuestas para el tipo abierto.

Tabla 12: Condiciones de contorno implementadas en los contornos abiertos

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

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

c. Condiciones de Contorno Internas

Las condiciones de contorno internas se utilizan para modelar estructuras hidráulicas tipo compuertas, vertederos o puentes que entran en carga.

Para el caso del estudio es importante tener en cuenta como se comportará el flujo sobre el puente, ya sea un flujo bajo compuerta, sobre vertedero o una combinación de los dos antes mencionados.

- **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. Tomando por defecto un valor de coeficiente de descarga de 0.6.

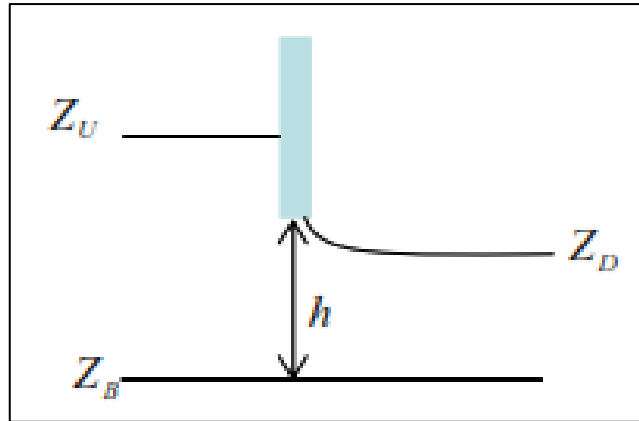


Figura 11: Esquema de la condición de contorno interna de compuerta

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

- **Flujo sobre Vertedero**

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 del vertedero. Tomando un valor del coeficiente de descarga de 1.7.

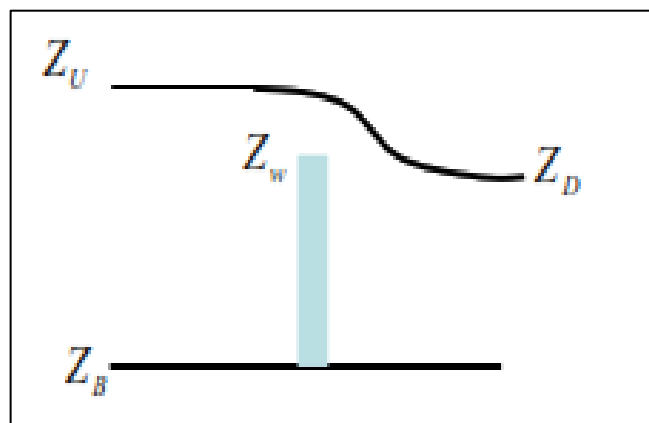


Figura 12: Esquema de la condición de contorno interna de vertedero

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

- **Combinación de compuerta con vertedero**

Este caso constituye una condición que combina las dos anteriores, por lo que 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.

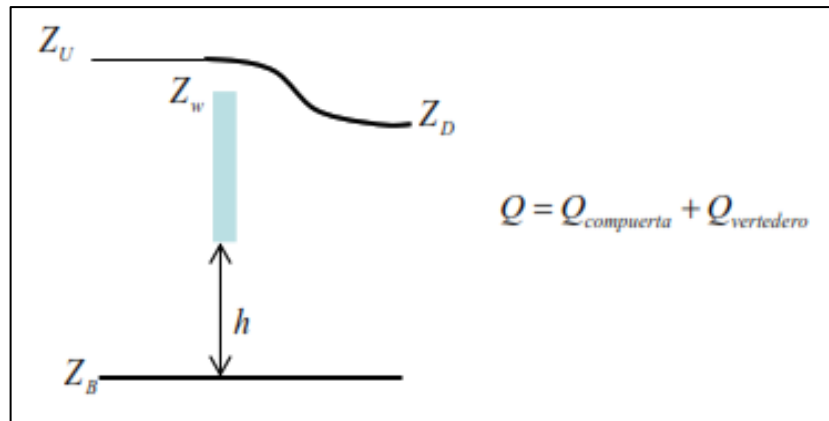
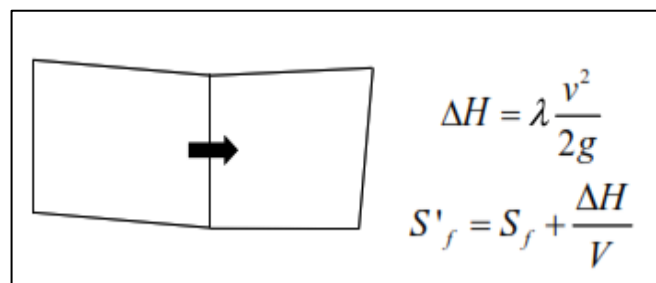


Figura 13: Esquema de la condición de contorno interna de compuerta y vertedero

Fuente: Grupo de Ingeniería del Agua y 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.



(38)

Figura 14: Esquema y ecuaciones de la condición de contorno interna de pérdida de carga localizada

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

d. Esquema Numérico (Malla de cálculo)

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. El software Iber trabaja con mallas no estructuradas formadas por elementos que pueden tener 3 o 4 lados y se pueden combinar elementos irregulares de 3 y 4 lados dentro de la misma malla. La principal ventaja de trabajar con mallas no estructuradas es la facilidad con que se adaptan a cualquier geometría, ya que no es necesario que la malla tenga ningún tipo de organización o estructura interna, es por esta razón su utilización en la hidráulica fluvial.

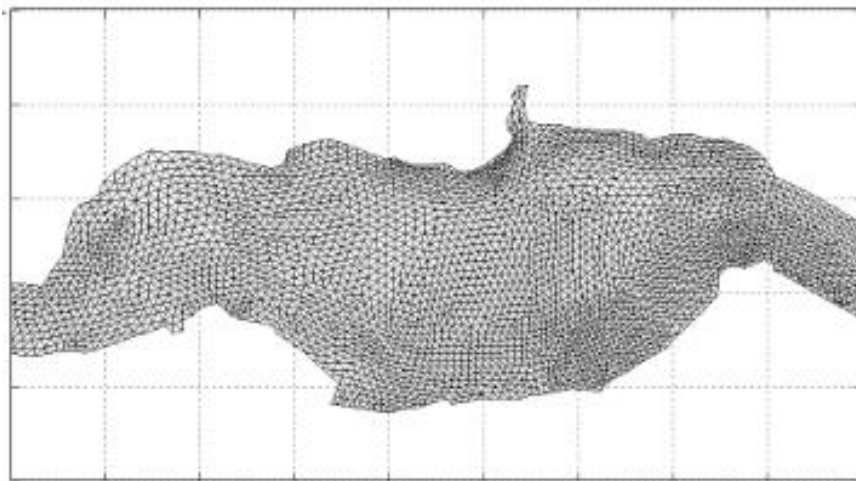


Figura 15: Ejemplo de malla de cálculo formada por elementos triangulares

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

2.15.3. El uso del software Iber en diferentes estudios y/o investigaciones

En la actualidad el software Iber es una de los más utilizados en el ámbito de la ingeniería debido a que presenta una interfaz amigable y es gratuito, juntamente con el ya conocido como es el HEC- RAS. Asimismo, en estos últimos años han ido mejorando su interfaz, capacidad de procesamiento para poder realizar diferentes cálculos hidráulicos, así como implementando nuevas facilidades como es el caso de poder modelar con estructuras hidráulicas (puentes, alcantarillas y diques). Según Cueva et. al (2018) la interfaz es amigable para el pre y post proceso, el cual permite crear videos con resultados y visualizar variables en 3D, así convirtiéndose en una herramienta docente didáctica, robusta, gratuita y relativamente fácil de usar, practica y eficaz para las modelaciones hidráulicas e hidrodinámicas.

También, el software presenta una compatibilidad con herramientas externas, como es el caso de los sistemas de información geográfica (SIG), ya que permite la exportación de los resultados referenciados que permite realizar trabajos dentro y fuera del software.

Tomando en cuenta lo mencionado, en la actualidad existen diferentes estudios hidráulicos que hacen uso del software para poder analizar zonas vulnerables a inundación, parámetros hidráulicos de las estructuras que se pueden añadir en el modelado. Es el caso del artículo científico titulado “Aplicación del modelo Iber al estudio Hidráulico del arroyo de la Almuzerra en Quiruelas de Vidriales (Zamora)”, según Patricia Marcos et al. (2011) recomiendan hacer uso del modelo Bidimensional de Iber, ya que en dicho estudio el modelo unidimensional como el HEC- RAS no hubiera permitido caracterizar adecuadamente el flujo en las llanuras de inundación y determinar la funcionalidad de los islotes existentes, asimismo mencionan que permite un mejor análisis de las infraestructuras existentes (puentes) sin necesidad de recurrir a otro modelo complementario.

Por otro lado, del artículo científico titulado “Análisis comparativo entre los modelos HEC-RAS e IBER en la evaluación hidráulica de puentes”, Rincón et al (2017) recomienda hacer el uso del software, ya que representa una mejor opción para modelaciones de ríos con geometrías de mayor irregularidad, asimismo si se tiene el interés en el comportamiento hidráulico del flujo con respecto al puente y sus demás partes que lo componen (pilas o estribos).

2.16. HIDRÁULICA DE PUENTES

Los puentes son obras singulares, costosas y vitales que cumplen un papel muy importante en la vida diaria de la sociedad, apoyando en la interacción y en el crecimiento económico de muchas poblaciones. Además, muchas infraestructuras de transporte (autopista, carreteras, ferrocarriles, etc.) necesitan de un puente para cruzar los cursos de agua.

Según algunos especialistas los puentes en su mayoría suelen fallar debido a un deficiente estudio hidrológico e hidráulico, o a un deficiente proceso constructivo. Teniendo un buen conocimiento de algunos aspectos hidráulicos se tendrá un puente más seguro y económico. Estas estructuras pueden afectar el comportamiento del flujo de un curso de agua en gran medida, más aún en un evento máximo extraordinario, que puede verse reflejado en la distribución de la velocidad, presiones generadas, los tirantes, en el perfil de

la superficie del agua y vórtices y flujos secundarios. La alineación, luz libre, galibo y el emplazamiento del puente obedecen en gran medida al comportamiento del flujo.

2.16.1. Emplazamiento del puente

Para poder colocar el puente se tiene que tomar ciertas consideraciones previas, donde los análisis hidráulicos, dinámica fluvial y geotécnicos son fundamentales para definir el sitio y modo de emplazamiento.

- El lugar de emplazamiento del puente tiene que tener una estabilidad fluvial, es decir, la garantía de que el río no modifique su cauce con efectos negativos para el puente.
- Si se realiza un emplazamiento en un lugar inestable, puede obligar a realizar obras de encauzamiento importante para estabilizarlo.
- El conocimiento del río, en la parte hidrológica e hidráulica y sobre todo morfológico, es muy útil en el estudio de la estabilidad necesaria para un puente.

De acuerdo con Allisson Seaurz (2006), si un puente resulta bien ubicado, se ganará en economía y seguridad.

2.16.2. Alineación del puente

Es importante la alineación de la vía con respecto al río. Siempre es recomendable o deseable que el cruce sea perpendicular al río en lugar de uno oblicuo, a menos que esta última tenga buenas razones de trazado de la vía.

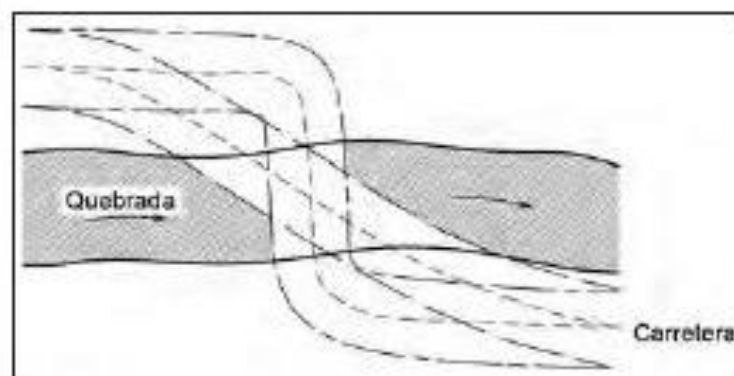


Figura 16: Ejemplo de alineación perpendicular del puente

Fuente: Ochoa Rubio (2017)

Si se adoptan alineaciones oblicuas, también llamadas esviajadas, se tiene que tener en consideración algunos problemas que están asociados a las pilas, estribos, cimentaciones y todo elemento mojado del puente. Pero en todo momento estos elementos que forman parte del puente tienen que estar correctamente alineados con la corriente.

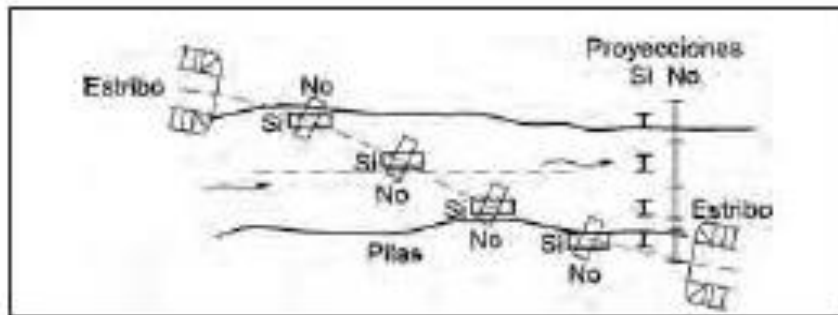


Figura 17: Alineamiento recomendado de pilas, cimentaciones y estribos

Fuente: Ochoa Rubio (2017)

2.16.3. Gálibo o altura libre

El gálibo se define como la distancia vertical entre el nivel máximo de flujo de crecidas y el nivel inferior del tablero del puente proyectado. La importancia del gálibo radica en dejar pasar las fluctuaciones de flujo cuando la corriente interactúa con la estructura proyectada producto de la sobreelevación del flujo, por efecto de remanso, transporte de materiales flotantes como ramas, palizadas, troncos e incluso árboles y otros materiales flotantes que transporta la corriente.

Según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2018), recomienda utilizar un gálibo de 2.0m por encima del nivel de agua máximo extraordinario (NAME), en caso que la corriente sea relativamente limpia y uno de 2.5m, cuando se evidencia que la corriente transporta material sólido, troncos, palizada u otros ovejeros voluminosos.

2.16.4. 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 (Ochoa,2017).

Según la American Society of Civil engineering (ACSE) la socavación es la acción erosiva de una corriente, que excava y transporta el suelo del lecho y de las márgenes. Es por eso

que la socavación es a menudo la causa por la cual un puente queda fuera de servicio, dando lugar al cierre de una carretera, pérdida de vida útil, demora en el tráfico y grandes costos de reparación.

La socavación que puede ocurrir en un puente se puede clasificar de la siguiente manera: Socavación general, por contracción y local (pilas y estribos).

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, 2017).

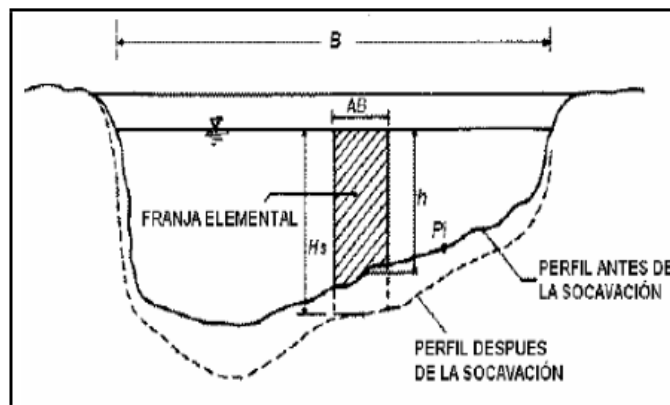


Figura 18: Sección transversal del cauce sin erosión y final erosionada

Fuente: Juárez Badillo & Rico Rodríguez (1992).

Método de Listchvan-Lebediev

El método propuesto es el más usado en nuestro país para el cálculo de socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en el

equilibrio que debe de existir entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e).

La velocidad erosiva está en función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua, la velocidad real está dada principalmente en función de las características del río como la pendiente, rugosidad y tirante de agua.

Por lo tanto, la socavación general para suelos granulares se puede calcular de la siguiente manera:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \emptyset D_m^{0.28}} \right]^{1/z}, \quad \alpha = \frac{Q}{h^{5/3} B \mu} \quad (39)$$

Donde:

H_s : Profundidad de socavación (m)

h : Tirante de agua (m)

D_m : Diámetro característico del lecho (mm)

β : Coeficiente de frecuencia

μ : Factor de corrección por contracción del cauce (ver Tabla 13)

\emptyset : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos

z : exponente variable en función del diámetro medio de la partícula

Q : caudal (m³/s)

B : ancho de la superficie libre (m)

V : velocidad (m/s)

Tabla 13: 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 (1992).

b. Socavación por contracción

Es la socavación que ocurre debido al estrechamiento, dado que la luz total del puente resulta inferior al ancho natural de la superficie del agua con el caudal medio (incluyendo los accesos y protecciones).

c. Socavación local

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 (Ochoa, 2017). En presente trabajo se analizará la socavación en estribos, debido a que la estructura proyectada no presenta pilas.

Método de 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 proyecten dentro del cauce principal o no y para el flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación (MTC,2018).

El siguiente método se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{Y_s}{h_e} = 2.27 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e} \right)^{0.43} F_{re}^{0.61} + 1 \quad (40)$$

Donde:

Y_s : Profundidad de socavación (m)

K_f : coeficiente que depende de la forma del estribo (ver tabla 14)

K_θ : Coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo

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)

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

Tabla 14: Coeficiente de corrección 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).

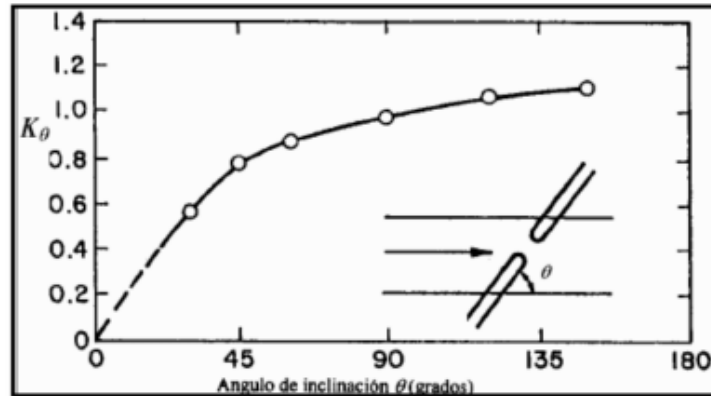


Figura 19: Factor de corrección que depende del ataque del flujo K_θ

Fuente: HEC -18 (1993).

Método de Artamanov

El método que será expuesto se debe a K. F. Artamanov y permite estimar no solo la profundidad de socavación al pie de estribos, sino además al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, relacionando con el gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente (Juarez,1992).

El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente, está dada por:

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h$$

(41)

Donde:

H_t : Profundidad del agua al pie del estribo o espigón medida de la superficie de la corriente

K_{θ} : Coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo.

K_Q : Coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por cada uno de los estribos y el caudal total.

K_m : Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo.

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

Método de Liu, Chang y Skinner

El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional, realizada en 1961 y se aplica para las siguientes condiciones:

- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal
- No existe flujo sobre las llanuras de inundación
- Flujo Subcrítico

Para el cálculo de la socavación local mediante este método, está dado por la siguiente ecuación:

$$\frac{d_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h} \right)^{0.4} F_r^{0.33}$$

(42)

Donde:

D_s : Profundidad de socavación local

H: profundidad media de flujo

L: Longitud de obstrucción

K_f : corrección por forma del estribo (ver tabla 15)

F_r : Número de Froude en la sección aguas arriba

Tabla 15: Factor de corrección K_f por el método de Liu

Factores de corrección K_f	
Forma estribo	K_f
Pared vertical	2.15
Pared inclinada	1.1

Fuente: HEC -18 (1993).

III. METODOLOGÍA

3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El puente a proyectar se encuentra ubicado en el mismo lugar del puente existente, que será reemplazado, cuyas coordenadas son 207903.51 Este 8852176.75 Norte, en la progresiva 42+500 Km.

El puente existente, de una sola vía, sirve de ingreso vehicular y peatonal al centro poblado Huáncar. La estructura consta de un tablero tipo viga losa de 15.9 m de luz libre entre estribos, ancho del puente de 5.1 m, altura media de 3.3 m medido desde el fondo del cauce hasta la base inferior de la viga del puente cuyo peralte es de 1.2 m. y un espesor de tablero de 0.35 m.



Figura 20: Vista fotográfica aguas abajo del puente actual

3.2. UBICACIÓN

3.2.1. Ubicación Política

El puente proyectado se encuentra ubicado políticamente en el distrito de Paramonga, provincia de Barranca, departamento de Lima.

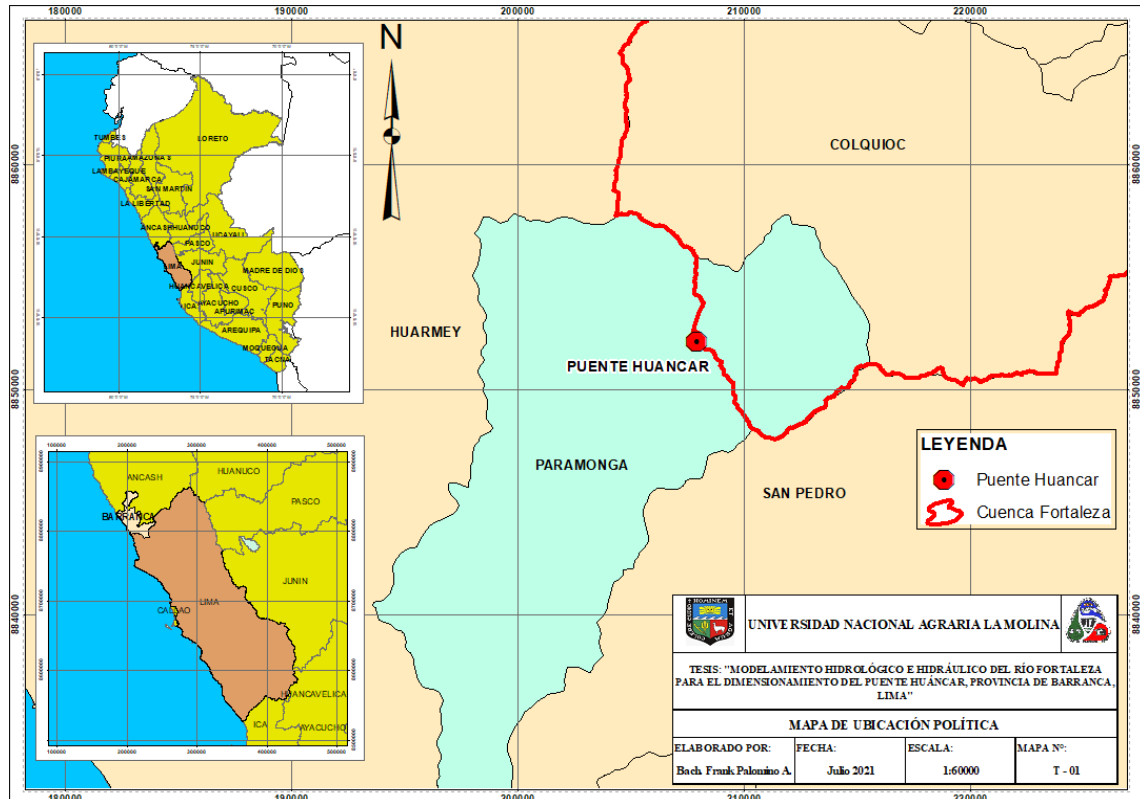


Figura 21: Mapa de Ubicación Política del puente a proyectar

3.2.2. Ubicación Geográfica

La ubicación del puente a proyectar sobre el río Fortaleza presenta las siguientes coordenadas:

Tabla 16: Coordenadas del puente a proyectar

	COORDENADAS GEOGRÁFICAS WGS -84	COORDENADAS UTM WGS -84	
Latitud	10°22'21.04"S	Norte	8 852 176 m
Longitud	77°40'2.79"O	Este	207 900 m
Altura	442 m.s.n.m.	Altura	442 m.s.n.m.

3.2.3. Ubicación Hidrográfica

El puente a proyectar se encuentra ubicado en la parte baja de la cuenca Fortaleza, que forma parte de la vertiente del Océano Pacífico, limita con las siguientes cuencas e intercuencas:

- Por el Norte: Cuenca Huarmey y Santa; Intercuenca 137593.
- Por el Sur : Cuenca Pativilca; Intercuenca 137591.
- Por el Este : Cuenca Santa y Pativilca.
- Por el Oeste: Océano Pacífico.

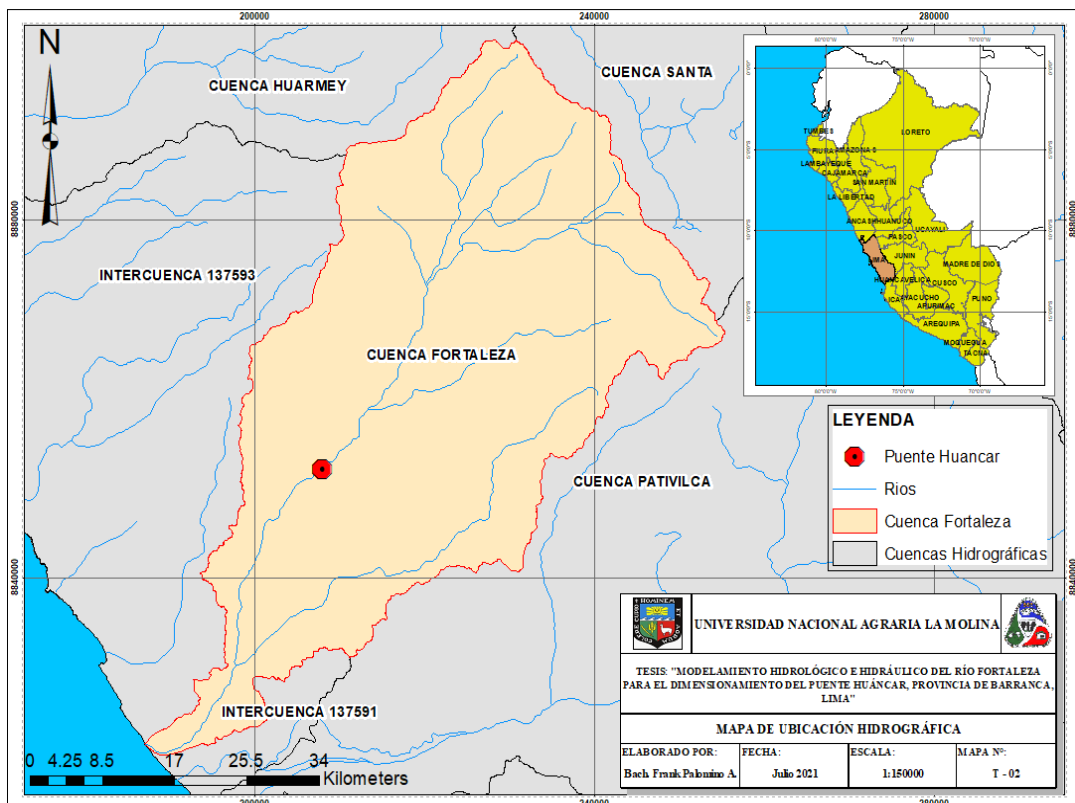


Figura 22: Mapa de ubicación hidrográfica del puente a proyectar

3.2.4. Estaciones pluviométricas e hidrométricas

Se cuenta con cinco estaciones pluviométricas Chamana, Chiquian, Malvas, Ocos y Mayorarca, de las cuales, la estación Chamana se encuentra dentro de la cuenca del río Fortaleza, y las demás son estaciones pertenecientes a cuencas aledañas o se encuentran en el límite de la cuenca. Asimismo, se tiene información de la estación hidrométrica Rinconada, que se encuentra 6 kilómetros aguas abajo del lugar de estudio.

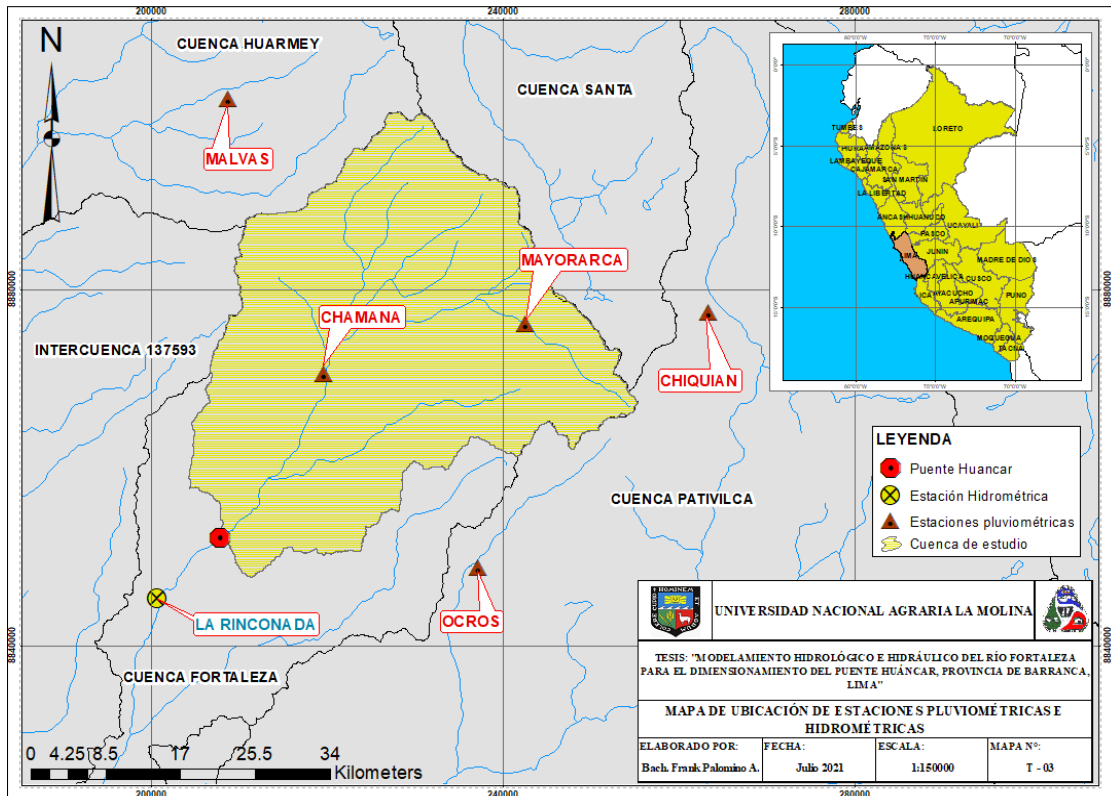


Figura 23: Mapa de ubicación de las estaciones pluviométricas e hidrométricas

3.3. MATERIALES, EQUIPOS Y SOFTWARES

En el presente trabajo de investigación se utilizaron los siguientes materiales, equipos y softwares:

- Imágenes satelitales de ALOS PALSAR con una resolución de 12.5 x 12.5m del portal del EARTH DATA perteneciente a la NASA.
- Levantamiento topográfico del río Fortaleza en la zona de estudio que abarca 600 m aguas arriba y 420 m aguas abajo desde la sección del puente actual, con curvas de nivel cada metro la cual está en función de las recomendaciones propuestas por el Manual de Puentes; que para ríos con amplias llanuras de inundación, donde el

puente produzca contracción del flujo de avenida, el levantamiento abarcará 12 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 6 veces hacia aguas abajo (MTC,2016).

- Los datos de precipitación máximas de 24 horas se obtuvieron del portal del servicio nacional de meteorología e hidrología (SENAMHI) y de estudios hidrológicos e hidráulicos dentro de la cuenca. Asimismo, la información hidrométrica de la estación La Rinconada de caudales máximos diarios fue obtenida del **“Estudio Hidrológico Meteorológico en la vertiente del pacifico del Perú con fines de evaluación y pronóstico del fenómeno El Niño para prevención y mitigación de desastres”**.
- Se descargó una ortofoto de la zona de estudio.
- Ensayos de granulometría
- Software: Hydrognomon 4, Arc Gis 10.5, HEC-HMS 4.7, HEC – RAS 6.0.3, IBER 2.5, TREND, SAS PLANET, AutoCAD Civil 3D 2021 y Microsoft Office
- Equipo de cómputo: Laptop ACER Intel Core i9.
- Cámara fotográfica.
- Útiles de escritorio.

3.4. PROCEDIMIENTO.

3.4.1. Trabajo de campo y gabinete.

a. Recopilación de Información.

Previo al desarrollo de la tesis, se realizó la recopilación de datos y/o antecedentes en estudios a nivel de perfil de puentes, carreteras o estructuras hidráulicas que se hayan realizado dentro de la cuenca o cerca al punto de interés sobre el río Fortaleza, para poder realizar de manera eficiente y legítima el presente trabajo de tesis. Además, se realizó una búsqueda de información sobre los antecedentes de la zona de estudio en los diferentes fenómenos del Niño, para conocer si los niveles de agua alcanzaron o sobrepasaron el nivel de la rasante del puente, originando desbordes o zonas de inundación alrededor del puente actual.

Los datos que se recopilaron fueron las precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones pluviométricas seleccionadas, para su posterior análisis y estimación del caudal de máxima avenida; datos de caudales máximos diarios anuales de la estación

hidrométrica, información de la topografía del tramo de estudio e información de ensayos de granulometría.

b. Trabajo de campo

En esta etapa se realizó la visita técnica a la zona de estudio, con el fin de tener el conocimiento de las condiciones actuales del lugar, para poder evaluar y determinar la mejor solución técnica. Posterior a ello, se corroboró la información obtenida, en noticias y reportes de entidades (ANA, DEFENSA CIVIL, INDECI), sobre los eventos pasados con los pobladores del centro poblado Huáncar.

Asimismo, se identificó la marca de 439.55 m.s.n.m. de agua máxima registrada del último evento extraordinario (Fenómeno del Niño 2017), para realizar la calibración del caudal de máxima avenida en el modelamiento hidráulico. Finalmente, se identificó la cobertura vegetal (ambas márgenes), material de arrastre aguas arriba y abajo del puente existente y defensas ribereñas.



Figura 24: Vista fotográfica de la visita técnica a la zona de estudio

c. Trabajo en gabinete

Esta fase del trabajo de investigación está relacionado a todos los análisis, tratamientos y cálculos de variables, que se realizaron para poder obtener los mejores resultados para el puente a proyectar.

A continuación, se muestra un flujograma de la metodología propuesta para el desarrollo de la presente tesis.

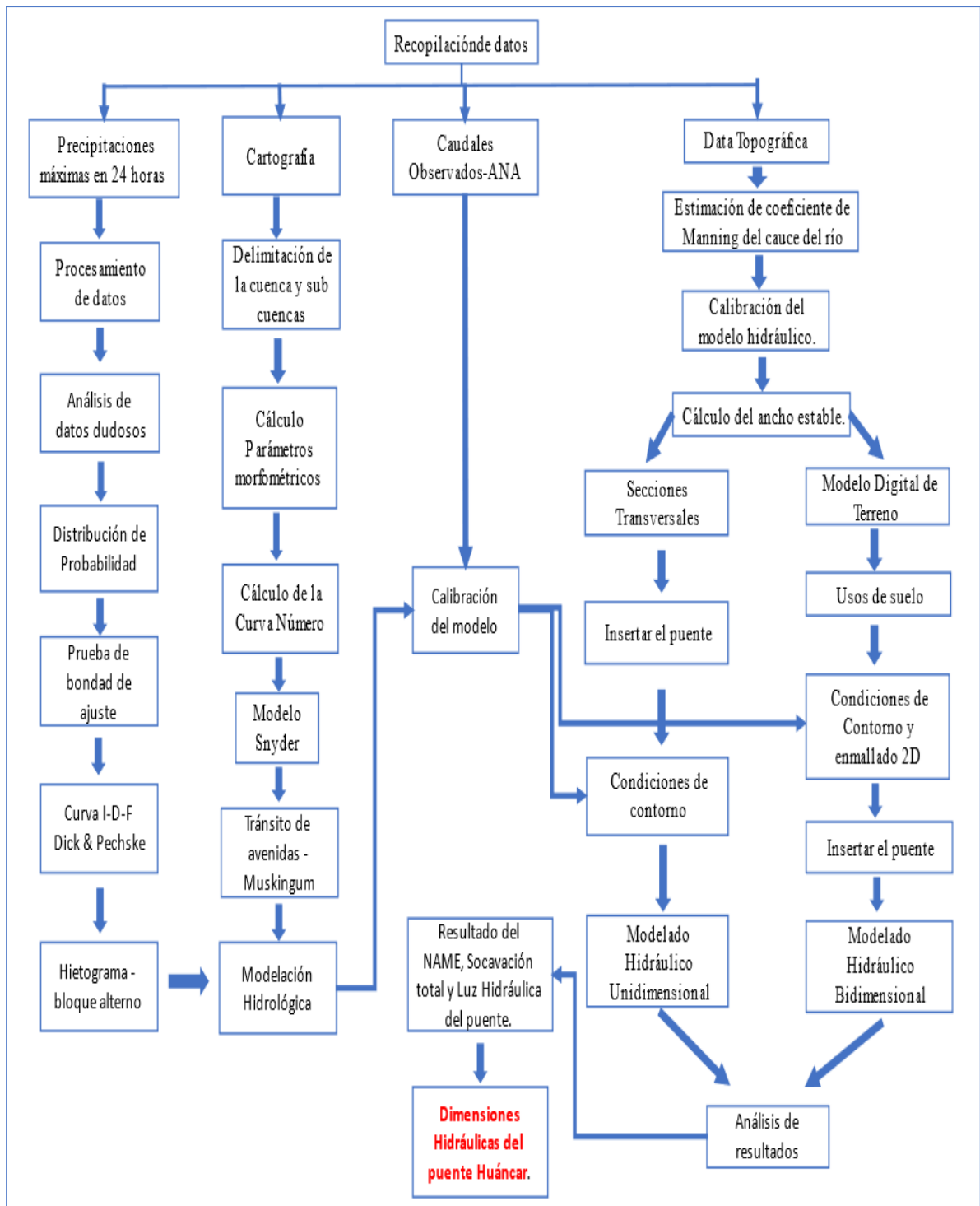


Figura 25: Flujograma metodológico de la investigación

3.4.2. Modelamiento Hidrológico

3.4.2.1. Determinación de los parámetros geomorfológicos

La delimitación de la cuenca de estudio y el cálculo de los parámetros geomorfológicos, se realizó sobre la base del modelo digital de elevación (DEM) con una resolución de 12.5 m x 12.5 m, descargada de la plataforma Earth Explorer. La delimitación propiamente de la cuenca y subcuencas hasta el punto de interés, así como los parámetros geomorfológicos se realizó con el software Arc Gis 10.5.

La cuenca tiene una extensión de 1483.54 km², un cauce principal de más de 60 km y una pendiente de cauce de 0.048 m/m hasta la zona del puente a proyectar; nace de la cordillera Negra del departamento de Ancash. Según los cálculos obtenidos se tiene un índice de compacidad de 1.88 y un factor de forma de 0.41, lo que indica que es una cuenca de forma oval oblonga a rectangular y alargada, por lo que su cauce principal es corto. Además, la cuenca no es propensa a inundaciones y tiene menos posibilidad de ocurrencia de lluvias intensas cubriendo simultáneamente toda su extensión. En las tablas 17 y 18, se muestra el resumen de los parámetros geomorfológicos de la cuenca delimitada y las subcuencas respectivamente.

Tabla 17: Parámetros geomorfológicos de la cuenca delimitada

Área (km ²)	Perímetro (km)	Factor de Forma	Índice de compacidad	Longitud del cauce principal (km)	Cota Maxima (m.s.n.m.)	Cota minima (m.s.n.m.)	Pendiente del cauce (m/m)
1483.54	258.75	0.41	1.88	60.357	4367	460	0.048

Tabla 18: Parámetros geomorfológicos de las sub cuencas

Sub cuencas	Características de las sub cuencas					Cauce principal			
	Área (km ²)	Perímetro (km)	Pendiente media (%)	Factor de Forma	Índice de compacidad	Cota Mayor (m.s.n.m.)	Cota Menor (m.s.n.m.)	Longitud del cauce (km)	Pendiente del cauce (%)
CH1	164.20	96.69	53.15	0.15	2.11	4391	1448	32.91	8.94
CH2	103.67	62.79	45.50	0.36	1.73	4451	2248	17.05	12.92
CH3	59.37	66.78	36.22	0.13	2.43	4198	2248	21.36	9.13
CH4	11.62	25.75	61.96	0.17	2.12	3034	1723	8.20	15.99
CH5	147.28	71.20	56.37	0.36	1.64	3078	1314	20.14	8.76
CH6	329.99	129.80	41.35	0.21	2.00	4570	1723	39.24	7.26
CH7	24.57	31.25	61.53	0.44	1.76	2380	1448	7.51	12.42
CH8	10.34	21.33	58.58	0.59	1.86	1589	1314	4.17	6.59
CH9	19.69	26.18	56.83	0.23	1.65	2052	1104	9.24	10.26
CH10	52.24	45.11	59.89	0.30	1.75	2864	1104	13.19	13.35
CH11	240.02	118.59	56.09	0.16	2.14	4463	740	38.82	9.59
CH12	50.84	52.34	50.41	0.35	2.06	1712	872	12.03	6.98
CH13	83.01	57.49	51.58	0.27	1.77	2768	872	17.45	10.87
CH14	17.95	25.26	48.82	0.62	1.67	1095	740	5.39	6.59
CH15	55.58	58.53	57.06	0.33	2.20	1824	686	12.97	8.78
CH16	22.22	30.00	47.47	0.34	1.78	1174	503	8.10	8.28
CH17	68.07	57.97	54.34	0.33	1.97	1691	503	14.32	8.30
CH18	22.87	30.11	46.68	0.80	1.76	934	460	5.36	8.85

3.4.2.2. Análisis y tratamiento de la información pluviométrica e Hidrométrica

Información Pluviométrica

Antes de realizar el análisis estadístico de las precipitaciones máximas de 24 horas, se analizó los datos obtenidos para cada estación pluviométrica, el cual consistió en la determinación si los datos son independientes, homogéneos y que no presentan saltos ni tendencias.

a. Información Disponible

Para la selección de las estaciones pluviométricas, se tuvo en consideración la cantidad de años de registro y un período común con las demás estaciones, de las cuales se seleccionaron cinco estaciones que presentaron un mínimo de 25 años de registro con un periodo común desde 1995 – 2019. La estación Ocos es la que presenta mayor cantidad de datos registrados (55 años), mientras que las estaciones con menores cantidades son Chamana y Chiquian (25 y 26 años).

Tabla 19: Estaciones pluviométricas seleccionadas

Estación	Latitud	Longitud	Altitud (m.s.n.m)	Departamento	Período de registro	Datos disponibles (años)	Años sin data (%)
Malvas	9° 55' S	77° 30' O	2979	Ancash	1982 - 2019	38 años	0
Chiquian	10° 8' S	77° 9' O	3386	Ancash	1995 - 2019	26 años	0
Mayorarca	10° 9' S	77° 20' O	3335	Ancash	1988 - 2019	31 años	0
Chamana	11° 12' S	77° 33' O	1260	Ancash	1994 - 2019	25 años	0
Ocros	10° 24' S	77° 24' O	3249	Ancash	1965 - 2019	55 años	0
La Rinconada	10° 26' S	77° 44' O	425	Lima	1962 - 1998	35 años	0

Fuente: Elaboración propia en base a información del SENAMHI

En el Anexo 1 se encuentra la información pluviométrica oficial de las precipitaciones máximas en 24 horas a nivel mensual de cada una de las estaciones seleccionadas, proporcionadas por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

En la Figura 26 se observa los histogramas para las diferentes estaciones pluviométricas, donde se puede identificar que el valor máximo para la estación Malvas es de 130.5 mm correspondiente al año 1983 y para la estación Ocros en ese mismo año su valor máximo alcanza un total de 136 mm. Además, en el último evento extraordinario (fenómeno del niño) del 2017 todas las estaciones presentan valores altos (19.5 mm – 46 mm) en comparación a los años anteriores.

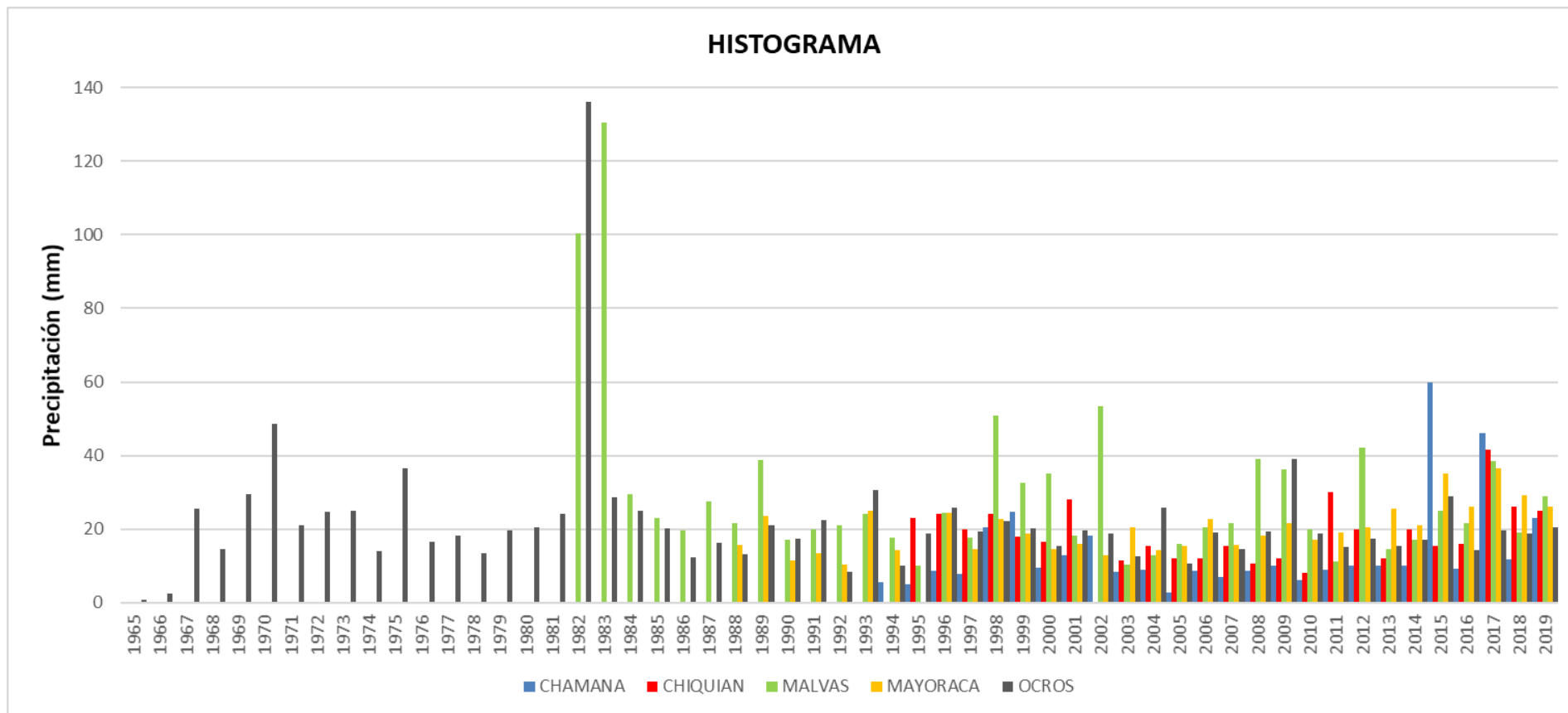


Figura 26: Histograma de las estaciones pluviométricas

Tabla 20: Precipitaciones Máximas en 24 horas

PRECIPITACIONES MÁXIMAS 24 HORAS					
AÑO	ESTACIONES				
	CHAMANA	CHIQUIAN	MALVAS	MAYORARCA	OCROS
1965	-	-	-	-	0.7
1966	-	-	-	-	2.4
1967	-	-	-	-	25.5
1968	-	-	-	-	14.5
1969	-	-	-	-	29.4
1970	-	-	-	-	48.7
1971	-	-	-	-	20.9
1972	-	-	-	-	24.7
1973	-	-	-	-	25
1974	-	-	-	-	13.9
1975	-	-	-	-	36.6
1976	-	-	-	-	16.6
1977	-	-	-	-	18.3
1978	-	-	-	-	13.4
1979	-	-	-	-	19.5
1980	-	-	-	-	20.6
1981	-	-	-	-	24
1982	-	-	100.50	-	136
1983	-	-	130.50	-	28.7
1984	-	-	29.40	-	25
1985	-	-	23.00	-	20.3
1986	-	-	19.50	-	12.4
1987	-	-	27.50	-	16.3
1988	-	-	21.50	15.60	13.2
1989	-	-	38.90	23.70	21.1
1990	-	-	17.00	11.50	17.5
1991	-	-	20.00	13.50	22.4
1992	-	-	21.10	10.40	8.4
1993	-	-	24.00	25.00	30.5
1994	5.5	-	17.80	14.30	10.2
1995	4.9	23	10.00	-	18.7
1996	8.7	24	24.50	24.50	25.9
1997	7.8	20	17.60	14.60	19.3
1998	20.5	24	50.80	22.70	22.2
1999	24.7	18	32.70	18.70	20.2
2000	9.6	16.6	35.00	14.50	15.5
2001	12.8	28	18.20	15.90	19.5
2002	18.3	-	53.40	12.80	18.8
2003	8.5	11.5	10.30	20.60	12.7
2004	9	15.5	12.80	14.20	25.7
2005	2.7	12	16.00	15.50	10.7
2006	8.6	12	20.40	22.60	19
2007	7	15.5	21.60	15.70	14.5
2008	8.6	10.5	39.00	18.20	19.4
2009	10.1	12	36.20	21.60	39
2010	6	8	20.00	17.10	18.7
2011	9	30	11.30	19.10	15.2
2012	10	20	42.20	20.50	17.5
2013	10	12	14.50	25.60	15.3
2014	10	20	17.20	21.00	17.2
2015	60	15.5	25.00	35.10	29
2016	9.2	16	21.70	26.20	14.4
2017	46	41.5	38.50	36.60	19.5
2018	11.7	26	19.20	29.20	18.8
2019	23	25.1	29.00	26.10	20.6

b. Análisis de Independencia

Se realizó el análisis para corroborar si los registros de precipitaciones obtenidos del SENAMHI, son muestras independientes para lo cual se realizó el test de independencia mediante la prueba no paramétrica de Wald - Wolfowitz.

Tabla 21: Resumen del Test Wald - Wolfowitz

Estación	Resultado	Test de Independencia	Resultado
CHAMANA	Valor Teórico	0.9	La muestra es independiente
	Valor estadístico	0.126	
CHIQUIAN	Valor Teórico	0.201	La muestra es independiente
	Valor estadístico	1.28	
MALVAS	Valor Teórico	0.484	La muestra es independiente
	Valor estadístico	0.7	
MAYORARCA	Valor Teórico	0.06	La muestra es independiente
	Valor estadístico	1.99	
OCROS	Valor Teórico	0.25	La muestra es independiente
	Valor estadístico	1.15	

Fuente: Elaboración propia en base a información obtenida del software Hyfran.

En la Tabla 21 se muestra que todas las estaciones presentan muestras independientes a un nivel de confianza del 95%.

c. Análisis de diagrama de box plots

Mediante los diagramas de cajas (box plots) se puede detectar y visualizar la presencia de posibles valores atípicos (outliers), debido a que estos diagramas trabajan con un umbral máximo y mínimo en función a los datos de precipitación.

En la Figura 27, se puede visualizar que en varias estaciones se presentan valores atípicos, los cuales están fuera del rango de análisis del diagrama de cajas. Para poder tomar la decisión de eliminarlos, se realizó un comparativo con los registros de la estación, posteriormente se procedió a realizar la prueba de datos dudosos por el método de Water Resources Council, el cual es muy utilizado en los estudios hidrológicos.

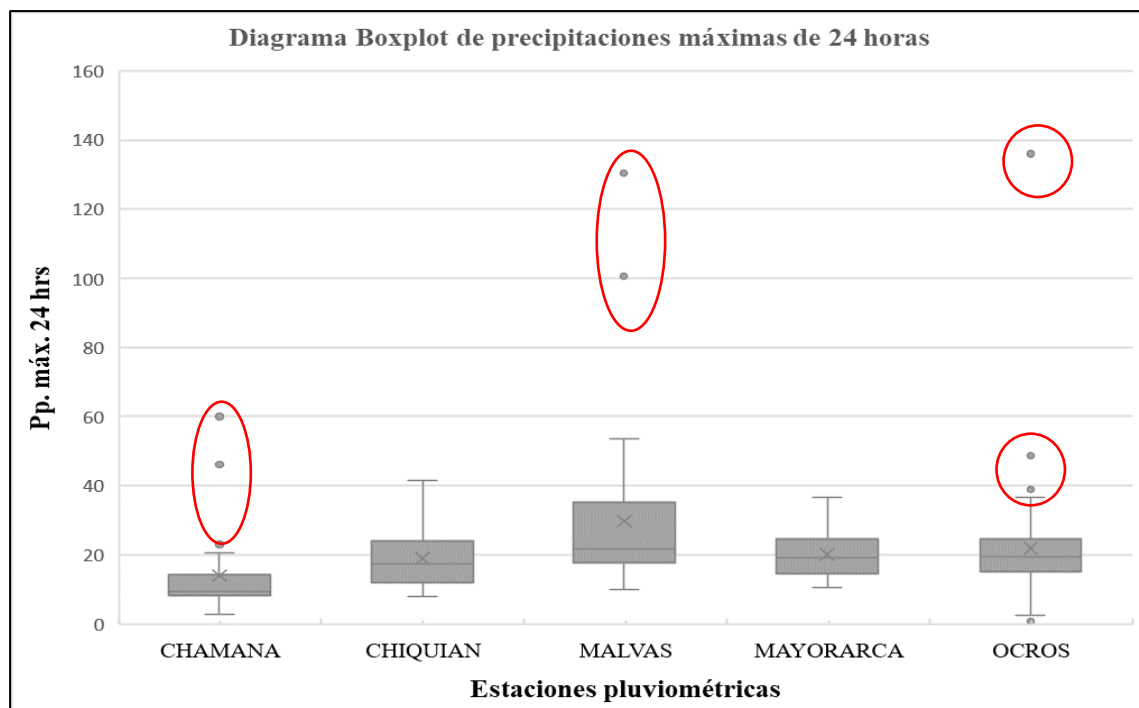


Figura 27: Diagrama Box plots de precipitaciones máximas en 24 horas

d. Prueba de datos dudosos

Después de realizado un análisis visual por el método de diagrama de box plots y un análisis de independencia; se procedió a realizar la prueba de datos dudosos por el método de Water Resources Council para poder detectar y eliminar esos valores atípicos, que se identificó en el primer análisis.

Se realizó la prueba de datos dudosos donde se pudo detectar y corroborar la existencia de valores fuera de los límites de confianza, con respecto a cada estación. Los resultados de los cálculos para cada estación se muestran en el Capítulo VIII Anexo 2.

Para poder eliminar los datos fuera de los límites de confianza, se tiene que corroborar si estos corresponden a valores de precipitaciones ocurridos en eventos atípicos, los cuales representan el comportamiento natural de la cuenca. Por tal motivo, en la estación Chamana se eliminó el valor de 60 mm correspondiente al año 2015 y en la estación Ocos, los valores mínimos de 0.70 mm y 2.4mm correspondiente a los años 1965 y 1966 respectivamente.

En las estaciones de Malvas y Ocos no se eliminaron los valores altos, debido a que estos datos corresponden a eventos atípicos (Fenómeno del Niño 1983 y 2017). Por tal

motivo, al tratarse de registros que, si ocurrieron; no se retiraron y se consideraron para los siguientes análisis.

Tabla 22: Resumen de la remoción de outliers

ESTACIÓN	P máxima (mm)	P mínima (mm)	Condición	Umbral Máximo	Umbral Mínimo	Condición
CHAMANA	60.00	2.70	Retirar máximo	57.04	2.06	Ok
CHIQUIAN	41.50	8.00	Ok	46.55	6.71	Ok
MALVAS	130.50	10.00	Retirar máximo	107.38	5.76	Ok
MAYORARCA	36.60	10.40	Ok	42.85	8.56	Ok
OCROS	136.00	0.70	Retirar máximo	121.06	2.73	Retirar mínimo

Información Hidrométrica

Para el caso de la estación Hidrométrica La Rinconada, se tienen datos de caudales máximos diarios anuales con un período de registro de 37 años, el cual se obtuvo del **“Estudio Hidrológico Meteorológico en la Vertiente del Pacífico del Perú con fines de evaluación y pronóstico del Fenómeno El Niño para Prevención y Mitigación de desastres”**, que se encuentra en el Anexo 2.

De los datos obtenidos se procedió a realizar su respectivo hidrograma. En la Figura 28 se puede observar que el año 1983 tiene un caudal máximo diario de 88 m³/s, debido a que entre los años 1982 -1983 se desarrolló el evento del fenómeno del niño de gran intensidad; por eso, se tiene un valor alto en comparación a los demás datos. Por otro lado, en los años 1997 -1998 también se dio otro fenómeno del niño donde se obtuvo un caudal máximo diario de 34 m³/s. Se puede observar que existe una correspondencia entre las lluvias máximas y sus caudales para los años mencionados.

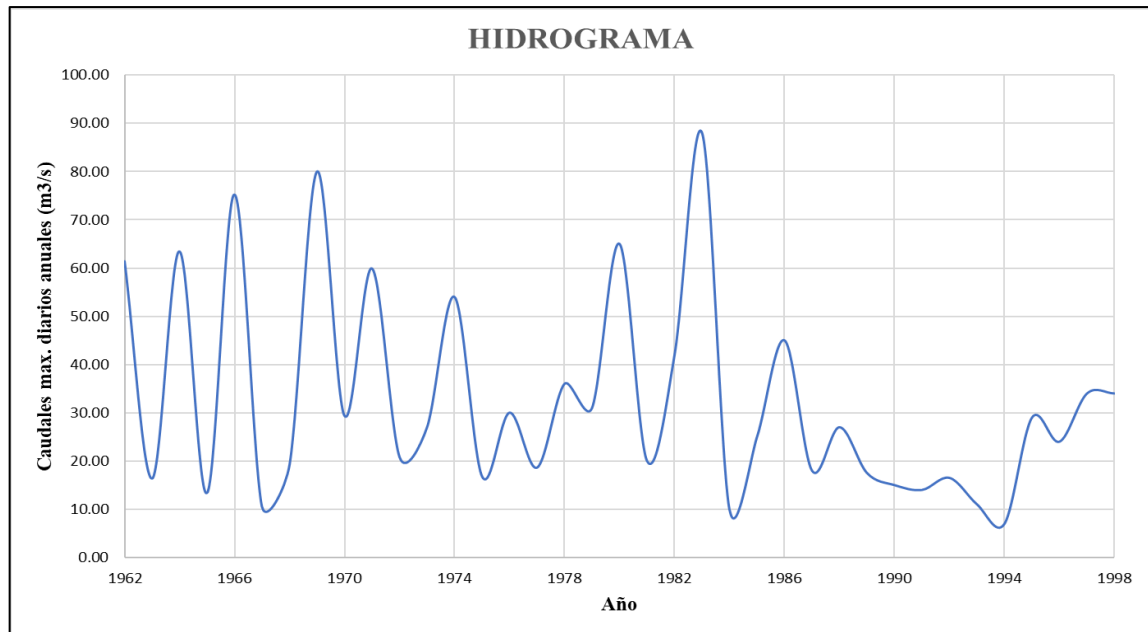


Figura 28: Hidrograma de caudales máximos diarios anuales - Estación La Rinconada

Fuente: Elaboración propia en base a Información del Estudio Hidrológico en la vertiente del Pacífico

3.4.2.3. Selección del periodo de Retorno

Se seleccionó el periodo de retorno en función al tipo de estructura, la vida útil y el riesgo admisible. Además, el puente a proyectar es de gran importancia para los pobladores del Centro poblado Huáncar, debido a que es el único medio de comunicación por donde pueden transportar sus productos hacia diferentes ciudades y estar conectados con las principales vías de comunicación como la carretera Paramonga – Huaraz y la panamericana Norte.

En el diseño del puente se tomó en cuenta el riesgo admisible que está en función la vida útil y su probabilidad de ocurrencia como se muestra en la ecuación siguiente.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (43)$$

Donde:

R: Riesgo de falla admisible

T: Tiempo de retorno

n: Vida útil de la obra

Para el presente caso, se ha optado un riesgo admisible de 25% y de acuerdo a la vida útil del puente de 40 años, se obtuvo el período de retorno de 140 años. Para el cálculo de la

socavación se consideró un período de retorno de 500 años, que es un valor recomendado en el Manual de Puentes y Manual de Hidrología e hidráulica del MTC.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \rightarrow 25\% = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{40}$$

$$T = 139,5 \cong 140 \text{ años}$$

3.4.2.4. Análisis de frecuencia y prueba de bondad de ajuste

Con la información de precipitaciones máximas en 24 horas, libres de datos dudosos. Se procedió al análisis de frecuencia, con el propósito de encontrar una función de distribución que represente el comportamiento probabilístico de cada estación.

Para el análisis se utilizaron las siguientes distribuciones que son recomendadas en el Manual de Hidrología, hidráulica y drenaje por el MTC (2018).

- Distribución Normal
- Distribución Log- Normal
- Distribución Gumbel
- Distribución Pearson tipo III
- Distribución Log- Pearson tipo III

Para seleccionar la función de distribución que mejor se ajuste a la muestra de los datos de precipitación máximas en 24 horas, se realizó la prueba de bondad de ajuste por el Test de Kolmogorov – Smirnov. El análisis de frecuencia y la prueba de ajuste se realizó con el software Hydrognomon.

Los resultados mostraron que las estaciones Chamana, Malvas y Ocros se ajustan mejor a una distribución probabilística Log Pearson Tipo III; asimismo, la estación Chiquian se ajusta mejor a una distribución probabilística Normal, pero al no representar de manera adecuada los valores extremos, se procedió a elegir la distribución Pearson Tipo III. Finalmente, la estación Mayorarca se ajusta mejor a una distribución probabilística Pearson Tipo III. Todas las distribuciones seleccionadas se ajustaron a un nivel de significancia del 5 por ciento.

En el capítulo VIII Anexo 3, se detalla los resultados obtenidos del análisis de frecuencia, la prueba de bondad de ajuste y las gráficas de ajuste para cada estación.

Tabla 23: Resumen del Test Kolmogorov - Smirnov para las estaciones pluviométricas

Estación	Distribución Probabilística	Delta Calculado
Chamana	Log Pearson III	0.1606
Chiquian	Pearson III	0.1067
Malvas	Log Pearson III	0.0882
Mayorarca	Pearson III	0.0930
Ocros	Log Pearson III	0.1582

Fuente: Elaboración propia en base a datos obtenidos del software Hydrognomon.

3.4.2.5. Precipitaciones para diferentes periodos de retorno

Con la función de distribución de mejor ajuste a los datos de Pp. Max 24 horas de cada estación, se procedió a determinar las precipitaciones para los diferentes periodos de retorno. En la Tabla 24 se muestran las precipitaciones máximas en 24 horas para los periodos de retorno de 2, 5,10,25,50,100,140,200 y 500 años.

Tabla 24: Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno (TR)

Estación	Distribución Probabilística	Periodo de Retorno (TR)								
		2	5	10	25	50	100	140	200	500
Chamana	Log Pearson III	9.65	16.13	21.71	30.47	38.40	47.70	52.76	58.58	75.84
Chiquian	Pearson III	17.68	24.79	29.35	34.88	38.83	42.65	44.46	46.36	51.15
Malvas	Log Pearson III	22.70	37.69	51.95	76.52	100.78	131.38	149.00	169.95	236.61
Mayorarca	Pearson III	19.20	25.09	28.70	32.97	35.97	38.84	40.19	41.59	45.11
Ocros	Log Pearson III	17.89	26.56	35.29	50.94	66.95	87.78	100.04	114.87	163.56

3.4.2.6. Lluvias máximas

Las alturas máximas de lluvia se encontraron utilizando el método de Dick & Peschke, el cual consiste en disgregar las precipitaciones máximas en 24 horas para cada duración de tiempo.

Los resultados obtenidos por el método de Dick & Peschke se encuentran en el capítulo VIII anexo 4.

3.4.2.7. Intensidad de lluvia

Las intensidades de lluvia se calcularon dividiendo las alturas máximas de lluvia entre las duraciones, obteniéndose así para diferentes duraciones y periodos de retorno.

Luego, se determinó las curvas I-D-F mediante la siguiente ecuación:

$$I = \frac{K * T^m}{t^n} \quad (44)$$

Para poder hallar los parámetros K, m y n, se realizó un análisis de regresión múltiple.

En la Tabla 25 se puede apreciar los parámetros de ajuste y ecuaciones de curvas IDF para cada estación, y en base a ellas se puede determinar las curvas que se muestran en las siguientes figuras.

Tabla 25: Ecuaciones de Curvas I-D-F

Estaciones	Parámetros de ajuste			Ecuación I-D-F
	K	m	n	
Chamana	84.86	0.36	0.75	$I = \frac{84.86 * T^{0.36}}{t^{0.75}}$
Chiquian	174.63	0.18	0.75	$I = \frac{174.63 * T^{0.18}}{t^{0.75}}$
Malvas	183.54	0.42	0.75	$I = \frac{183.54 * T^{0.42}}{D^{0.75}}$
Mayorarca	188.38	0.15	0.75	$I = \frac{188.38 * T^{0.15}}{D^{0.75}}$
Ocros	135.39	0.40	0.75	$I = \frac{135.39 * T^{0.40}}{D^{0.75}}$

En las Tablas del 26 al 30, se muestran las intensidades máximas de lluvia de cada estación, para poder generar en base a ellas sus respectivos hietogramas.

Por otro lado, se observa en las Figuras del 29 al 33, las curvas de intensidad – duración – frecuencia de cada estación, las cuales fueron validadas con la información obtenida del portal de infraestructura de datos espaciales del SENAMHI (Ver Capítulo VIII Anexo 4).

Estación Chamana

Tabla 26: Intensidades de lluvia - Estación Chamana

Duración (min)	Período de Retorno (años)						
	5	10	50	100	140	200	500
10	27.11	34.89	62.67	80.65	91.16	103.80	144.89
20	16.12	20.74	37.26	47.96	54.21	61.72	86.15
30	11.89	15.30	27.49	35.38	39.99	45.54	63.56
40	9.58	12.33	22.16	28.52	32.23	36.70	51.23
50	8.11	10.43	18.74	24.12	27.26	31.04	43.33
60	7.07	9.10	16.35	21.04	23.78	27.08	37.79
70	6.30	8.11	14.56	18.74	21.18	24.12	33.67
80	5.70	7.33	13.17	16.96	19.16	21.82	30.46
90	5.22	6.71	12.06	15.52	17.54	19.98	27.88
100	4.82	6.20	11.14	14.34	16.21	18.46	25.76
110	4.49	5.78	10.38	13.35	15.09	17.19	23.99
120	4.20	5.41	9.72	12.51	14.14	16.10	22.47

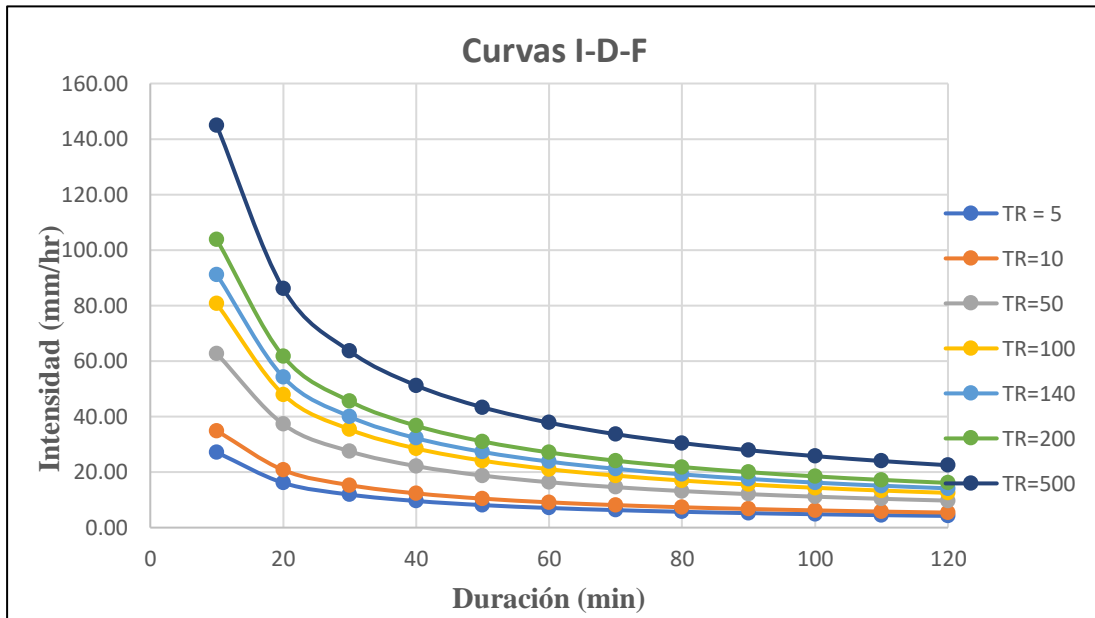


Figura 29: Curvas IDF - Estación Chamana

Estación Chiquian

Tabla 27: Intensidades de lluvia - Estación Chiquian

Duración (min)	Período de Retorno (años)						
	5	10	50	100	140	200	500
10	41.71	47.37	63.63	72.25	76.85	82.05	97.06
20	24.80	28.17	37.83	42.96	45.70	48.79	57.71
30	18.30	20.78	27.91	31.70	33.71	35.99	42.58
40	14.75	16.75	22.50	25.55	27.17	29.01	34.32
50	12.48	14.17	19.03	21.61	22.98	24.54	29.03
60	10.88	12.36	16.60	18.85	20.05	21.40	25.32
70	9.69	11.01	14.79	16.79	17.86	19.07	22.55
80	8.77	9.96	13.38	15.19	16.16	17.25	20.40
90	8.03	9.12	12.25	13.91	14.79	15.79	18.68
100	7.42	8.42	11.32	12.85	13.67	14.59	17.26
110	6.91	7.84	10.53	11.96	12.72	13.58	16.07
120	6.47	7.35	9.87	11.21	11.92	12.73	15.05

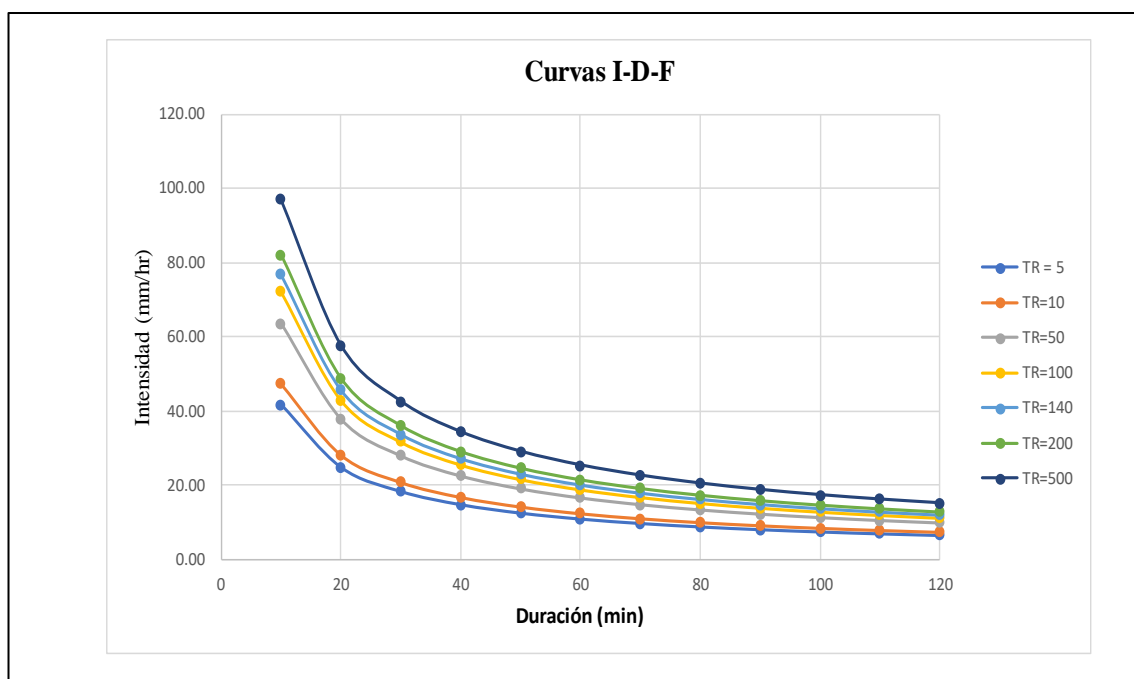


Figura 30: Curvas IDF - Estación Chiquian

Estación Malvas

Tabla 28: Intensidades de lluvia - Estación Malvas

Duración (min)	Período de Retorno (años)						
	5	10	50	100	140	200	500
10	63.97	85.47	167.50	223.80	257.61	299.03	438.62
20	38.03	50.82	99.60	133.07	153.17	177.81	260.80
30	28.06	37.49	73.48	98.18	113.01	131.18	192.42
40	22.62	30.22	59.22	79.13	91.08	105.72	155.07
50	19.13	25.56	50.09	66.93	77.04	89.43	131.18
60	16.69	22.29	43.69	58.38	67.20	78.00	114.41
70	14.86	19.86	38.92	52.00	59.86	69.49	101.92
80	13.45	17.97	35.21	47.05	54.16	62.86	92.21
90	12.31	16.45	32.24	43.07	49.58	57.55	84.41
100	11.37	15.20	29.79	39.80	45.81	53.18	78.00
110	10.59	14.15	27.73	37.05	42.65	49.51	72.62
120	9.92	13.26	25.98	34.71	39.96	46.38	68.03

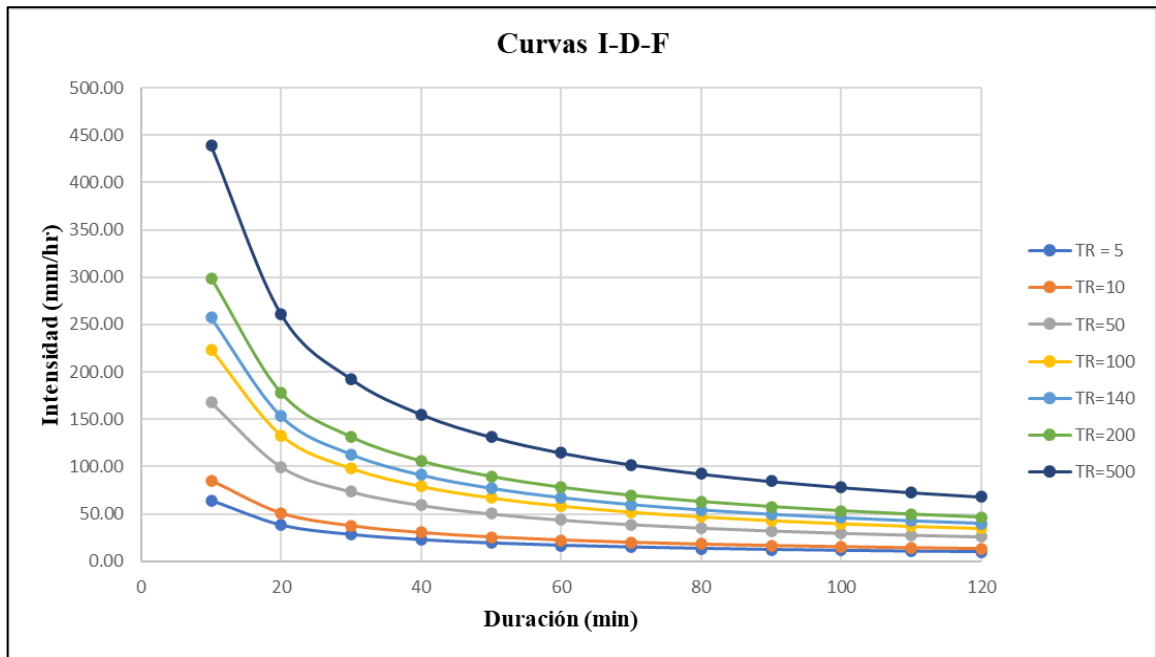


Figura 31: Curvas IDF - Estación Malvas

Estación Mayorarca

Tabla 29: Intensidades de lluvia - Estación Mayorarca

Duración (min)	Período de Retorno (años)						
	5	10	50	100	140	200	500
10	42.49	47.06	59.69	66.12	69.49	73.25	83.86
20	25.26	27.98	35.49	39.32	41.32	43.55	49.86
30	18.64	20.65	26.19	29.01	30.49	32.13	36.79
40	15.02	16.64	21.10	23.38	24.57	25.90	29.65
50	12.71	14.08	17.85	19.78	20.78	21.91	25.08
60	11.08	12.28	15.57	17.25	18.13	19.11	21.88
70	9.87	10.94	13.87	15.36	16.15	17.02	19.49
80	8.93	9.89	12.55	13.90	14.61	15.40	17.63
90	8.18	9.06	11.49	12.73	13.37	14.10	16.14
100	7.56	8.37	10.61	11.76	12.36	13.03	14.91
110	7.03	7.79	9.88	10.95	11.51	12.13	13.88
120	6.59	7.30	9.26	10.26	10.78	11.36	13.01

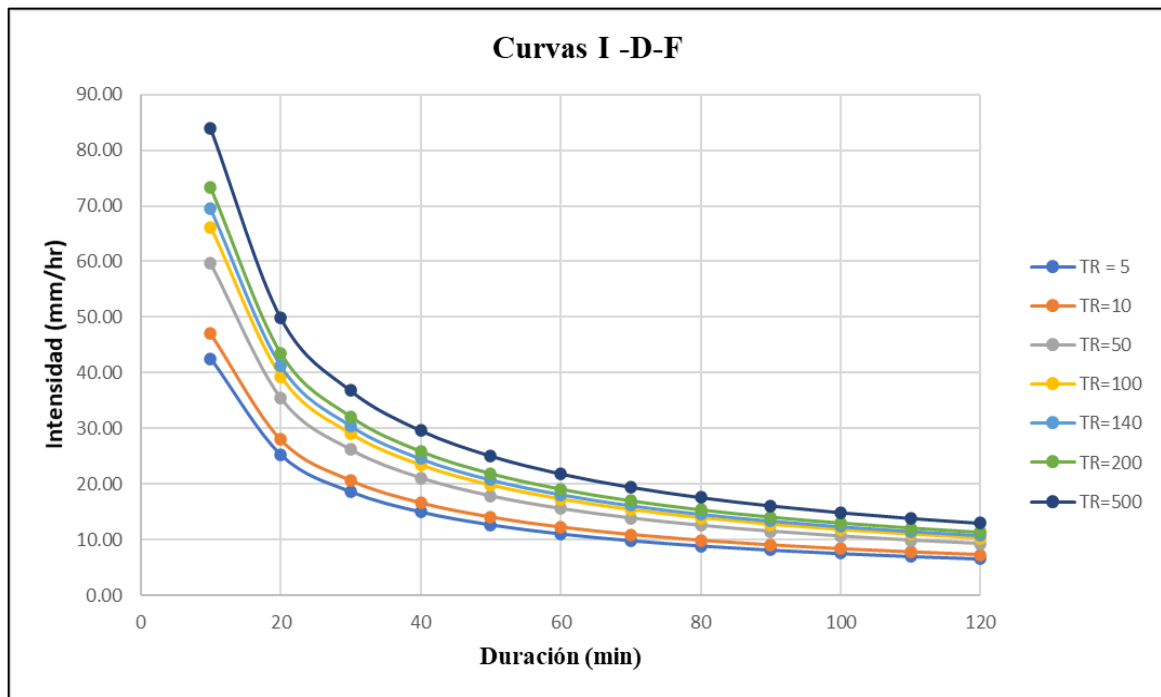


Figura 32: Curvas IDF - Estación Mayorarca

Estación Ocros

Tabla 30: Intensidades de lluvia - Estación Ocros

Duración (min)	Período de Retorno (años)						
	5	10	50	100	140	200	500
10	45.78	60.38	114.82	151.43	173.20	199.71	287.94
20	27.22	35.90	68.27	90.04	102.99	118.75	171.21
30	20.08	26.49	50.37	66.43	75.98	87.61	126.32
40	16.19	21.35	40.59	53.54	61.24	70.61	101.80
50	13.69	18.06	34.34	45.29	51.80	59.73	86.11
60	11.94	15.75	29.95	39.50	45.18	52.09	75.11
70	10.64	14.03	26.68	35.19	40.25	46.41	66.91
80	9.62	12.69	24.14	31.83	36.41	41.98	60.53
90	8.81	11.62	22.10	29.14	33.33	38.43	55.41
100	8.14	10.74	20.42	26.93	30.80	35.51	51.20
110	7.58	10.00	19.01	25.07	28.68	33.06	47.67
120	7.10	9.37	17.81	23.49	26.86	30.98	44.66

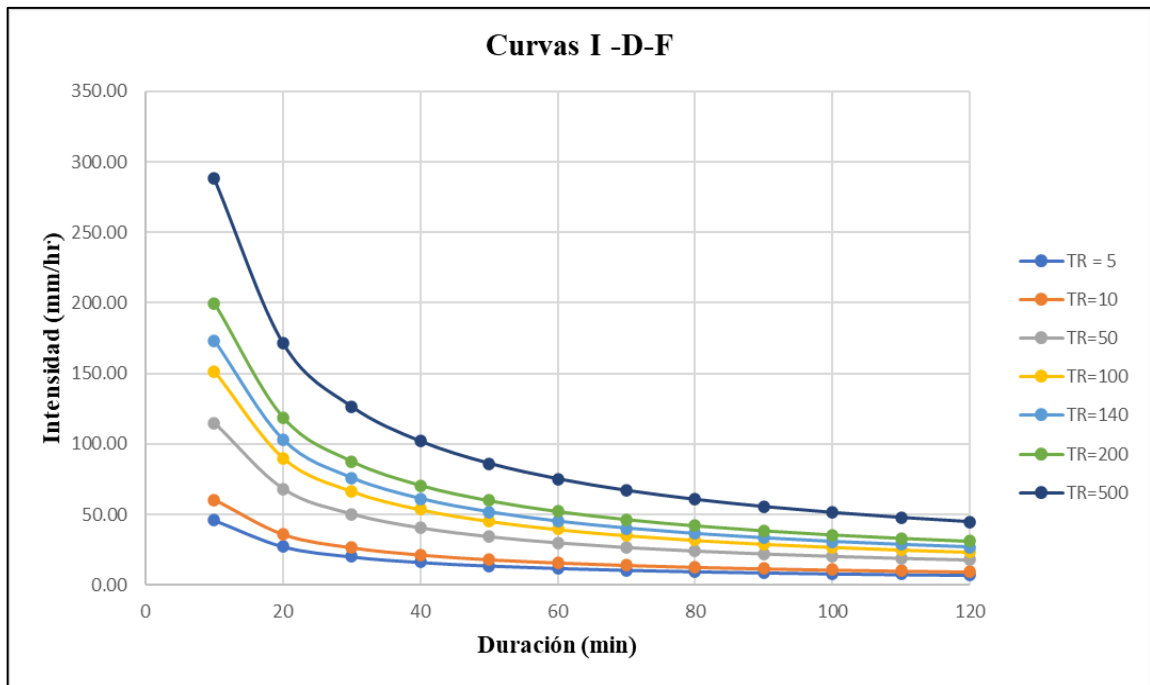


Figura 33: Curvas IDF - Estación Ocros

3.4.2.8. Hietograma de precipitación de diseño

Realizado el proceso de obtención de las intensidades máximas, se procedió a determinar los hietogramas para el periodo de retorno seleccionado. El hietograma puede ser obtenido por la metodología del SCS tipo I, II y III o por el método de bloques alternos. En el presente caso se utilizó el método de bloques alternos en base a la información existente de la zona para una duración de ocho horas, la cual fue corroborada consultando a los pobladores del lugar y también en base a los datos de la estación automática Shaquek que se encuentra en la parte media alta de la cuenca Fortaleza.

En las Tablas del 31 al 35 se tienen los resultados de los hietogramas de diseño para el periodo de retorno (TR) de 140 años. Por otro lado, en las figuras del 34 al 38 se muestra el desarrollo de la precipitación para el periodo de retorno de 140 años, por el método respectivo.

Estación Chamana

Tabla 31: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Chamana

Duración(min)	Intensidad (mm/hr)	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitación (mm)
20	47.94	15.98	15.98	0-20	0.39
40	28.51	19.00	3.02	20-40	0.41
60	21.03	21.03	2.03	40-60	0.45
80	16.95	22.60	1.57	60-80	0.49
100	14.34	23.90	1.30	80-100	0.54
120	12.51	25.01	1.11	100-120	0.60
140	11.14	25.99	0.98	120-140	0.69
160	10.08	26.88	0.88	140-160	0.80
180	9.23	27.68	0.80	160-180	0.98
200	8.53	28.42	0.74	180-200	1.30
220	7.94	29.10	0.69	200-220	2.03
240	7.44	29.74	0.64	220-240	15.98
260	7.00	30.35	0.60	240-260	3.02
280	6.62	30.91	0.57	260-280	1.57
300	6.29	31.45	0.54	280-300	1.11
320	5.99	31.96	0.51	300-320	0.88
340	5.73	32.45	0.49	320-340	0.74
360	5.49	32.92	0.47	340-360	0.64
380	5.27	33.37	0.45	360-380	0.57
400	5.07	33.80	0.43	380-400	0.51
420	4.89	34.21	0.41	400-420	0.47
440	4.72	34.61	0.40	420-440	0.43
460	4.56	35.00	0.39	440-460	0.40
480	4.42	35.37	0.37	460-480	0.37

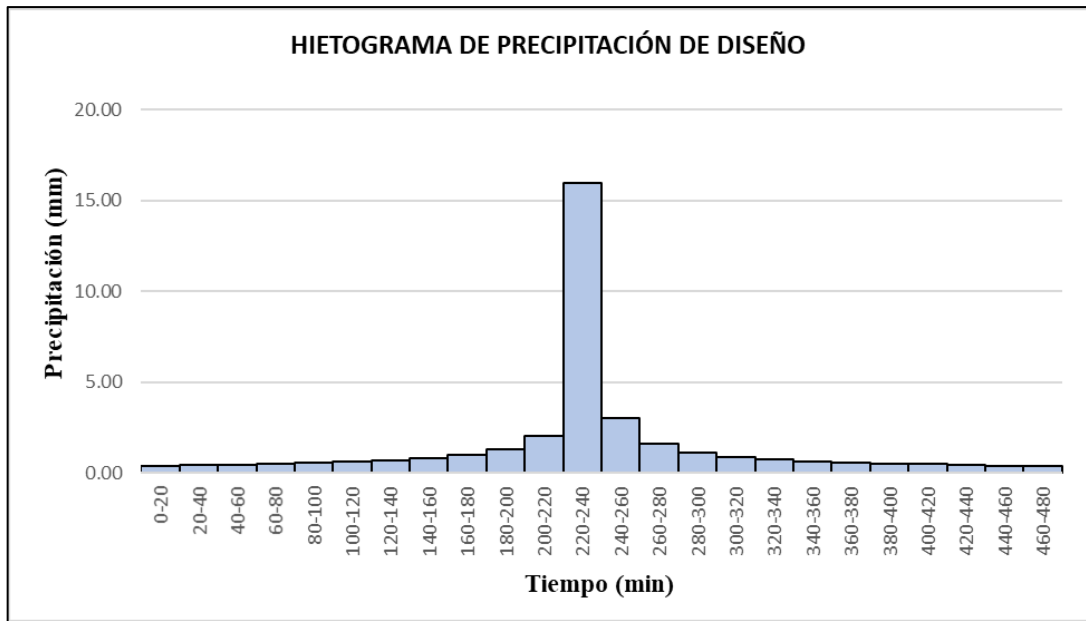


Figura 34: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Chamana

Estación Chiquian

Tabla 32: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Chiquian

Duración(min)	Intensidad (mm/hr)	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitación (mm)
20	42.97	14.32	14.32	0-20	0.35
40	25.55	17.03	2.71	20-40	0.37
60	18.85	18.85	1.82	40-60	0.40
80	15.19	20.26	1.41	60-80	0.44
100	12.85	21.42	1.16	80-100	0.48
120	11.21	22.42	1.00	100-120	0.54
140	9.98	23.30	0.88	120-140	0.61
160	9.03	24.09	0.79	140-160	0.72
180	8.27	24.81	0.72	160-180	0.88
200	7.64	25.47	0.66	180-200	1.16
220	7.11	26.08	0.61	200-220	1.82
240	6.66	26.66	0.57	220-240	14.32
260	6.28	27.20	0.54	240-260	2.71
280	5.94	27.70	0.51	260-280	1.41
300	5.64	28.19	0.48	280-300	1.00
320	5.37	28.64	0.46	300-320	0.79
340	5.13	29.08	0.44	320-340	0.66
360	4.92	29.50	0.42	340-360	0.57
380	4.72	29.90	0.40	360-380	0.51
400	4.54	30.29	0.39	380-400	0.46
420	4.38	30.66	0.37	400-420	0.42
440	4.23	31.02	0.36	420-440	0.39
460	4.09	31.37	0.35	440-460	0.36
480	3.96	31.70	0.34	460-480	0.34

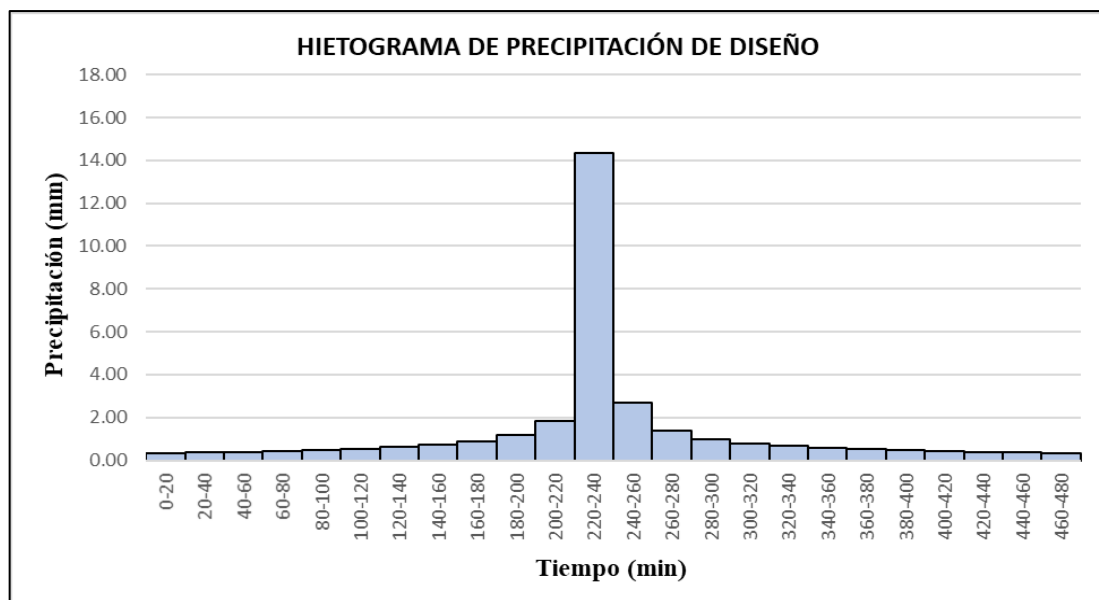


Figura 35: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Chiquian

Estación Malvas

Tabla 33: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Malvas

Duración(min)	Intensidad (mm/hr)	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitación (mm)
20	133.09	44.36	44.36	0-20	1.07
40	79.14	52.76	8.39	20-40	1.15
60	58.39	58.39	5.63	40-60	1.24
80	47.06	62.74	4.35	60-80	1.36
100	39.80	66.34	3.60	80-100	1.49
120	34.72	69.43	3.09	100-120	1.67
140	30.93	72.16	2.73	120-140	1.90
160	27.98	74.61	2.45	140-160	2.23
180	25.61	76.84	2.23	160-180	2.73
200	23.67	78.89	2.05	180-200	3.60
220	22.04	80.80	1.90	200-220	5.63
240	20.64	82.57	1.78	220-240	44.36
260	19.44	84.24	1.67	240-260	8.39
280	18.39	85.82	1.58	260-280	4.35
300	17.46	87.31	1.49	280-300	3.09
320	16.64	88.73	1.42	300-320	2.45
340	15.90	90.08	1.36	320-340	2.05
360	15.23	91.38	1.30	340-360	1.78
380	14.62	92.62	1.24	360-380	1.58
400	14.07	93.82	1.20	380-400	1.42
420	13.57	94.97	1.15	400-420	1.30
440	13.10	96.08	1.11	420-440	1.20
460	12.67	97.16	1.07	440-460	1.11
480	12.27	98.20	1.04	460-480	1.04

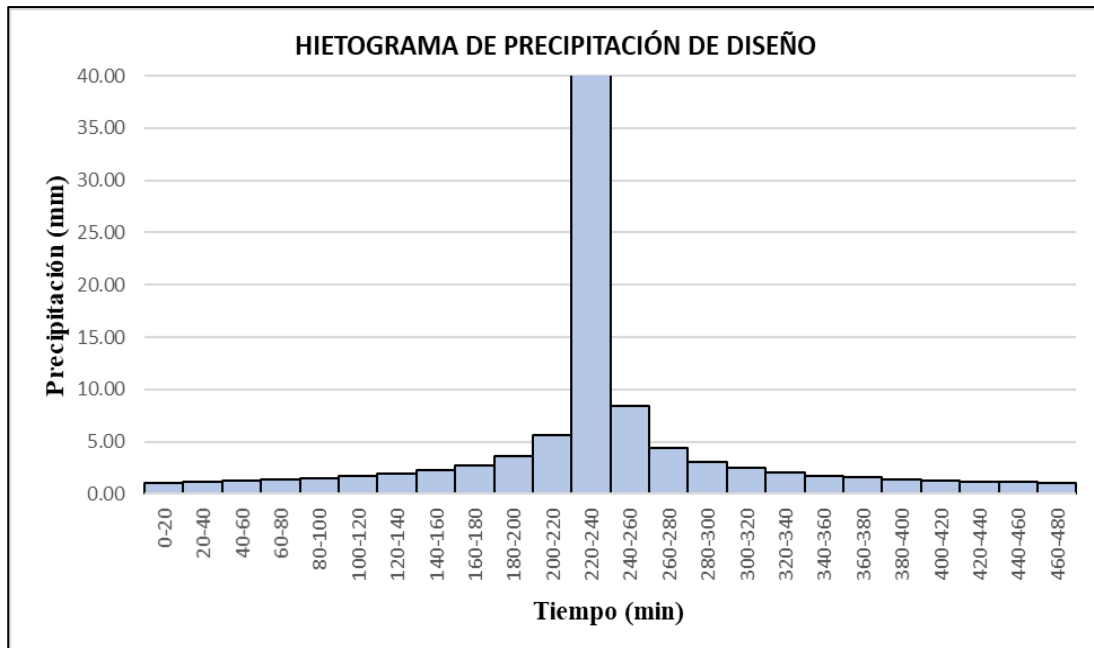


Figura 36: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Malvas

Estación Mayorarca

Tabla 34: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Mayorarca

Duración(min)	Intensidad (mm/hr)	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitación (mm)
20	39.32	13.11	13.11	0-20	0.32
40	23.38	15.59	2.48	20-40	0.34
60	17.25	17.25	1.66	40-60	0.37
80	13.90	18.54	1.29	60-80	0.40
100	11.76	19.60	1.06	80-100	0.44
120	10.26	20.52	0.91	100-120	0.49
140	9.14	21.32	0.81	120-140	0.56
160	8.27	22.05	0.72	140-160	0.66
180	7.57	22.70	0.66	160-180	0.81
200	6.99	23.31	0.61	180-200	1.06
220	6.51	23.87	0.56	200-220	1.66
240	6.10	24.40	0.52	220-240	13.11
260	5.74	24.89	0.49	240-260	2.48
280	5.43	25.36	0.47	260-280	1.29
300	5.16	25.80	0.44	280-300	0.91
320	4.92	26.22	0.42	300-320	0.72
340	4.70	26.62	0.40	320-340	0.61
360	4.50	27.00	0.38	340-360	0.52
380	4.32	27.37	0.37	360-380	0.47
400	4.16	27.72	0.35	380-400	0.42
420	4.01	28.06	0.34	400-420	0.38
440	3.87	28.39	0.33	420-440	0.35
460	3.74	28.71	0.32	440-460	0.33
480	3.63	29.01	0.31	460-480	0.31

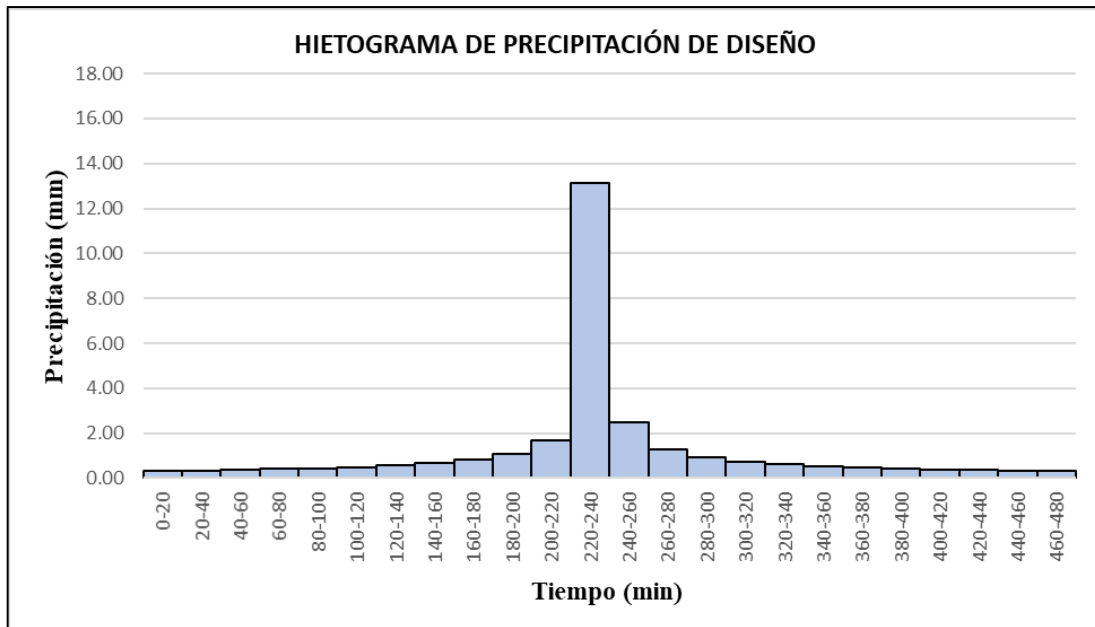


Figura 37: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Mayorarca

Estación Ocos

Tabla 35: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Ocos

Duración(min)	Intensidad (mm/hr)	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitación (mm)
20	90.04	30.01	30.01	0-20	0.73
40	53.54	35.69	5.68	20-40	0.78
60	39.50	39.50	3.81	40-60	0.84
80	31.83	42.44	2.95	60-80	0.92
100	26.93	44.88	2.44	80-100	1.01
120	23.49	46.97	2.09	100-120	1.13
140	20.92	48.82	1.85	120-140	1.29
160	18.93	50.48	1.66	140-160	1.51
180	17.33	51.98	1.51	160-180	1.85
200	16.01	53.37	1.39	180-200	2.44
220	14.91	54.66	1.29	200-220	3.81
240	13.96	55.86	1.20	220-240	30.01
260	13.15	56.99	1.13	240-260	5.68
280	12.44	58.05	1.07	260-280	2.95
300	11.81	59.06	1.01	280-300	2.09
320	11.25	60.03	0.96	300-320	1.66
340	10.75	60.94	0.92	320-340	1.39
360	10.30	61.82	0.88	340-360	1.20
380	9.89	62.66	0.84	360-380	1.07
400	9.52	63.47	0.81	380-400	0.96
420	9.18	64.25	0.78	400-420	0.88
440	8.86	65.00	0.75	420-440	0.81
460	8.57	65.73	0.73	440-460	0.75
480	8.30	66.43	0.70	460-480	0.70

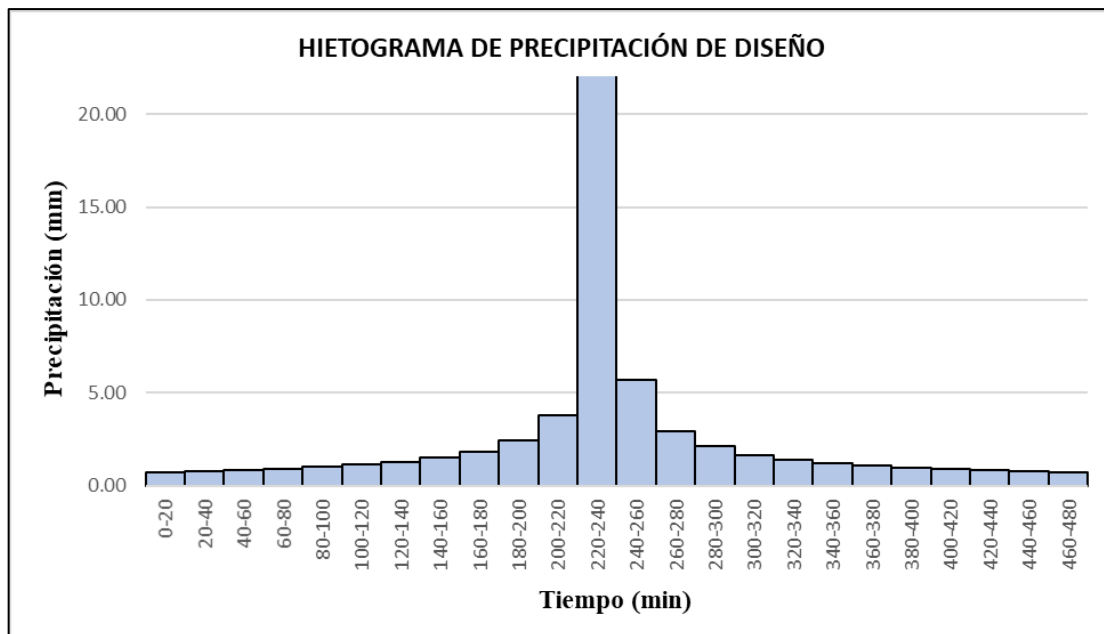


Figura 38: Hietograma de precipitación TR 140 años - Estación Ocros

3.4.2.9. Cálculo del número de curva (CN)

La curva número es un parámetro muy importante y sensible para el modelo hidrológico, para ello, se utilizó el mapa base de curva número a escala nacional que fue publicado el año 2015 por la Autoridad Nacional del Agua con el fin de obtener resultados confiables. Se utilizó del Mapa de Curva Numero del ANA los valores correspondientes a la zona de estudio de la cuenca del Río Fortaleza. Por otro lado, este mapa es utilizado en numerosos estudios hidrológicos en el país.

Según la publicación, para la elaboración del mapa se necesitó de tres factores importantes que son el mapa de cobertura vegetal, mapa de suelos y un modelo digital de elevación.

Asimismo, el mapa de numero de curva proporcionado por el ANA se pudo validar con imágenes satelitales de numero de curva globales basados en el conjunto de datos del grupo de suelo hidrológico HYSOG250M y el conjunto de datos de cobertura terrestre global ESACCCI obtenida de American University of Beirut que proporciona esta información para el modelamiento y diseño hidrológico¹.

Para la selección de las condiciones de curva número, se tuvo en cuenta si el río Fortaleza transporta caudal todo el año. De dicho análisis, en el presente trabajo de investigación se

¹ Jaadi, F. (2019). GNC, global curve number datasets for hydrologic modeling and design. American University of Beirut. DOI:10.1038/s41597-019-0155-x

utilizó el mapa temático para condiciones normales (CN II), que se recortó para la zona de estudio en el software Arc Gis.

En la Tabla 36, se muestran los valores de curva número que se obtuvieron para la zona de estudio.

Tabla 36: Valores de Curva Numero

SUBCUENCAS	CN
CH1	75.58
CH2	80.16
CH3	78.69
CH4	60.50
CH5	62.20
CH6	77.35
CH7	65.22
CH8	74.88
CH9	77.07
CH10	65.88
CH11	70.20
CH12	74.58
CH13	64.29
CH14	77.50
CH15	73.21
CH16	77.50
CH17	73.66
CH18	77.50

En la Figura 39 se presenta las zonas delimitadas de curva número en condiciones normales para cada subcuenca.

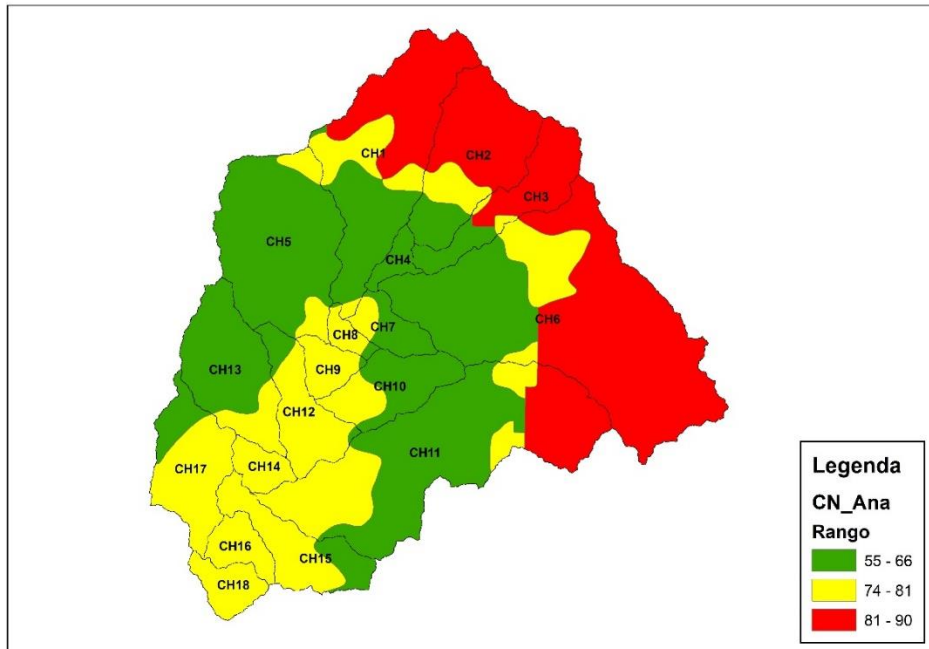


Figura 39: Mapa de curva número para la zona de estudio

3.4.2.10. Modelamiento Hidrológico en HEC – HMS

El software HEC – HMS, ayudó en la modelación hidrológica que tendría el río Fortaleza a diferentes precipitaciones máximas de diferentes tiempos de retorno (140 y 500 años).

Modelo de cuenca

El modelo de cuenca consta de dieciocho sub cuencas y nueve tramos de tránsitos, con un punto de control en el puente a proyectar. Todos los elementos que conforman el modelo se interconectarán, así generar el caudal e hidrograma de diseño para el período de retorno seleccionado.

En la Tabla 37 se presentan los métodos elegidos para cada uno de los parámetros del modelo de cuenca, las cuales nos ayudaron para poder realizar la simulación.

Tabla 37: Parámetros del modelo de la cuenca

Parámetro	Método	Descripción
Subbasin (subcuenca)	-	Asignación del área(km ²) para cada subcuenca
	SCS Curva Numero	Curva Numero para cada subcuenca
Loss (Pérdida)	Abstraccion Inicial	Cantidad de agua que el terreno es capaz de infiltrar
Transform	Hidrograma Unitario Sintético de Snyder	Transforma la precipitacion en escorrentía
Routing (Tránsito)	Muskingum	Representa la transformacion que experimenta un hidrograma entre el punto inicial y final de un tramo del cauce.

Los valores del área (km²) y la curva número (inicial) de cada sub cuenca, se obtuvieron de las tablas 18 y 36 respectivamente.

Para el método del Hidrograma Unitario de Snyder, se calculó el tiempo de retardo (hr) y se estimaron los coeficientes pico en base a otros estudios realizados en cuencas aledañas (2)(3).

Los valores obtenidos para este método se muestran en la Tabla 38.

Tabla 38: Valores de tiempo de retardo para el método del hidrograma unitario de Snyder

Sub Cuenca	Longitud del cauce (km)	Longitud del Cauce hasta el centroide (km)	CI	Ct	Tiempo de Retardo (hr)	Coficiente pico
CH1	36.34	20.04	0.75	1.10	5.94	0.6
CH2	20.02	9.49	0.75	1.03	3.73	0.6
CH3	25.14	14.21	0.75	1.12	4.90	0.6
CH4	8.20	4.04	0.75	1.12	2.39	0.6
CH5	24.07	11.14	0.75	1.11	4.46	0.6
CH6	41.97	22.29	0.75	1.14	6.63	0.6
CH7	10.52	5.11	0.75	1.04	2.57	0.6
CH8	7.74	4.09	0.75	1.14	2.41	0.6
CH9	9.24	3.77	0.75	1.30	2.84	0.6
CH10	16.05	7.67	0.75	1.03	3.28	0.6
CH11	42.44	20.21	0.75	1.09	6.21	0.6
CH12	16.41	5.69	0.75	1.19	3.47	0.6
CH13	20.37	10.52	0.75	1.07	4.02	0.6
CH14	8.89	4.65	0.75	1.29	2.96	0.6
CH15	16.49	7.57	0.75	1.10	3.51	0.6
CH16	11.72	6.57	0.75	1.23	3.40	0.6
CH17	19.82	10.27	0.75	1.13	4.17	0.6
CH18	9.29	5.19	0.75	1.15	2.76	0.6

² Ramos, C. (2010). Estudio de máximas avenidas en las cuencas de la vertiente del Pacífico – Cuencas de las Costa Norte. Repositorio – Autoridad Nacional del Agua (ANA).

³ Apaella, R. (2010). Estudio de máximas avenidas en las cuencas de la zona centro de la vertiente del Pacífico. Repositorio – Autoridad Nacional del Agua (ANA).

En la Tabla 39 se aprecia los valores para el tránsito de avenidas, siendo Muskingum el método que se utilizó. Por otro lado, los valores calculados que se ingresaron al software HEC-HMS fueron: El tiempo de transporte de una onda de un punto a otro (K) en horas y el valor de X. Al contar con información escasa de la zona de estudio, el cálculo del tiempo de viaje (K) se realizó utilizando la metodología propuesta por el Flumen (Ec. 30), que está en función de la pendiente y la longitud del tránsito. Por otro lado, para el valor de X se recomienda que se encuentre entre 0.2 – 0.3, siendo así para las pendientes bajas se adopta el menor valor y para pendientes altas, el mayor.

Tabla 39: Valores de K y X de Muskingum

Subcuenca	Elemento en HEC -HMS	K (HR)	X
CH4	Reach1	1.22	0.2
CH7	Reach2	1.10	0.2
CH8	Reach3	0.74	0.2
CH9	Reach4	1.33	0.2
CH12	Reach5	1.48	0.2
CH14	Reach6	1.30	0.2
CH15	Reach7	0.71	0.2
CH16	Reach8	1.49	0.2
CH18	Reach9	0.57	0.2

Modelo Meteorológico

En el modelo meteorológico del HEC – HMS, se asignó la precipitación que caerá sobre las dieciocho subcuencas, para lo cual se trabajó con un hietograma de diseño de un periodo de retorno específico, que se muestran en las Tablas del 31 al 35 que corresponden a cada estación.

Posteriormente, se procedió a seleccionar el Método de “Gage Weights”, el cual asocia el peso de cada estación sobre la subcuenca para la estimación total de la precipitación para un evento de tormenta. Para poder estimar, el porcentaje de área que cubre cada estación sobre cada subcuenca se utilizó el método de Polígonos de Thiessen. Para lo cual, se usó el software ArcGis que presenta la utilidad de Thiessen. En la Figura 40 se presenta el área de influencia de las estaciones pluviométricas seleccionadas en cada una de las subcuencas.

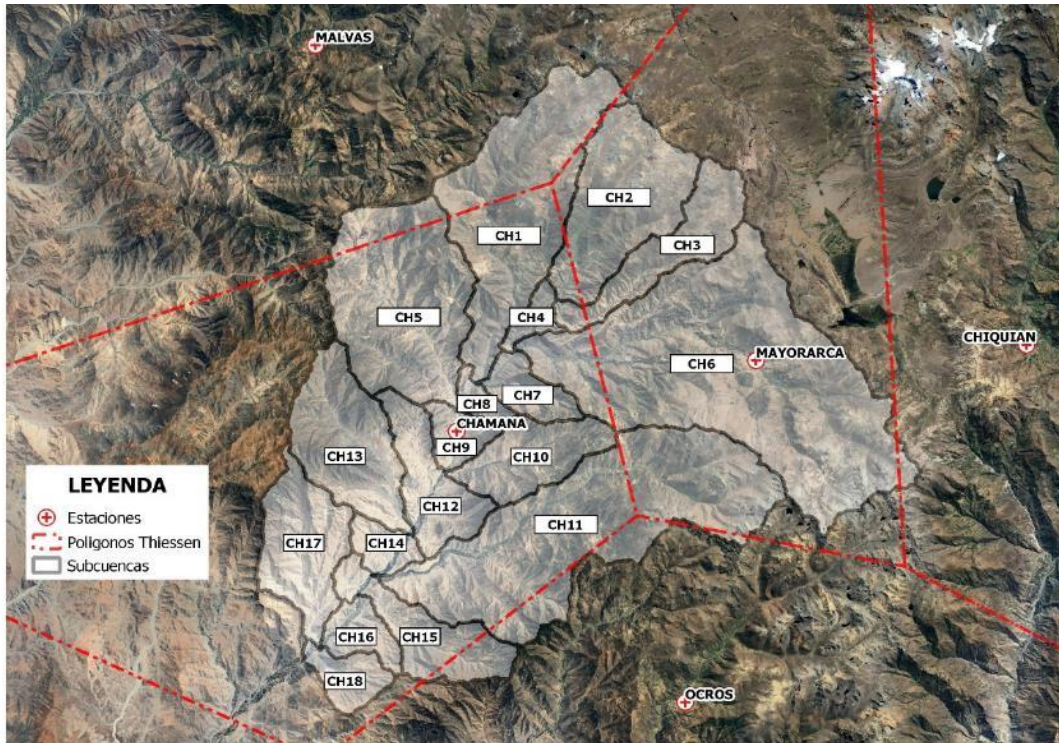


Figura 40: Polígonos de Thiessen en las subcuencas

La Tabla 40, muestra el porcentaje de influencia de las estaciones pluviométricas sobre cada subcuenca.

Tabla 40: Porcentaje de influencia de las estaciones pluviométricas

Subcuenca	Porcentaje de influencia				
	Chamana	Chiquian	Mayoraca	Ocros	Malvas
CH1	46.61	0.00	5.40	0.00	47.99
CH2	7.24	0.00	92.53	0.00	0.23
CH3	8.72	0.00	91.28	0.00	0.00
CH4	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CH5	85.46	0.00	0.00	0.00	14.54
CH6	8.90	1.19	89.91	0.00	0.00
CH7	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CH8	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CH9	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CH10	99.98	0.00	0.02	0.00	0.00
CH11	51.97	0.00	34.25	13.79	0.00
CH12	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CH13	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CH14	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CH15	70.99	0.00	0.00	29.01	0.00
CH16	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CH17	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CH18	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia en base a datos obtenidos del software ArcGis.

Especificaciones de Control

Se estableció el inicio y el fin de cómputo del modelo Hidrológico, para el presente trabajo de investigación se inició el 1 de marzo del 2021 a las 00:00 horas y finalizando el 4 de marzo del 2021 a las 00:00 horas.

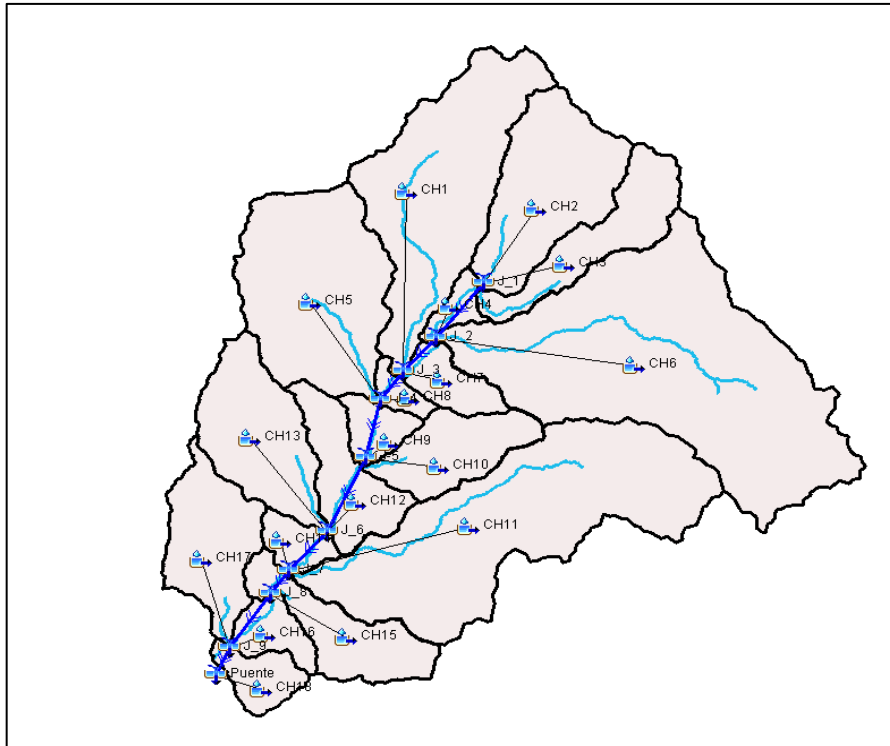


Figura 41: Modelo de la cuenca en HEC-HMS

Fuente: Software HEC-HMS

3.4.2.11. Calibración del modelo hidrológico

Para que la simulación realizada en el software HEC-HMS represente un grado de confiabilidad al comportamiento de la cuenca, se realizó la calibración del mismo mediante un coeficiente de error (porcentaje de error con respecto al caudal pico), el cual determina si el modelo realizado representa un mejor ajuste con respecto a los datos observados.

La calibración del modelo hidrológico, se realizó con la información de caudales máximos diarios estimados para 10, 20, 50 y 100 años de período de retorno proveniente del **“Estudio Hidrológico-Meteorológico en la Vertiente del Pacífico del Perú con fines de Evaluación y Pronóstico del Fenómeno del Niño El Niño para Prevención y Mitigación de Desastres”**, realizada por el Consorcio BCEOM-SOFI CONSULT S.A – ORSTOM y aprobada por el Ministerio de Economía y Finanzas (1999). Al ser un estudio

muy detallado y de suma importancia, se consideró esta información como válida. Además, según el estudio indica que se aplicó la distribución de Probabilidad de Log Normal a los caudales de la estación La Rinconada, por lo que, fue posible estimar otros caudales para diferentes periodos de retorno.

Tabla 41: Caudales máximos diarios e instantáneos

Período de Retorno (años)	Caudales máximos diarios (m³/s)*
10	61.00
20	76.00
50	99.00
100	117.00
140	126.57

*Caudales obtenidos del Informe “Estudio Hidrológico-Meteorológico en la Vertiente del Pacífico del Perú”.

Luego, se procedió a ejecutar la modelación hidrológica, obteniéndose un caudal pico con sus respectivos hidrogramas para los periodos de retorno de 140 años. Luego, se comparó con los caudales máximos diarios para el respectivo periodo de retorno y se buscó que la diferencia entre estos sea la mínima. Para lo cual, se analizó que parámetros del modelo se podía optimizarse entre ellos el K y X de Muskingum (Ver Tabla 39), el coeficiente pico de Snyder o la Curva Numero. Para la presente tesis, se seleccionó el parámetro de la curva número que es muy sensible y al mínimo cambio modifica considerablemente todo el hidrograma.

El proceso de la calibración para este periodo de retorno fue de manera iterativa y al término de la calibración se determinó mediante el porcentaje de error respecto al caudal pico, si nuestro modelo fue de buena o mala calidad con respecto a los datos observados.

Finalmente, se obtuvo un hidrograma calibrado, y en base a ello se generó un hidrograma adimensional de diseño para diferentes periodos de retorno.

3.4.3. Modelamiento Hidráulico

3.4.3.1. Estimación del coeficiente de rugosidad del cauce principal

El coeficiente de rugosidad del cauce es un parámetro hidráulico sensible, el cual cumple un papel importante en la modelación hidráulica ya que hace variar el comportamiento del cauce durante la modelación. Para poder estimar este parámetro se eligió el método visual y Cowan.

a. Método Visual

Este método consistió en realizar la comparación de valores de “n” de Manning propuestos y validados para diferentes ríos que fue realizado por la U.S. Geological Survey (1849).

Cuando se realizó la visita a campo, se hizo algunas capturas fotográficas, con las cuales se buscó en el estudio del U.S.G.S y se encontró algunos ríos con características similares a las observadas en el río fortaleza, exactamente en la zona del puente a proyectar.

En la figura 42 se muestra al río Rock Creek que fue seleccionado, debido a que presenta similares características con el cauce principal del río Fortaleza.

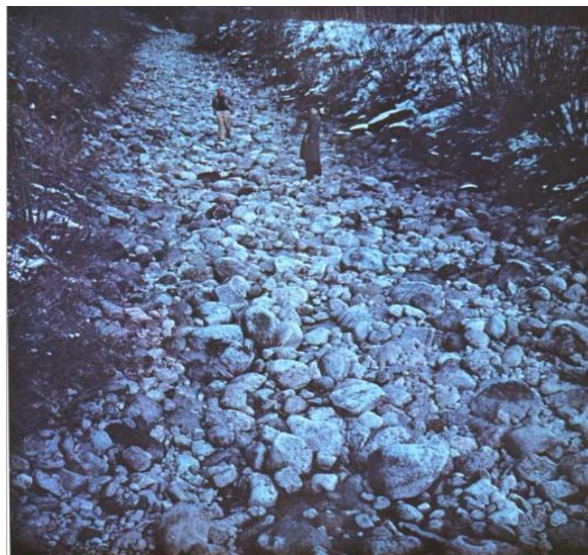


Figura 42: Río Rock Creek, Montana

Fuente: USGS (1849).



Figura 43: Aguas abajo del puente a proyectar



Figura 44: Aguas arriba del puente a proyectar

En base a las imágenes fotográficas y la información del estudio, se eligió al Rio rock creek del U.S.G.S. (1849) con un valor de 0.06 de coeficiente de Manning para el cauce principal.

b. Método de Cowan

También se realizó el cálculo mediante el método de Cowan, que es muy práctico y frecuente en muchos estudios.

Este método en su cálculo incluye el análisis desde el material que transporta hasta el cambio de meandros del río.

$$\mathbf{n} = (\mathbf{n}_0 + \mathbf{n}_1 + \mathbf{n}_2 + \mathbf{n}_3 + \mathbf{n}_4) * \mathbf{m}_5 \quad (45)$$

$$\mathbf{n} = (0.028 + 0.005 + 0.01 + 0 + 0.007) * 1 = 0.05$$

Los valores obtenidos para las diferentes condiciones del cauce estuvieron basados en la visita que se realizó a la zona de estudio y acorde a los rangos de la Tabla 5 propuestos por Ven The Chow (2004).

Tabla 42: Valores de coeficientes de Manning según los métodos propuestos

Método	Valor
Visual	0.06
Cowan	0.05

En la Tabla 42 se muestran los resultados obtenidos por los diferentes métodos, donde el coeficiente de Manning para el cauce del río varía desde 0.05 a 0.06.

3.4.3.2. Calibración de caudal de máxima avenida

La calibración del modelo hidráulico, se realizó mediante la medición de la huella máxima, debido a que no se cuenta con información de aforo en el río. Para poder determinar la huella máxima, se hizo la consulta a pobladores del centro poblado Huáncar.

Después de tener la información obtenida en campo, se procedió a medir la huella de máxima avenida que corresponde al último evento extraordinario de marzo del 2017. Según los testimonios de los pobladores la huella alcanzó 50 centímetros más arriba de la rasante del puente (439.55 m.s.n.m).



Figura 45: Huella máxima vista en campo

a. Simulación hidráulica en HEC RAS 1D

El caudal correspondiente a la huella hídrica obtenida en campo (439.55 m.s.n.m.), se determinó luego de realizar varias simulaciones haciendo uso del modelo HEC-RAS 1D, obteniéndose finalmente el caudal de 240.22 m³/s, que corresponde a un NAME de 439.69 m.s.n.m. valor muy cercano a la huella hídrica.

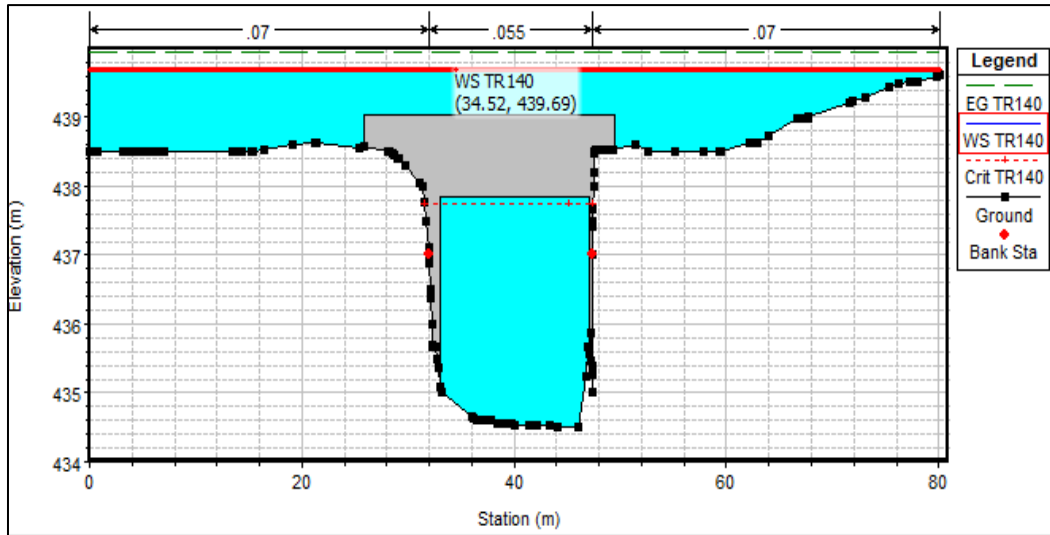


Figura 46: Sección de calibración

Fuente: HEC-RAS

Cabe indicar que no se pudo determinar con cierta precisión el tiempo de retorno para el caudal simulado. Debido que el caudal de aquel evento extraordinario no solo fue de aguas claras, sino que trajo consigo troncos, rocas de gran diámetro, desmonte, entre otros.

Tabla 43: Análisis de sensibilidad del coeficiente de Manning

Manning (n)	Huella máxima de campo (m.s.n.m)	Huella máxima simulada (m.s.n.m)	Diferencia (m)
0.05	439.55	437.75	1.8
0.052	439.55	437.76	1.79
0.055	439.55	439.69	0.14
0.058	439.55	439.7	0.15
0.06	439.55	439.7	0.15

Como se observa en la Tabla 43, se realizó diferentes simulaciones variando el coeficiente de Manning del cauce del río según las metodologías calculadas previamente, obteniendo un valor de 0.055.

Para las márgenes se adoptó un valor de 0.070, tomado de los libros de hidráulica de canales abiertos (Chow,2004) e Ingeniería de Ríos (Vide,2003).

3.4.3.3. Modelamiento Hidráulico condiciones actuales.

Como se explica en las secciones anteriores, el evento extraordinario del 2017 provocó socavación y erosión en los estribos del puente, además ocasionando fisuras en la estructura y un desplazamiento ligero en el tablero del puente.

Con el fin de determinar los niveles y tirantes de agua que alcanza en condiciones actuales; y analizar si se tiene que mantener la rasante actual del puente y el nivel de fondo de la viga en el nuevo puente a proyectar. Se realizó el modelamiento hidráulico en flujo permanente del puente actual para un caudal de 126.75 m³/s correspondiente a un periodo de retorno de 140 años con un valor de coeficiente de Manning para el cauce principal de 0.055 y para las márgenes un valor de 0.070.

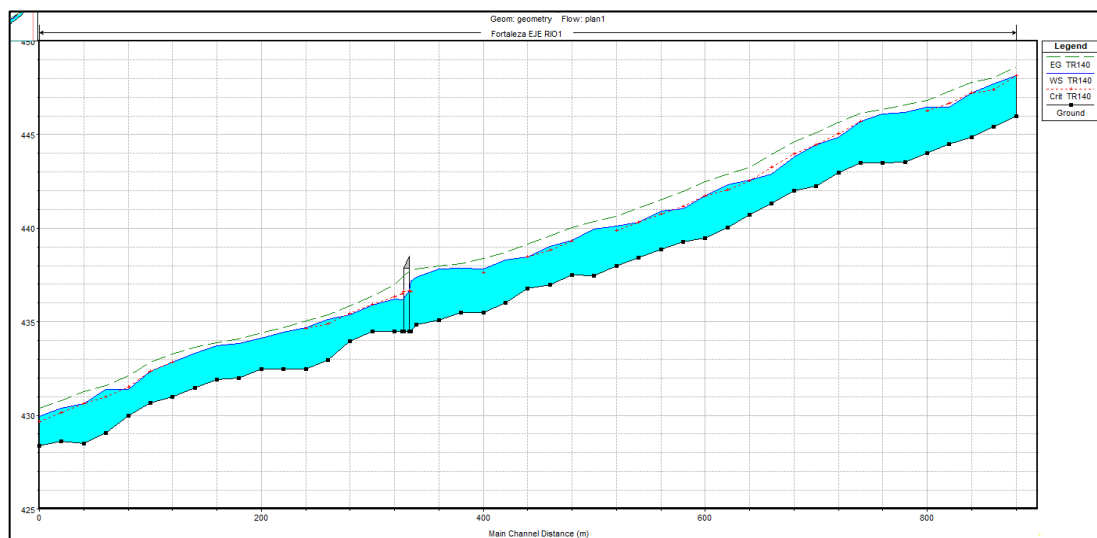


Figura 47: Perfil del flujo en condiciones actuales

Fuente: HEC-RAS

Como se muestra en la figura 47, aguas arriba del puente se presenta un cambio de régimen de flujo, con un aumento en el nivel de aguas, debido a que en el puente se presenta un estrechamiento del cauce del río Fortaleza.

Por otro lado, en la sección inmediatamente aguas arriba del puente actual se presentó un nivel de aguas máximos extraordinarias (NAME) de 436.67 m.s.n.m. Si se le resta el nivel

de viga de fondo 437.85 m.s.n.m. resulta un borde libre de 1.18 m, el cual es menor al recomendado por el Manual de Hidrología, hidráulica y drenaje (2018).

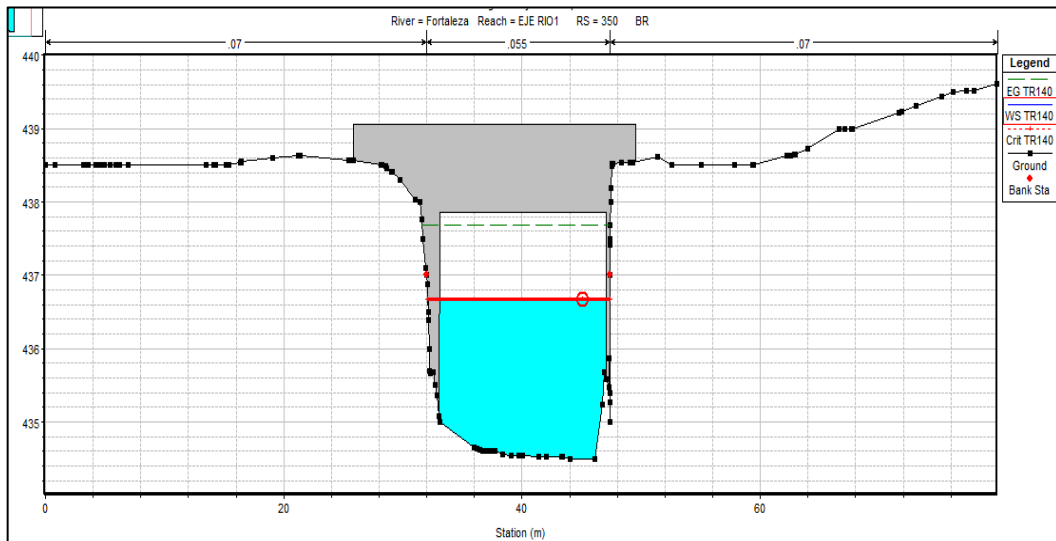


Figura 48: Sección Aguas arriba del puente

Fuente: HEC-RAS

Además, como se observa en la figura 49 en la sección aguas arriba del puente para las condiciones actuales del proyecto, se presentan velocidades erosivas superiores a los 3.5 m/s, lo que explica el problema de socavación en los estribos.

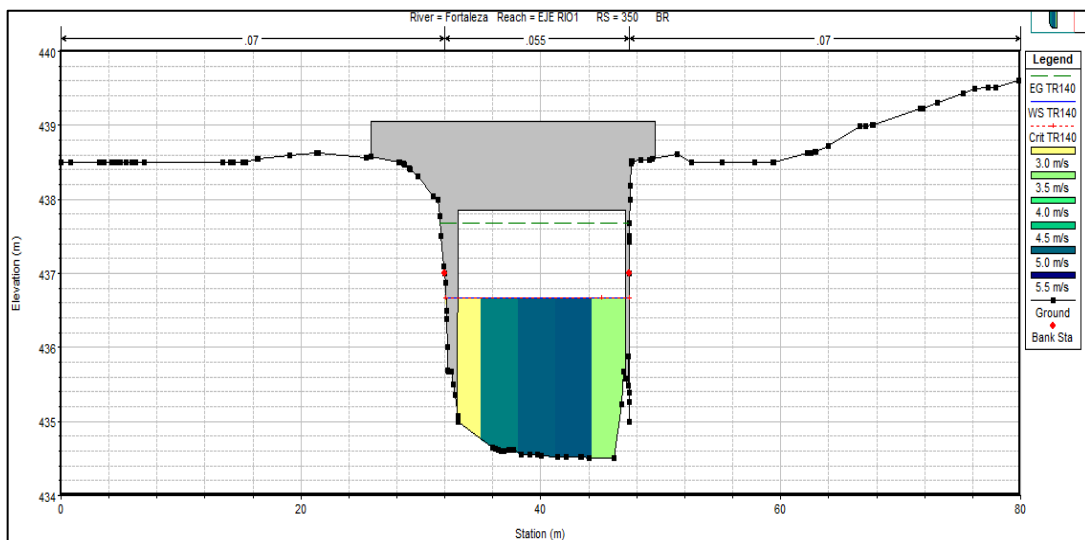


Figura 49: Distribución de velocidades en la sección aguas arriba del puente

Fuente: HEC-RAS

3.4.3.4. Modelamiento Hidráulico en condiciones proyectadas

De este análisis y por las consideraciones expuestas en puntos anteriores, se tuvo que realizar un nuevo dimensionamiento del puente con una ampliación de la luz hidráulica, que estará en función del ancho estable del cauce.

3.4.3.4.1. Cálculo del ancho estable

Previo a realizarse el modelamiento hidráulico en los softwares HEC RAS e IBER, se calculó el ancho estable del cauce para tomar la decisión si se tenía que aumentar la luz hidráulica del puente a proyectar. Para el cálculo del presente apartado se consideraron cuatro métodos empíricos y la recomendación práctica sugerida por la Autoridad Nacional de Agua (ANA), para un caudal de diseño de 126.75 m³/s y un período de retorno de 140 años.

Tabla 44: Cálculo del ancho estable del cauce

MÉTODO	B (m)
MÉTODO DE SIMONS Y HENDERSON	32.65
MÉTODO DE PETTIS	49.99
MÉTODO DE ALTUNIN - MANNING	24.76
MÉTODO DE BLENCH - Para gravas	36.70
RECOMENDACIÓN PRÁCTICA	52.45
Ancho mínimo	24.76
Ancho máximo	52.45
Promedio	39.31

De la Tabla 44 se decidió aumentar la luz hidráulica del puente a proyectar de 15.9 m a 30 metros, a fin de evitar daños en la estructura, cuando el cauce aumente y alcance su ancho estable. Además, como se observa en la presente tabla, el ancho del cauce tiene que tener un mínimo de 24.76 m y un máximo de 52.45 m. Por lo que, se recomienda que el ancho no tenga un valor menor al mínimo calculado.

3.4.3.4.2. Modelamiento Hidráulico Unidimensional en HEC- RAS

Después de realizar, algunos cálculos previos se determinaron que la nueva luz hidráulica del puente a proyectar sea de 30 m con un valor de coeficiente de Manning de 0.055 para el cauce del Río Fortaleza. Con la ayuda del software HEC RAS 1D, se procedió a realizar la modelación hidráulica para las nuevas condiciones del puente propuesto, para ello se

utilizó el caudal de diseño de 126.75 m³/s que corresponde al periodo de retorno de 140 años.

Previo a realizarse la modelación unidimensional, se obtuvo el levantamiento topográfico en un tramo de análisis de 900 m, el cual comprende 600 m aguas arriba y 300 m aguas abajo a partir del puente actual. Posteriormente, se procedió a generar las secciones transversales separadas cada 20 m y con una extensión a las márgenes que varían desde los 40 m hasta 60 m, para luego exportarlas al software y empezar la elaboración del modelo hidráulico.

En la Figura 50 se aprecia la geometría del modelo hidráulico del Río Fortaleza con el puente propuesto.

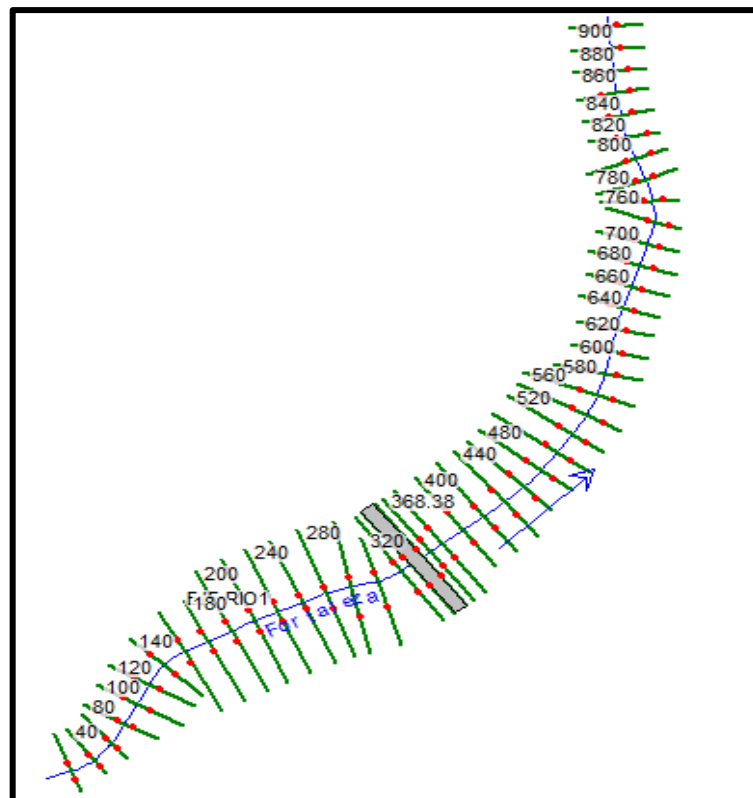


Figura 50: Geometría del cauce del Río Fortaleza en un tramo de 900 metros

Fuente: HEC-RAS

Luego de exportar las secciones transversales, se procedió a colocar el coeficiente de rugosidad para el cauce principal y las márgenes (izquierda y derecha). Se seleccionó un coeficiente de Manning para ambas márgenes de 0.070 que está en función valores que sugiere Chow (2004) en su libro de hidráulica de canales abiertos.

Entre otros datos importantes para realizar la modelación hidráulica, se ingresaron los valores de pendiente aguas arriba y aguas abajo, los caudales de diseño para los periodos de retorno de 140 años y 500 años.

Tabla 45: Resumen de parámetros ingresados en la modelación hidráulica unidimensional

Parámetros	Valores
Pendiente aguas arriba (m/m)	0.01
Pendiente aguas abajo (m/m)	0.02
Coefficiente rugosidad para el cauce principal	0.055
Coefficiente rugosidad (Márgenes)	0.07
Caudal de diseño Tr 140 años (m³/s)	126.75
Caudal de diseño Tr 500 años (m³/s)	391.99

Asimismo, para la corrida del modelo unidimensional de Hec-Ras 1D se utilizó el cálculo en régimen mixto en el cual el programa calcula un perfil de superficie de agua subcrítica a partir de una condición límite aguas abajo conocida. De igual manera, el programa comienza un cálculo de perfil supercrítico comenzando aguas arriba, con una condición límite especificada por el usuario.

Si la condición de contorno es subcrítica y existe una energía específica mayor en esa sección, el programa busca la sección aguas abajo más cercana en la que el cálculo es subcrítico y haya arrojado un tirante crítico, usándola como una condición de contorno para empezar el cálculo del perfil supercrítico. De esa manera, el programa calcula hacia aguas abajo el perfil supercrítico hasta encontrar una sección con solución válida tanto subcrítica como supercrítica, es ahí donde se calcula la energía específica de ambas elevaciones de lámina de agua tomando como válida la que resulte mayor de ambas. En caso se presente que la energía mayor resulta ser la de la lámina de agua supercrítica, el programa sigue la simulación hacia aguas abajo de modo supercrítico y comparando las soluciones de ambas elevaciones posibles. Cuando el programa llega a una sección en la que la mayor energía la produce la solución subcrítica de elevación de lámina de agua, es ahí donde el programa supone que ha ocurrido un salto hidráulico entre la sección analizada y su inmediata superior aguas arriba. Luego, el programa sigue computando localizando la sección donde el resultado del cálculo sea el tirante crítico y repite el proceso comparación de energías.

3.4.3.4.3. Modelamiento Hidráulico Bidimensional en IBER

En base al levantamiento topográfico del tramo de análisis, se procedió a crear un Ráster en el software Arc Gis 10.5 con un tamaño de celda de 1m para tener mejores resultados.

Luego, se importó la geometría para las zonas de estudio (ambas márgenes y cauce principal) en shapefile para poder generar las mallas estructuradas y no estructurada. Para el presente trabajo se utilizó una malla no estructurada de tamaño de celda de 2 metros, debido a que se adecua mejor a las irregularidades y variaciones que presenta el cauce del río, además al ser una malla más fina se tuvo mejor detalle en los resultados. Por otro lado, para las márgenes derecha e izquierda se utilizará una malla estructurada de tamaño de celda de 5 metros.

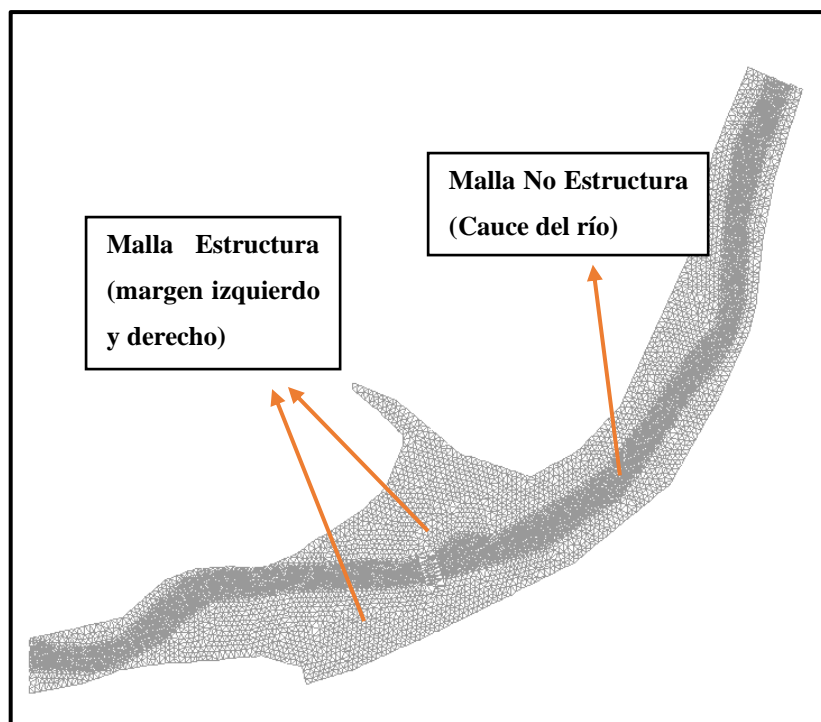


Figura 51: Creación de mallas en IBER

Fuente: IBER

a. Importación del mapa de usos de suelo

Cuando se tuvo listo la geometría de toda la zona de estudio, se asignaron valores de coeficiente de rugosidad (n) de acuerdo a las características físicas del suelo. Para lo cual, se descargó una ortofoto de la zona de estudio mediante el programa SAS PLANET y en base a la visita de campo, se pudo identificar los diferentes tipos de uso de suelo. Para poder delimitar cada tipo de uso de suelo, nos apoyamos en el programa

ARC GIS, el cual después de delimitado cada zona se procedió a exportarlo al IBER en formato shapefile. Los valores de coeficiente de rugosidad para los diferentes usos de suelo se tomaron de los libros de hidráulica de canales abiertos (Chow,2004) e Ingeniería de Ríos (Vide,2003), excepto el coeficiente de rugosidad del cauce principal del río Fortaleza, ya que este se definió en la calibración.

Tabla 46: Valores de coeficiente de rugosidad para los diferentes tipos de usos de suelo

Uso de suelo		Valor
Cerro	uso1	0.04
Cauce del río	uso2	0.055
Asfalto	uso3	0.016
Rivera del río	uso4	0.045
Zona Urbana	uso5	0.1
Trocha	uso6	0.02
Cultivos	uso7	0.035
Area desnuda	uso8	0.03
Arbustos y malezas	uso9	0.05
Árboles	uso10	0.06

Fuente: Elaboración propia en función a los valores obtenidos de los libros Hidráulica de canales e Ingeniería de ríos.

En el software IBER, se crearon los diferentes tipos de uso de suelo y se asignó los valores de la Tabla 46. Este procedimiento se realizó para utilizar la herramienta de asignación automática del coeficiente de rugosidad del software IBER. Para lo cual, se necesita contar: Con un archivo (.CSV) el cual contiene la lista de los tipos de suelo y estos deben de ser los mismos que se crearon en el software y el otro archivo es un Ráster en formato ASCII, el cual contiene la distribución espacial y georreferencia de las rugosidades. Para no tener ningún problema al momento de utilizar dicha herramienta, es necesario que estos archivos se encuentren en la misma carpeta y tengan el mismo nombre. En la Figura 52 se observa el mapa de usos de suelo para la zona de estudio, después de utilizar la herramienta de asignación automática de rugosidades.

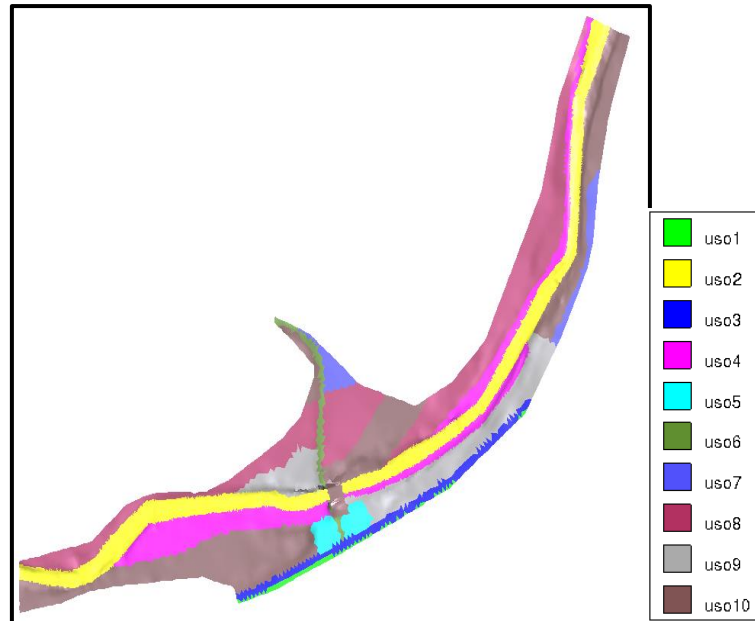


Figura 52: Clasificación de usos de suelo

Fuente: IBER

b. Asignación de condiciones de contorno y datos flujo

Se asignó la entrada del caudal total, en nuestro caso será el ingreso del hidrograma de diseño para un periodo de retorno de 140 años y también, el tipo de régimen de flujo (crítico/subcrítico). Asimismo, se asignó la salida del flujo o caudal total con un tipo de régimen de flujo (supercrítico/crítico).

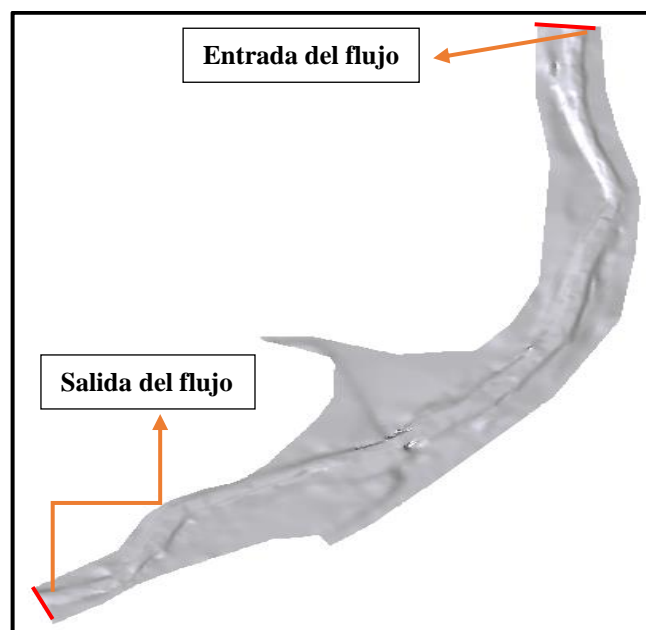


Figura 53: Asignación de zona de entrada y salida del flujo

Fuente: IBER

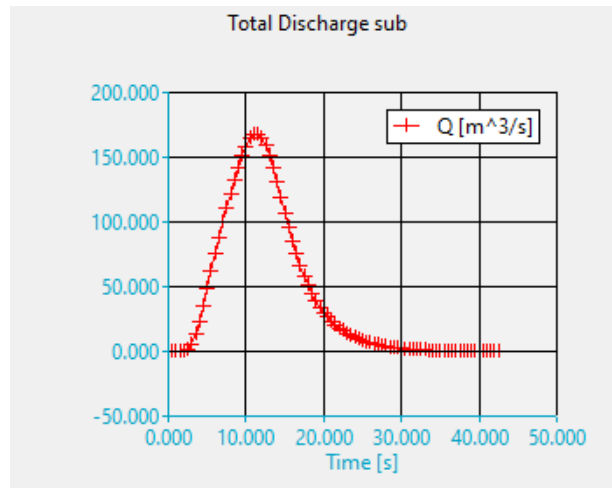


Figura 54: Ingreso del hidrograma en las condiciones de contorno de IBER

Fuente: IBER

c. Insertar el puente a proyectar

Una gran ventaja del software IBER en comparación con otros modelos hidráulicos 2D, permite insertar el puente en la malla creada. Los datos que se ingresaron fueron las coordenadas de inicio y fin del puente cada uno de estos con su respectiva elevación. De modo similar, se ingresó el ancho del puente y las distancias relativas de la forma del puente, en este caso nuestro puente a proyectar será de un ancho de tablero continuo.

Por último, el software sugiere ciertos valores de coeficiente de descarga (C_d) para las diferentes condiciones internas del puente, por lo que se simuló con estos valores recomendados.

The screenshot shows a 'Puente' (Bridge) configuration window. It contains several input fields and a table. The 'Inicio' (Start) coordinates are 207924.166, 8852165.23, and 440.84. The 'Fin' (End) coordinates are 207905.122, 8852188.411, and 440.84. The 'Ancho' (Width) is 10. Under 'Opciones' (Options), 'Forzar puntos puente' and 'Forzar puntos pila' are checked. The 'Definición del puente' section includes 'Cd flujo presión libre' (0.6), 'Cd flujo presión anegado' (0.8), 'Cd Tablero' (1.7), and 'Número de estación' (1). A table at the bottom shows relative distance, upper part elevation, and lower part elevation.

Distancia relativa	Parte superior del puente	Parte inferior del puente
0.0	440.84	439.5
1.0	440.84	439.5

Figura 55: Ingreso de las coordenadas del puente

Fuente: IBER

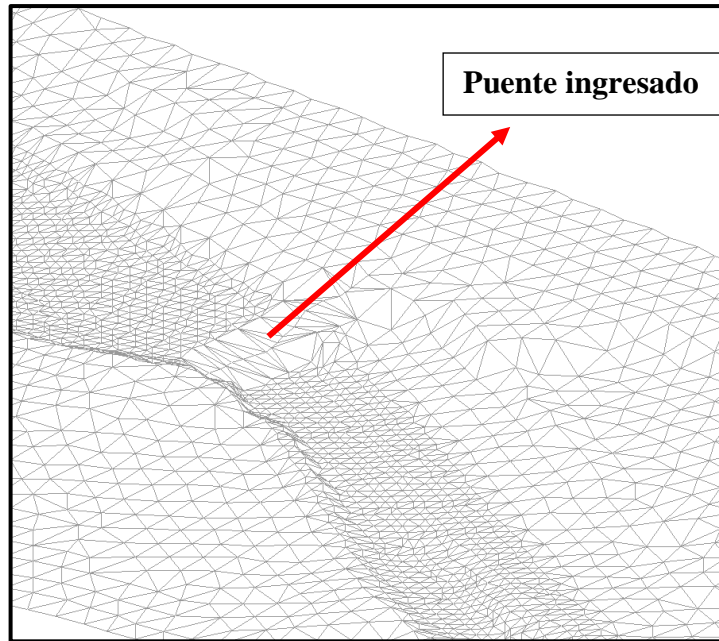


Figura 56: Puente ingresado en la malla 2D de IBER

Fuente: IBER

d. Ejecución del modelo hidráulico 2D en IBER

Una vez introducido todos los datos necesarios para la modelación hidráulica y después de haber asignado elevación a la malla creada, se procedió a colocar los datos del problema: Tiempo de inicio y máximo de simulación (151200segundos), intervalo para la obtención de resultados (600 segundos), el número de procesadores que utilizó el equipo de cómputo en modelación (10 procesadores) que está en función de sus características y finalmente, se seleccionó los resultados que se quería obtener mediante la modelación hidráulica en IBER.

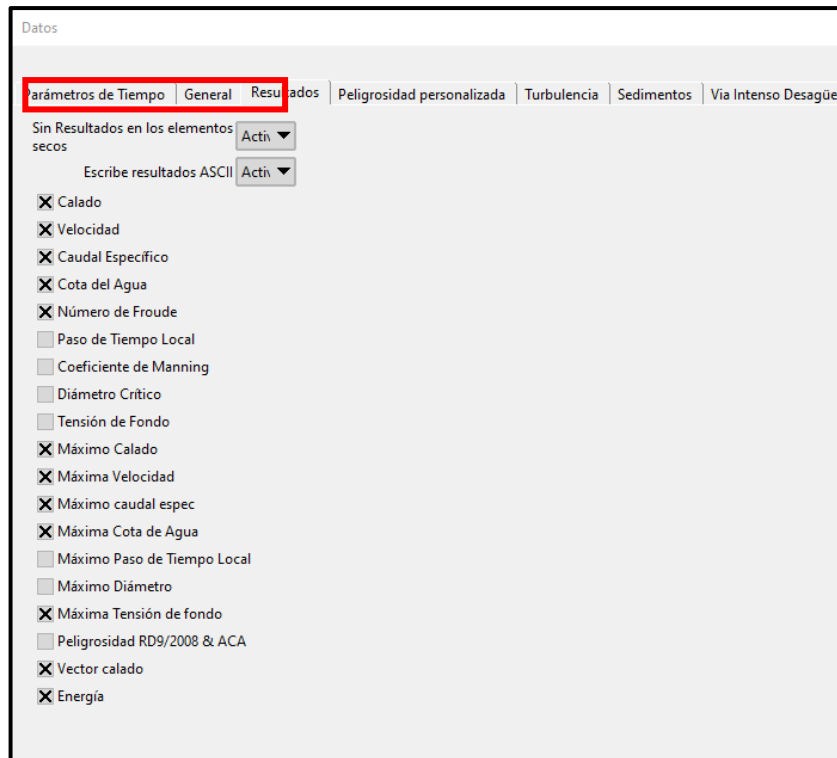


Figura 57: Ventanas para el ingreso de datos del problema

Fuente: IBER

Para finalizar se procedió a calcular el modelo hidráulico bidimensional en el software IBER, además en la ventana de cálculo se pudo visualizar la información del proceso, lo cual es conveniente para detectar avisos de errores y tener un mejor control de cómo se va desarrollando el proceso de cálculo.

NUMERICAL SCHEME: Roe 1st Order				
Initial volume: 0.00 m3				
Simulation time	Time step	Time	Qin	Qout
0.000	1.00000	18:18:09:93	0.000	0.000
600.000	1.00000	18:18:10:55	0.000	0.000
1200.000	1.00000	18:18:11:14	0.000	0.000
1800.000	1.00000	18:18:11:70	0.000	0.000
2400.000	1.00000	18:18:12:34	0.000	0.000
3000.000	1.00000	18:18:12:99	0.000	0.000
3600.000	1.00000	18:18:13:62	0.000	0.000
4200.000	1.00000	18:18:14:25	0.000	0.000
4800.000	1.00000	18:18:14:86	0.000	0.000
5400.000	1.00000	18:18:15:48	0.000	0.000
6000.286	0.34945	18:18:16:49	0.045	0.000
6600.059	0.29597	18:18:18:15	0.090	0.000
7200.191	0.28691	18:18:20:11	0.135	0.000
7800.062	0.24594	18:18:22:73	0.516	0.000
8400.172	0.20303	18:18:26:23	0.898	0.000
9000.148	0.18344	18:18:31:33	1.279	0.000
9600.116	0.15116	18:18:37:83	2.609	0.655
10200.123	0.13467	18:18:45:21	3.938	1.276
10800.022	0.12446	18:18:53:57	5.272	3.817
11400.011	0.11281	18:19:02:88	7.539	5.405
12000.011	0.10282	18:19:13:41	9.811	7.945
12600.075	0.09806	18:19:25:26	12.083	10.262
13200.079	0.08821	18:19:38:48	15.215	12.883
13800.000	0.08310	18:19:52:85	18.347	16.162
14400.058	0.07951	18:20:07:83	21.473	19.423
15000.020	0.07584	18:20:23:66	25.273	22.855
15600.052	0.07292	18:20:40:26	29.068	26.709
16200.050	0.07044	18:20:57:77	32.863	30.567
16800.010	0.06817	18:21:17:04	36.998	34.538
17400.024	0.06624	18:21:36:59	41.125	38.734
18000.018	0.06453	18:21:55:77	45.270	42.929
18600.018	0.06355	18:22:15:55	49.450	47.127
19200.048	0.06267	18:22:35:28	53.630	51.347
19800.003	0.06127	18:22:55:47	57.810	55.596
20400.038	0.06021	18:23:16:03	61.899	59.743
21000.015	0.05948	18:23:37:41	65.987	63.795
21600.033	0.05936	18:23:58:60	70.076	67.806

Figura 58: Ventana del proceso de cálculo

Fuente: IBER

3.4.3.4.4. Cálculo de la socavación en puentes

La socavación es a menudo una de las causas por la que un puente puede colapsar, ocurriendo así, que se cierren carreteras, pérdida de vidas, demoras en el tráfico y grandes costos de reparación. Es por eso que, en el presente apartado se tomaron las respectivas consideraciones para el cálculo de los tres tipos de socavación (general, contracción y local) que serán importantes para poder determinar la profundidad de cimentación de los estribos.

Para su cálculo se utilizó un caudal de diseño de 391.99 m³/s para un periodo de retorno de 500 años, para una luz libre del puente de 30 m apoyada en estribos.

a. Cálculo de la socavación general

Para el cálculo la socavación general existe diferentes metodologías, pero en el presente trabajo de tesis se calculó mediante la metodología de Lichtvan & Lebediev. Este método aparte del cálculo de la socavación general, también incluye el cálculo por el efecto de la contracción de un puente. Los parámetros importantes para su cálculo son el caudal total de diseño y el diámetro medio del grano en el cauce, el cual se obtuvo de la curva granulométrica (Ver Anexo 6). En la Tabla 47, se muestra los parámetros hidráulicos necesarios para el respectivo cálculo, obteniéndose así una profundidad de socavación general en el cauce de 2.63 m.

Tabla 47: Parámetros hidráulicos para el cálculo de la socavación general

Parámetros		Valor
Q (m3/s)	Caudal total	391.99
h (m)	Tirante de agua	2.05
B (m)	Ancho de la superficie libre	30
A (m2)	Area	58.92
V (m/s)	Velocidad	6.65
Dm(mm)	Diametro medio	9.5
L (m)	Luz del puente	30
Tr (años)	Tiempo de Retorno	500
	Peso específico muestra de agua (Tn/m3)	1.2
μ	Factor de frecuencia	0.95
α	En función del caudal	4.16
β	Coefficiente de frecuencia	1.06
φ	Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.	1.28
z	Exponente en funcion del diametro medio	0.35
	Hs (m)	4.68
(Hs-h) (m)	Profundidad de Socavacion general	2.63

b. Cálculo de la socavación por contracción

Previo al cálculo de la socavación por contracción, se tuvo que determinar si el flujo aguas arriba está transportando materiales de lecho, la cual consiste en calcular la velocidad crítica para el inicio de transportes de sedimentos de la partícula de diámetro medio (D50) y se comparó con la velocidad media de la corriente en el cauce principal.

Se consideró que si:

$V_m < V_c$, nos encontramos en un escenario de corriente por aguas claras.

$V_m > V_c$, nos encontramos en un escenario de corriente por lecho móvil.

En la Tabla 48, se muestran los parámetros hidráulicos para el cálculo de la velocidad crítica. Teniendo como resultado que la velocidad critica es menor a la velocidad media, encontrándonos en un escenario de corriente de flujo por lecho móvil.

Tabla 48: Parámetros hidráulicos para el cálculo de la velocidad crítica

Parámetros Hidráulicos		Valor
Vm (m/s)	Velocidad media	6.65
H (m)	Tirante del flujo aguas arriba	2.05
Dm (mm)	Diametro medio	9.5
Vc (m/s)	Velocidad critica	1.48

Para poder calcular la socavación por contracción en el puente, se utilizó la metodología de Laursen en lecho móvil.

- Método de Laursen para socavación por contracción en lecho móvil

La metodología analiza dos secciones inmediatas aguas arriba del puente, de las cuales se obtiene los diferentes parámetros hidráulicos que se muestran en la Tabla 50. Esta metodología asume que el material del cauce es transportado en la sección aguas arriba del puente.

Tabla 49: Valores del coeficiente K1

V/w	k_1	Modo de transporte del sedimento de lecho
< 0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.50 a 2.0	0.64	Algo de material de lecho suspendido
> 2.0	0.69	Mucho material del lecho suspendido

Fuente: Hec -18 (1993).

El valor de la profundidad de socavación por contracción es de 1.22 m.

Tabla 50: Parámetros hidráulicos para el cálculo de la socavación por contracción

Parámetros		Valor
Q1 (m3/s)	Caudal aguas arriba de la seccion 2	391.99
Q2 (m3/s)	Caudal en la seccion contraida del puente	391.99
B1 (m)	Ancho del cauce principal y laderas aguas arriba de la seccion 2	29.54
B2 (m)	Ancho neto del cauce principal y laderas en la seccion contraida	29.64
h1 (m)	Profundidad media del flujo en el cauce principal y laderas	3.28
h2 (m)	Profundidad media del flujo en la seccion contraida del puente	2.05
k1	Exponente en funcion del modo de transporte de sedimento	0.59
Hs (m)	Profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente después de la socavación.	3.27
Hs-h2(m)	Profundidad de socavacion por contracción	1.22

c. Cálculo de la socavación Local en estribos

Se calculó la socavación local, debido a que el tablero del puente se apoyará en estribos, por lo que es de suma importancia conocer dicha socavación y en base a ello determinar la profundidad de cimentación de los estribos derecho e izquierdo. Para el cálculo se seleccionaron tres metodologías, que están en función de sus consideraciones y sus aplicaciones en diferentes estudios hidráulicos.

- Método de Froehlich

Se requirió saber los valores de tirante en las zonas de los estribos y su forma de diseño. Por lo que, se obtuvo una profundidad de socavación local en los estribos derecho e izquierdo de 4.23 m y 5.45 m respectivamente tal como se muestra en la Tabla 51.

Tabla 51: Parámetros para el cálculo de socavación local mediante Froehlich

Parámetros		Estribo Izquierdo	Estribo Derecho
Q (m³/s)	Caudal	391.99	391.99
he (m)	Profundidad del flujo	1.85	1.31
L' (m)	Longitud proyectada del estribo con relacion al angulo de ataque del flujo	1.39	1.66
Fre	Numero de froude aguas arriba	0.95	0.82
Kf	Corrección por forma del estribo	1	1
Θ	Angulo de ataque	90°	90°
KQ	Corrección por el angulo de ataque del flujo	1	1
Ys (m)	Profundidad de socavación (Froelich)	5.45	4.23

- Método de Artamanov

Mediante esta metodología se obtuvo una profundidad de socavación local en los estribos derecho e izquierdo de 2.10 m para ambos, tal como se muestra en la Tabla 52.

Tabla 52: Parámetros para el cálculo de socavación local mediante Artamanov

Parámetros		Estribo Izquierdo	Estribo Derecho
Q (m³/s)	Caudal	391.99	391.99
Qi (m³/s)	Caudal interceptado por los estribos	10.45	6.36
Qi/Q	Coefficiente entre los caudales	0.027	0.016
Θ	Angulo de ataque	90°	90°
KΘ	Correccion por el angulo ataque	1	1
KQ	Correccion por el coeficiente entre caudales	2	2
Km	Correccion por el talud	1	1
h (m)	Tirante de agua cercana al estribo	2.05	2.05
Ht (m)	Profundidad del agua al pie del estribo	4.1	4.1
Ds (m)	Profundidad de socavación	2.1	2.1

- **Método de Liu, Chang y Skinner**

Se obtuvo una profundidad de socavación local en los estribos derecho e izquierdo de 2.90 m y 3.50 m respectivamente tal como se muestra en la Tabla 53.

Tabla 53: Parámetros para el cálculo de socavación local mediante Liu, Chang y Skinner

Parámetros		Estribo Izquierdo	Estribo Derecho
Q (m³/s)	Caudal	391.99	391.99
he (m)	Profundidad media del flujo	1.85	1.31
L (m)	Longitud proyectada del estribo con relacion al angulo de ataque del flujo (m)	1.39	1.66
Fre	Numero de froude aguas arriba	0.95	0.82
Kf	Corrección por forma del estribo	2.15	2.15
Ds (m)	Profundidad de socavación	3.5	2.9

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. MODELO HIDROLÓGICO

El modelamiento hidrológico se realizó para el periodo de retorno de 140 y 500 años. Por otro lado, se calcularon caudales máximos con sus respectivos hidrogramas para los periodos de retorno en mención.

4.1.1. Modelamiento Hidrológico con HEC-HMS.

Del primer modelamiento hidrológico para el periodo de retorno de 140 años se obtuvo un caudal pico de 150.41 m³/s.

En la Tabla 54 se observa los valores del porcentaje error con respecto al caudal pico para el periodo de retorno de 140 años.

Tabla 54: Resultados obtenidos del primer modelamiento en HEC-HMS

Periodo de Retorno	Caudal máximo diario (m³/s)	Caudal máximo simulado (m³/s)	% Error con respecto al caudal pico
Tr = 140 años	126.57	150.41	18.8

Como se mencionó en el Capítulo III en el apartado de la calibración, se optó por optimizar la curva número que al mínimo cambio modifica el caudal y su respectivo hidrograma, con el fin de reducir el porcentaje de error entre el caudal pico modelado y máximo diario, para que los caudales simulados se aproximen a los caudales máximos diarios del “**Estudio Hidrológico-Meteorológico en la Vertiente del Pacífico del Perú con fines de Evaluación y Pronóstico del Fenómeno del Niño El Niño para Prevención y Mitigación de Desastres**”, realizada por el Consorcio BCEOM-SOFI CONSULT S.A – ORSTOM.

4.1.2. Calibración del modelo Hidrológico.

Después de realizado un segundo modelamiento, se obtuvieron valores finales de la curva número (CN) mostradas en la Tabla 55, que permitió calibrar los caudales del modelo hidrológico.

Tabla 55: Valores finales de Curva Numero

SUBCUENCAS	CN FINAL
CH1	72.00
CH2	79.12
CH3	75.21
CH4	60.25
CH5	61.00
CH6	76.21
CH7	64.61
CH8	74.00
CH9	76.53
CH10	65.44
CH11	68.31
CH12	73.79
CH13	63.10
CH14	76.75
CH15	72.60
CH16	76.75
CH17	72.83
CH18	77.25

En la Figura 59 se muestra los hidrogramas obtenidos del HEC – HMS para el periodo de retorno 140 años, donde el valor del caudal pico simulado es de 126.75 m³/s y ocurre en un tiempo de 17 horas después de iniciada la simulación.

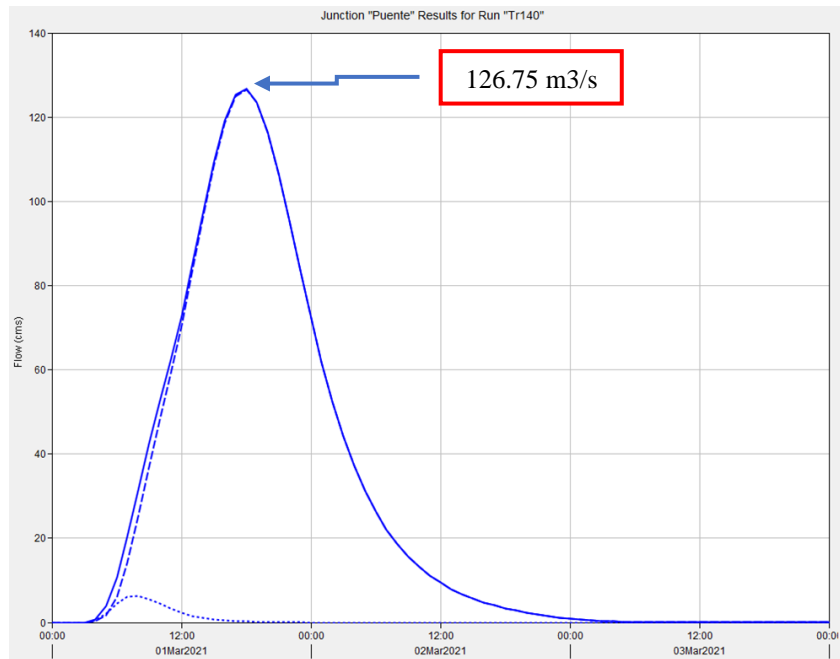


Figura 59: Modelo hidrológico para los periodos de retorno de 100 y 140 años

Fuente: HEC- HMS

En la Tabla 56, se muestra los valores calibrados donde los porcentajes de error con respecto al caudal pico entre el caudal obtenido por HEC-HMS y el caudal máximo diario para el periodo de retorno en análisis, son menores al 10 por ciento, indicando que las diferencias entre ambos caudales son mínimas.

Tabla 56: Calibración del modelo

Periodo de Retorno	Caudal máximo diario (m3/s)	Caudal máximo simulado (m3/s)	% Error con respecto al caudal pico
Tr = 140 años	126.57	126.75	0.1

4.1.3. Hidrogramas de diseño

En la Figura 60 se muestra el hidrograma de diseño para un periodo de retorno de 140 años que será utilizado en el modelamiento bidimensional (IBER). Asimismo, el caudal para el periodo de retorno de 500 años que se utilizó para el cálculo de socavación es de 391.99 m³/s.

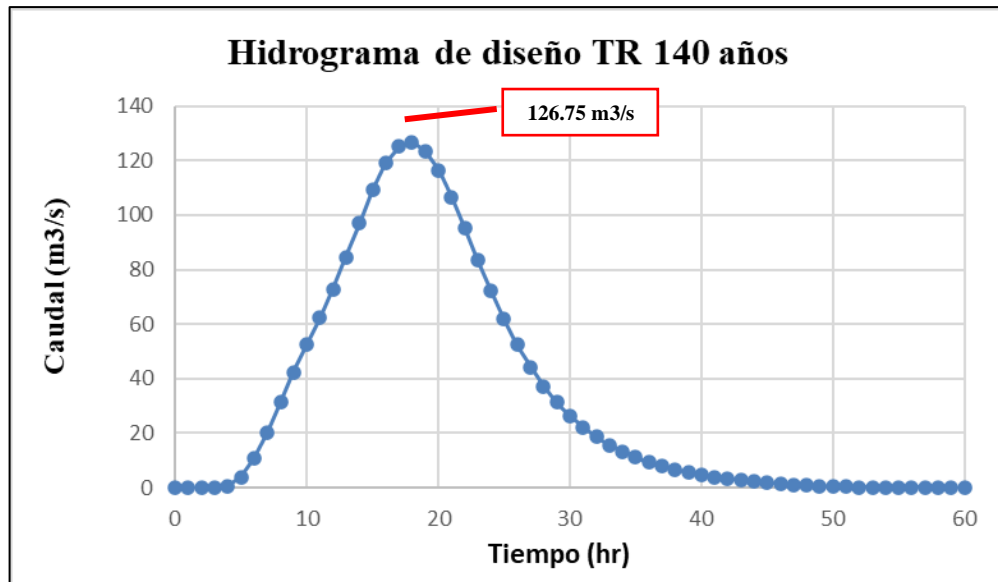


Figura 60: Hidrograma de diseño para el periodo de retorno de 140 años

4.2. MODELAMIENTO HIDRÁULICO

El modelamiento hidráulico se realizó en un tramo de 900 metros del cauce del río Fortaleza, 600 metros aguas arriba y 300 metros aguas abajo, respecto al puente proyectado para una luz de 30 metros.

Con el modelamiento utilizando los softwares HEC RAS 1D e IBER se obtuvieron los parámetros de tirante, velocidad, nivel de agua y Número de Froude. Con los resultados obtenidos se realizó la comparación de los modelamientos hidráulicos unidimensional y bidimensional, observando muy poca diferencia en el NAME.

4.2.1. Secciones transversales

Para poder evaluar los resultados de los niveles de aguas máximas, tirantes máximos, velocidades máximas y número de Froude en ambos modelamientos se procedió a crear 50 secciones transversales con un ancho variable de 40 a 60 m hacia ambas márgenes y una separación de 20m, de las cuáles solo se analizaron 49 secciones comprendidas desde la progresiva 0+ 0m – 0+900 m en una dirección de aguas abajo hacia aguas arriba. Por otro lado, en las inmediaciones aguas arriba y aguas abajo del puente a proyectar (progresiva 0+355) se aumentaron otras secciones que están en función de la contracción y expansión del puente, las cuales nos ayudaran a obtener parámetros hidráulicos para el dimensionamiento del puente.

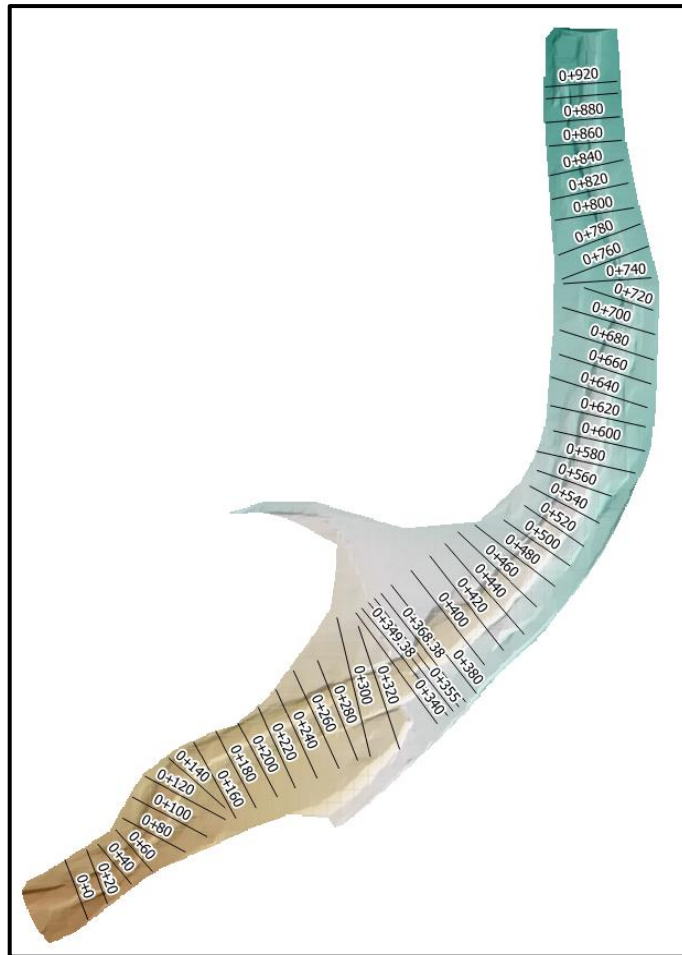


Figura 61: Secciones transversales para el tramo de estudio

Fuente: ArcGis

4.2.2. Perfil de Nivel de aguas máximas

En base a los resultados obtenidos de los modelamientos tanto en HEC-RAS e IBER, se generaron perfiles hidráulicos, como se muestra en la Figura 61. Se observa que los perfiles de nivel de aguas máximas aguas arriba del puente proyectado presentan valores similares en varios puntos de control, con excepción entre las progresivas 0+600 – 0+700, donde se puede apreciar una diferencia de hasta 17 cm entre los valores obtenidos entre ambos softwares. Por otro lado, en las secciones de control del puente e inmediatas aguas arribas del mismo los valores calculados con el HEC-RAS son un poco más elevados que los de IBER con una variación de hasta 12 cm. Aguas abajo a la salida del puente, se puede apreciar que los perfiles son similares. En el caso del Iber, existen pequeños saltos, debido a que el modelo bidimensional refleja mejor el comportamiento hidráulico del río, a diferencia del modelo unidimensional que interpola entre secciones. Por otro lado, el perfil de HEC-RAS se mantiene uniforme en gran parte del tramo de análisis.

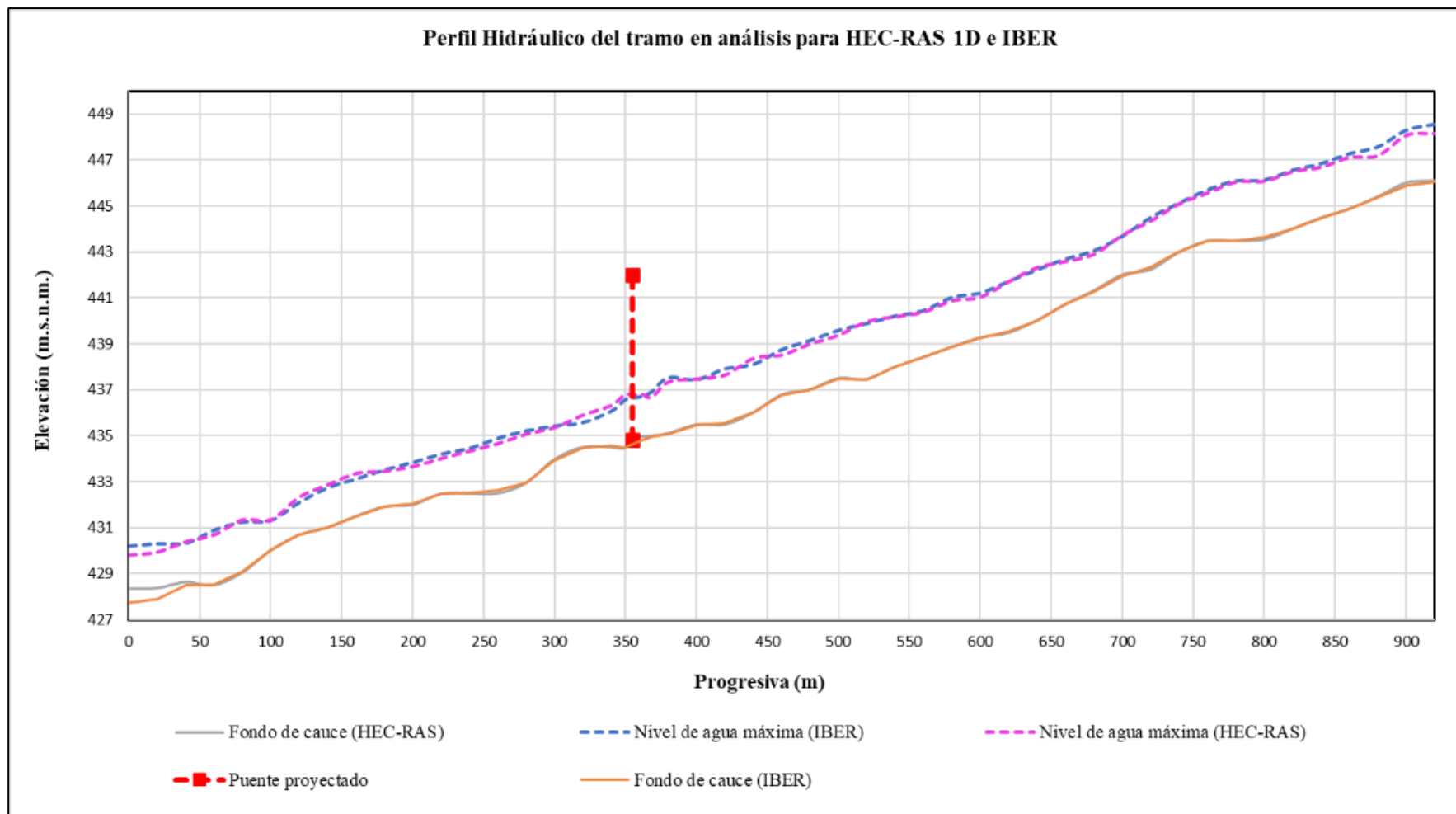


Figura 62: Perfil hidráulico del tramo en análisis para HEC RAS 1D e IBER

Se puede destacar que entre las progresivas 0+40 – 0+280, los perfiles no presentan variación significativa en los resultados obtenidos, diferencias entre 5 a 10 cm. Sin embargo, a pesar que en el IBER se utilizó un mallado muy detallado, y en el caso de HEC RAS secciones transversales, ambas provenientes de la topografía los perfiles de fondo de cauce no presentan diferencias notorias en el eje del río.

En la Tabla 57, se presenta los valores obtenidos de los niveles de aguas máximas para ambos softwares.

Tabla 57: Niveles de aguas máximas extraordinarias (NAME) en cada sección de interés

Progresiva	Elevación máxima de agua IBER (m.s.n.m.)	Elevación máxima de agua HEC-RAS (m.s.n.m.)	Diferencia (m)
0+20	430.30	429.95	0.35
0+349.38	436.56	436.80	0.24
0+355 (Puente)	436.65	436.77	0.12
0+361.38	436.72	436.81	0.09
0+368.38	436.92	436.69	0.23
0+600	441.21	441.04	0.17

De acuerdo a la Tabla 57, en la progresiva inmediatamente agua arriba del puente proyectado (0+361.38), el valor de cota o elevación máxima de agua de IBER es menor a los resultados del HEC-RAS 1D en aproximadamente 9 cm. Asimismo, al inicio de ambos modelos la diferencia presentada varía entre los 20 - 30 cm.

Al final del tramo de análisis, específicamente a partir de la progresiva 0+20 la elevación para HEC-RAS 1D alcanza 429.95 m.s.n.m. y para IBER 430.30 m.s.n.m., teniendo una diferencia de 0.35m, esta variación se produce debido a las condiciones de contorno (salida).

En las Figuras 63 y 64, se muestran las secciones transversales de las elevaciones máximas que alcanza la superficie de agua en las proximidades de la sección del puente.

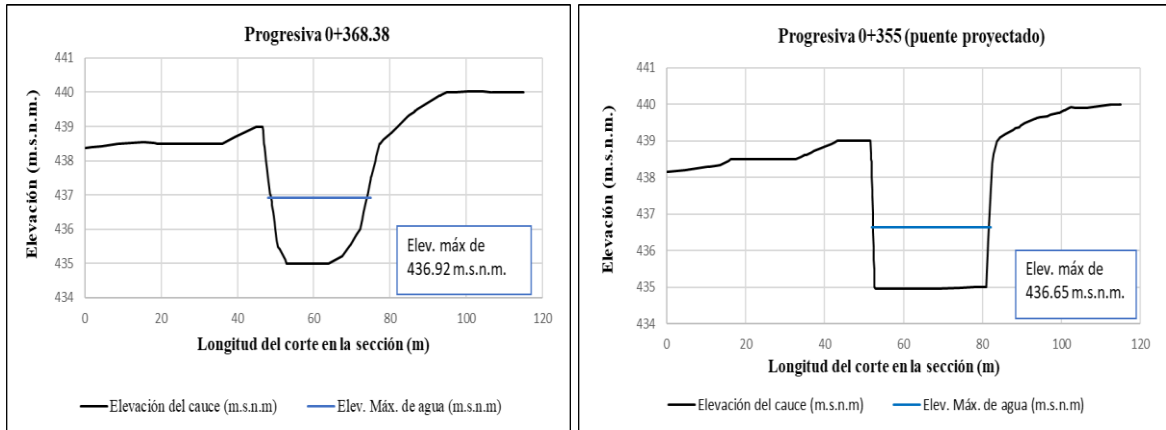


Figura 63: Secciones Transversales IBER

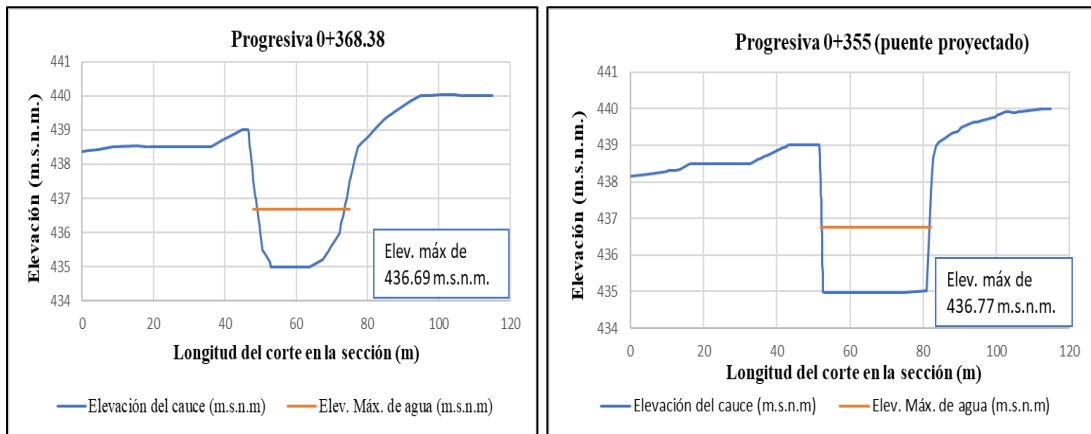


Figura 64: Secciones Transversales HEC-RAS 1D

4.2.3. Tirantes máximos

En la Figura 65, se muestra los perfiles de tirantes máximos obtenidos para cada sección de control de los modelos IBER y HEC – RAS 1D. La representación de los perfiles para cada modelo nos muestra que existe cierta similitud aguas arriba del puente proyectado, a excepción entre las progresivas 0+700 – 0+760, donde IBER presenta tirantes menores en comparación con el HEC-RAS.

En las inmediaciones del puente entre las progresivas 0+340 – 0+400, se puede observar que la diferencias están en un rango de hasta 47 cm. Así, IBER presenta los valores mayores y HEC – RAS los menores tirantes. Además, aproximadamente entre las progresivas 0+100 - 0+200 y 0 - 0+50 se presenta una diferencia significativa entre los valores obtenidos del HEC-RAS con respecto a los valores de IBER.

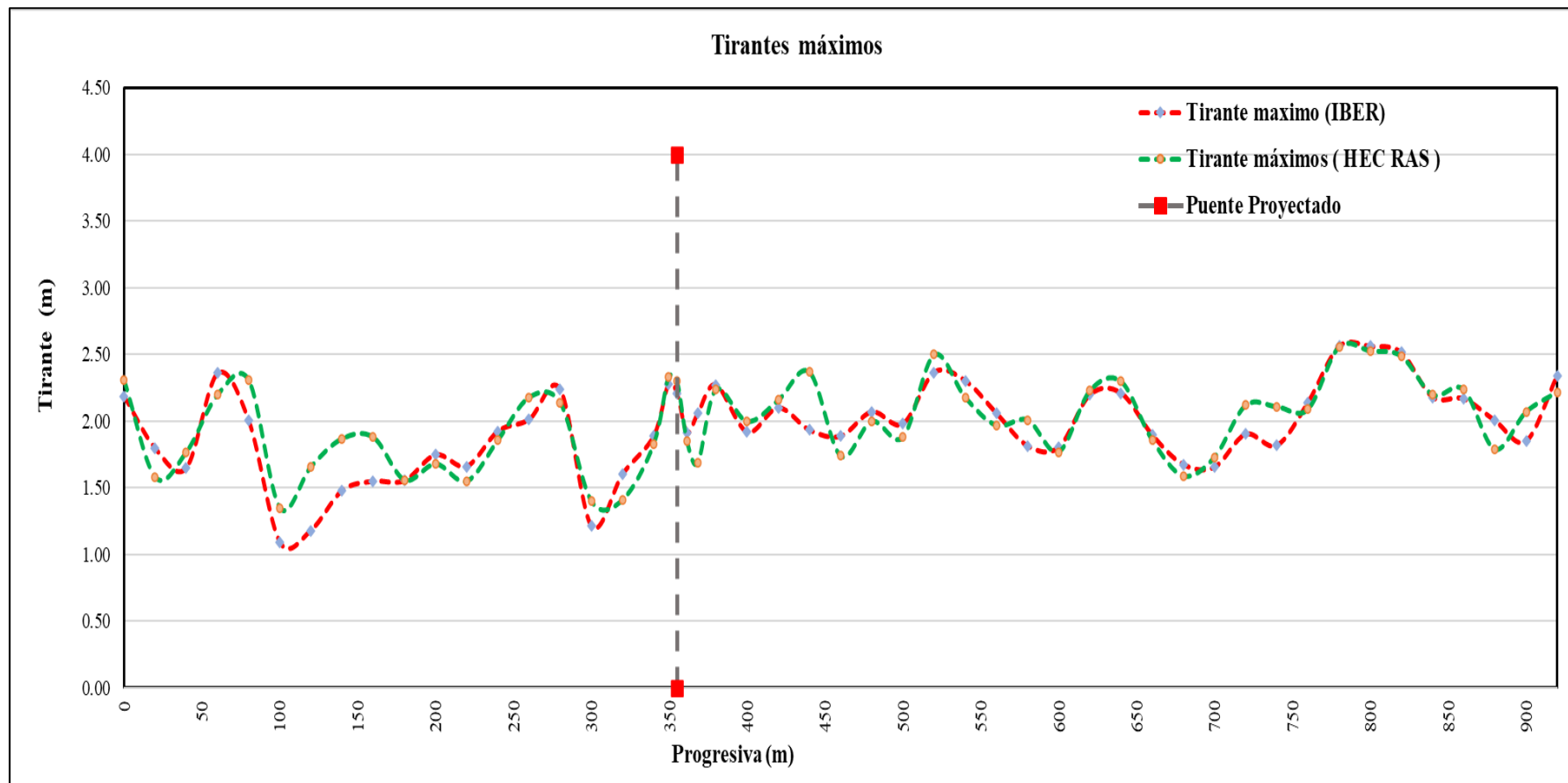


Figura 65: Perfil de tirantes máximos para IBER y HEC-RAS 1D

En la Tabla 58, se muestra el resumen para algunos puntos de control donde se presenta la mayor diferencia entre los tirantes máximos. Se puede observar en la Figura 65, aguas arriba del puente entre las progresivas 0+720 y 0+740 se presenta una diferencia de 22 cm – 30 cm entre los valores de tirantes máximos de IBER y HEC- RAS, debido que en esta zona el cauce principal presenta un estrechamiento. Asimismo, en las secciones aguas arriba del puente entre las progresivas 0+361.38 y 0+368.38, la diferencia de los tirantes máximos varía entre los 6 cm y 47 cm.

En las sección del puente proyectado (0+355) el tirante máximo para IBER alcanza un valor 2.18 m y para HEC – RAS un valor de 2.30 m. Aguas abajo del puente los valores presentan una diferencia entre los 5 y 50 cm antes de llegar a las progresivas 0 - 0+20, ya que en estas últimas se puede ver que el modelo IBER tiene un incremento notorio en el tirante, ocasionado por la acumulación de agua a lo largo del tiempo de simulación y también debido a las limitaciones del modelo digital de elevación, generando así una diferencia con el modelo HEC-RAS de más de 20 cm.

Tabla 58: Comparación de tirantes máximos entre los modelos IBER Y HEC-RAS

Progresiva (Km)	Tirante máximo en el cauce (IBER) (m)	Tirante máximo en el cauce (HEC-RAS) (m)	Diferencia de tirantes máximos IBER y HEC-RAS (m)
0+20	1.80	1.58	0.22
0+100	1.09	1.35	0.26
0+120	1.18	1.66	0.48
0+140	1.48	1.87	0.39
0+349.38	2.28	2.33	0.05
0+355 (Puente)	2.18	2.30	0.12
0+361.38	1.91	1.85	0.06
0+368.38	2.16	1.69	0.47
0+380	2.27	2.24	0.03
0+400	1.92	2.00	0.08
0+720	1.90	2.12	0.22
0+740	1.82	2.11	0.29

4.2.4. Velocidad del flujo

La Figura 66, muestra los resultados obtenidos para la velocidad del flujo en el tramo del cauce. Es importante aclarar que siendo HEC-RAS un modelo unidimensional, los resultados que se muestran corresponden a la velocidad promedio del flujo en el cauce principal, mientras que IBER, siendo un modelo bidimensional permite obtener las velocidades máximas puntuales en el eje del cauce principal o en las secciones de control.

Se aprecia que las mayores velocidades se generan aproximadamente entre las progresivas 0+600 y 0+640, debido a que en la zona el cauce empieza a estrecharse formando así una curva como se puede apreciar en la Figura 61. Además, en la zona del puente proyectado, las velocidades obtenidas para el modelo IBER se encuentran en un rango de 3.1 – 3.5 m/s. No obstante, las velocidades promedias en HEC-RAS, a la entrada y salida del puente, varían entre los 1.8 – 2.4 m/s.

En el tramo de análisis entre las progresivas 0+600 a 0+640 se presenta un ancho reducido en el cauce principal; y entre las progresivas 0+120 a 0+200 existen islas de material de aluvial, por tal motivo el modelo IBER demuestra que es más sensible a estas variaciones presentando valores altos en comparación con el modelo HEC-RAS.

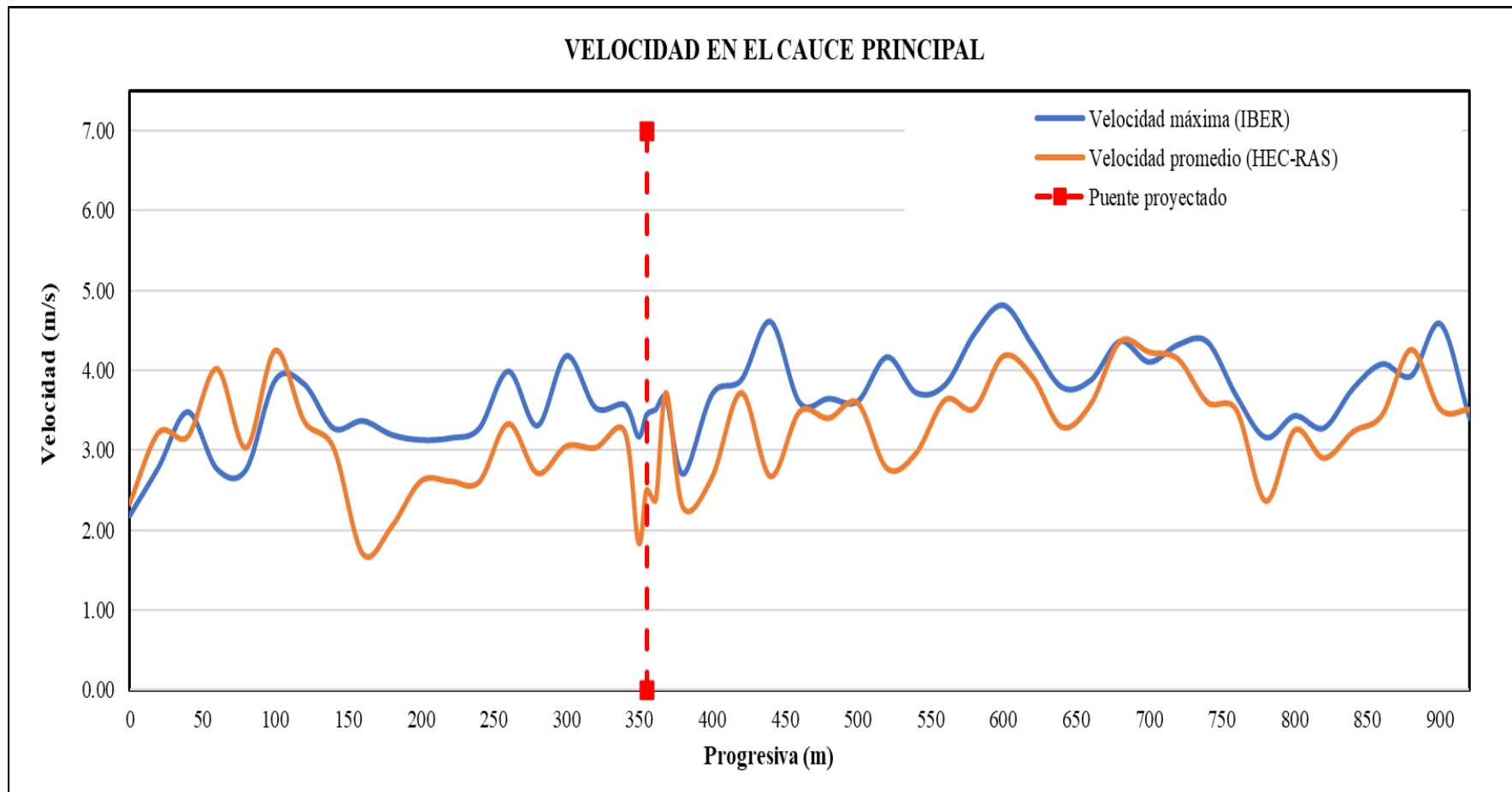


Figura 66: Perfil de velocidades para los modelos IBER y HEC-RAS

En la Tabla 59, se muestra la comparación de las velocidades para las secciones donde se presenta valores altos obtenidos por los modelos IBER y HEC-RAS.

La sensibilidad que tiene el modelo IBER a las variaciones en la topografía se manifiesta con valores elevados dentro del cauce, así pues, entre las progresiva 0+700 – 0+740, en la cual se observa un estrechamiento y una curva, la velocidad alcanza un valor de 4.36 m/s que ocasiona erosión al lecho del río, en el caso del modelo HEC-RAS el valor se encuentra en un rango de 3.6 – 4.1 m/s

En la sección inmediatamente aguas arriba del puente proyectado, la velocidad del flujo alcanza un valor de 3.52 m/s para IBER y un valor de 2.38 m/s para HEC-RAS.

Tabla 59: Comparación de las velocidades máximas y promedios entre los modelos IBER Y HEC-RAS

Progresiva (Km)	Vel. Máx. en el cauce del Río IBER (m/s)	Vel. Prom. en el cauce del río HEC- RAS (m/s)
0+100	3.89	4.25
0+120	3.83	3.36
0+140	3.28	3.03
0+160	3.38	1.70
0+180	3.20	2.04
0+200	3.14	2.61
0+300	4.19	3.05
0+320	3.54	3.03
0+340	3.58	3.23
0+349.38	3.18	1.84
0+355 (Puente)	3.45	2.50
0+361.38	3.52	2.38
0+560	3.83	3.63
0+580	4.46	3.52
0+600	4.82	4.18
0+620	4.32	3.92
0+720	4.33	4.14
0+740	4.36	3.60

4.2.5. Tipo de régimen del flujo.

En la figura 67, se observa las variaciones de los valores de número de Froude generado para cada sección de control. Los valores obtenidos del IBER fueron los que se dieron en el instante del ingreso del caudal pico (tiempo de paso 39600 segundos), generando un promedio entre los valores obtenidos para el cauce principal. Para el caso del HEC-RAS, se extrajo directamente para cada sección el número de Froude.

Se puede observar entre las progresivas 0+660 y 0+720 se produce un salto hidráulico, debido que los modelos IBER y HEC-RAS pasan de régimen supercrítico a subcrítico. En la sección del puente proyectado, el flujo para IBER y HEC -RAS circulan con un régimen subcrítico alcanzando un valor máximo de Froude de 0.75 y 0.57 respectivamente.

En la Tabla 60, se muestra los valores de número de Froude y sus respectivos tipos de régimen de flujo a lo largo del tramo de estudio para los modelos IBER y HEC-RAS. Aunque exista algunas diferencias en cuanto al valor del número de Froude, los modelos presentan en gran parte del tramo de estudio regímenes similares. Además, se puede observar que el modelo de HEC-RAS presenta un régimen subcrítico en casi todo su tramo, pero cambiando de régimen de supercrítico a subcrítico entre las progresivas 0+080 y 0+100, y alcanzando en esta última progresiva su valor máximo de Froude de 1.34. Para el caso del IBER, el máximo valor de Froude de 1.21 se presenta en la progresiva 0+700.

En general, en las secciones analizadas al presentar un régimen de flujo subcrítico se caracterizan por tener profundidades altas con velocidades bajas. En cambio, al presentar un régimen de flujo supercrítico se caracterizan por tener velocidades altas con profundidades bajas.

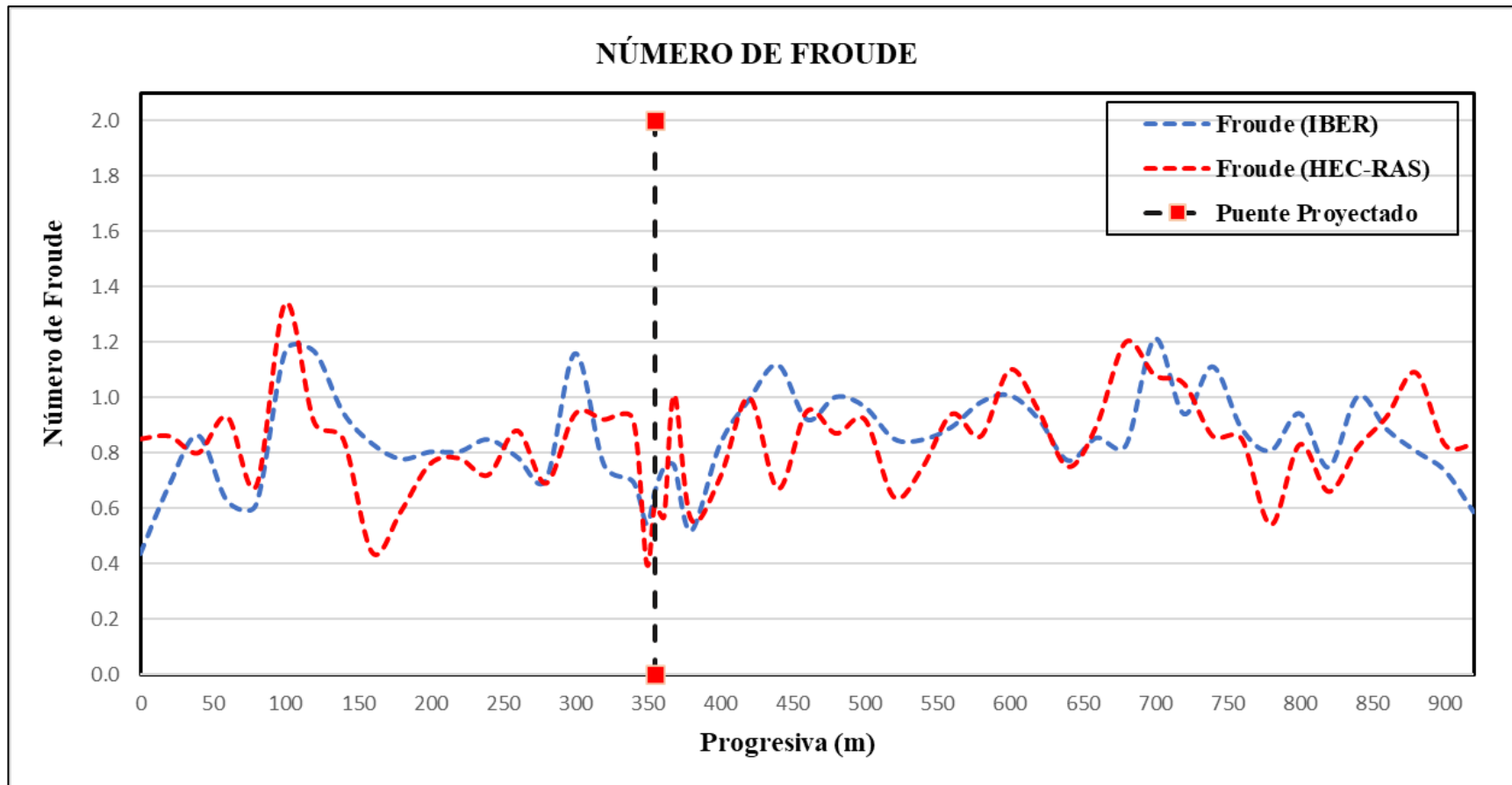


Figura 67: Variación de los valores del número de froude para los modelos IBER y HEC-RAS

Tabla 60: Tipo de régimen de flujo por secciones de control para los modelos IBER y HEC-RAS

Progresiva (Km)	Froude (IBER)	Froude (HEC-RAS)	Régimen (IBER)	Régimen (HEC-RAS)
0+0	0.44	0.85	Subcrítico	Subcrítico
0+20	0.68	0.86	Subcrítico	Subcrítico
0+40	0.86	0.80	Subcrítico	Subcrítico
0+60	0.63	0.93	Subcrítico	Subcrítico
0+80	0.62	0.68	Subcrítico	Subcrítico
0+100	1.17	1.34	Supercrítico	Supercrítico
0+120	1.17	0.91	Supercrítico	Subcrítico
0+140	0.95	0.85	Subcrítico	Subcrítico
0+160	0.83	0.44	Subcrítico	Subcrítico
0+180	0.78	0.59	Subcrítico	Subcrítico
0+200	0.80	0.76	Subcrítico	Subcrítico
0+220	0.80	0.78	Subcrítico	Subcrítico
0+240	0.85	0.72	Subcrítico	Subcrítico
0+260	0.79	0.88	Subcrítico	Subcrítico
0+280	0.70	0.69	Subcrítico	Subcrítico
0+300	1.16	0.94	Supercrítico	Subcrítico
0+320	0.76	0.92	Subcrítico	Subcrítico
0+340	0.70	0.92	Subcrítico	Subcrítico
0+349.38	0.54	0.40	Subcrítico	Subcrítico
0+355 (Puente)	0.66	0.61	Subcrítico	Subcrítico
0+361.38	0.75	0.57	Subcrítico	Subcrítico
0+368.38	0.75	1.01	Subcrítico	Supercrítico
0+380	0.52	0.56	Subcrítico	Subcrítico
0+400	0.83	0.71	Subcrítico	Subcrítico
0+420	0.99	1.00	Subcrítico	Subcrítico
0+440	1.12	0.67	Supercrítico	Subcrítico
0+460	0.92	0.95	Subcrítico	Subcrítico
0+480	1.00	0.87	Supercrítico	Subcrítico
0+500	0.97	0.92	Subcrítico	Subcrítico
0+520	0.85	0.64	Subcrítico	Subcrítico
0+540	0.85	0.75	Subcrítico	Subcrítico
0+560	0.89	0.94	Subcrítico	Subcrítico
0+580	0.98	0.86	Subcrítico	Subcrítico
0+600	1.01	1.10	Supercrítico	Supercrítico
0+620	0.92	0.95	Subcrítico	Subcrítico
0+640	0.77	0.75	Subcrítico	Subcrítico
0+660	0.86	0.90	Subcrítico	Subcrítico
0+680	0.83	1.20	Subcrítico	Supercrítico
0+700	1.21	1.08	Supercrítico	Supercrítico
0+720	0.94	1.05	Subcrítico	Supercrítico
0+740	1.11	0.86	Supercrítico	Subcrítico
0+760	0.89	0.85	Subcrítico	Subcrítico
0+780	0.81	0.54	Subcrítico	Subcrítico
0+800	0.94	0.83	Subcrítico	Subcrítico
0+820	0.75	0.66	Subcrítico	Subcrítico
0+840	1.00	0.82	Supercrítico	Subcrítico
0+860	0.89	0.93	Subcrítico	Subcrítico
0+880	0.81	1.09	Subcrítico	Supercrítico
0+900	0.74	0.83	Subcrítico	Subcrítico

4.3. IDENTIFICACIÓN DE ZONAS CRÍTICAS

4.3.1. Zonas de Inundación

Tal como se muestra en la Figura 68, se tiene los mapas de máxima inundación generado por el modelo IBER (izquierda) y HEC -RAS 1D (derecha).

De IBER, se obtiene que existen zonas inundables con tirantes de hasta 1.0 m aguas arriba del puente proyectado y un tirante mínimo promedio de 20 centímetros en las llanuras de inundación que se encuentran aguas abajo del puente proyectado hacia la margen izquierda del rio Fortaleza. De igual manera para HEC-RAS 1D, se obtiene tirantes máximos de 0.70 m aguas arriba del puente proyectado (margen izquierda).

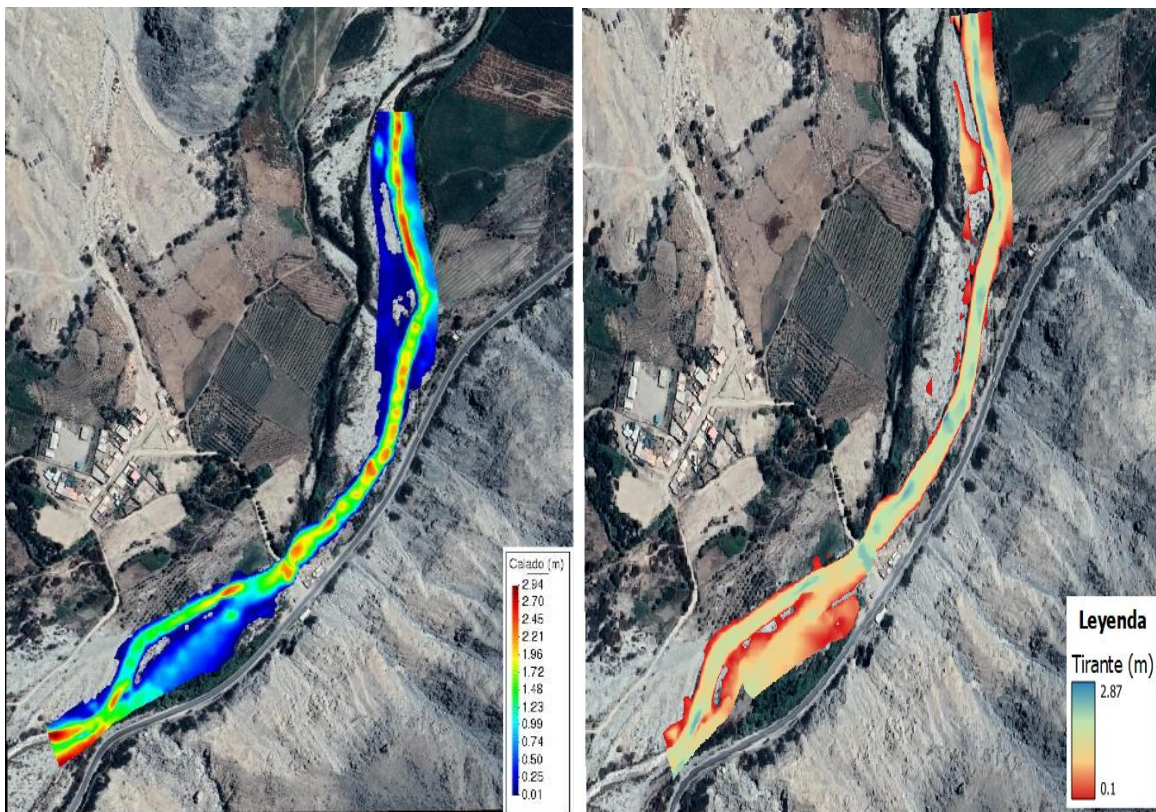


Figura 68: Área de máxima inundación – IBER y HEC -RAS 1D

En la Figura 69, se observa las areas de inundación superpuestas para el instante donde se produce la máxima inundación obtenidos por los modelos IBER y HEC-RAS 1D. Se puede apreciar que al superponer las manchas de inundación los dos modelos presentan resultados similares aguas abajo del puente, aguas arriba se observa que el modelo IBER genera más mancha de inundación.

Durante todo el tiempo, la estabilidad del cauce ha sido cambiante y en estos últimos años, en especial el año 2017 a causa del fenómeno del niño el cauce sufrió cambios significativos, y estos se pueden ver en la Figura 68, donde se observa que el cauce está erosionando la margen izquierda entre las progresivas 0+500 y 0+600 (Ver Figura 60), que con el tiempo puede llegar afectar la carretera que se encuentra muy cerca.

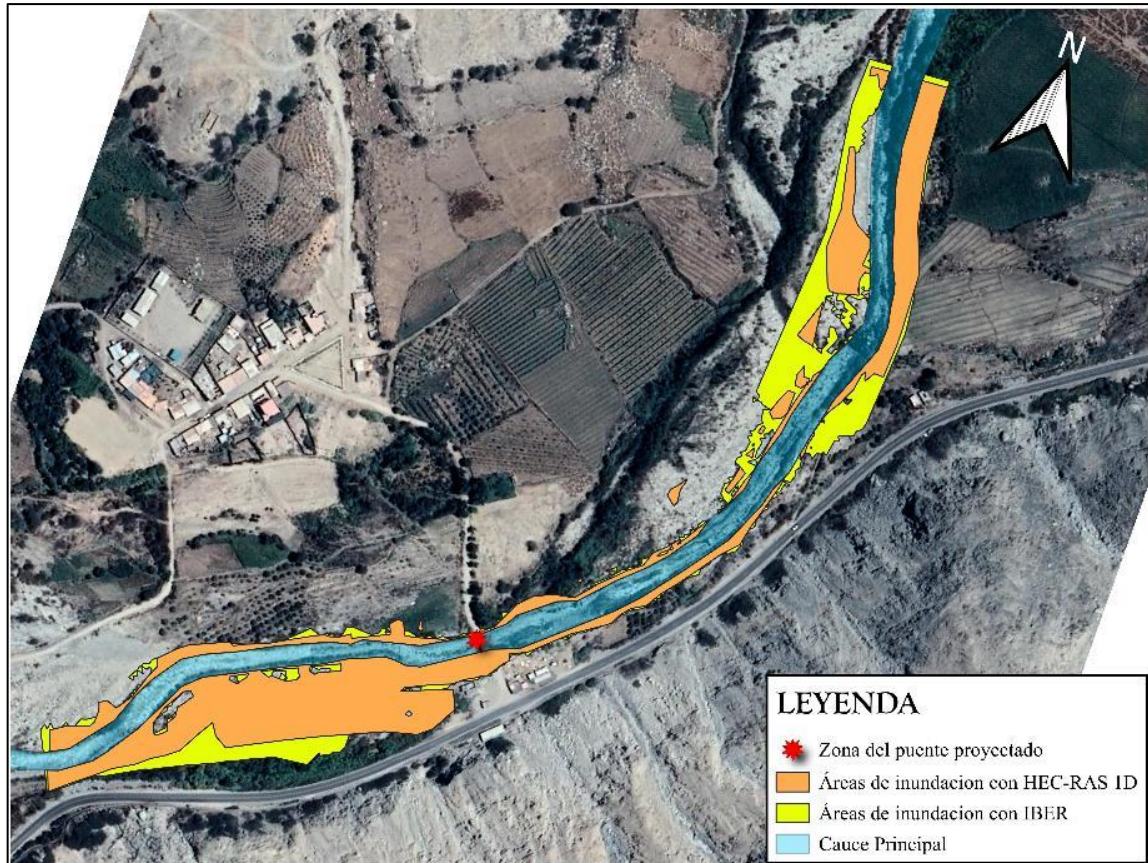


Figura 69: Áreas de inundación superpuestas de HEC-RAS e IBER

Por otro lado, aguas abajo de la entrada del modelo se genera una inundación hacia ambas márgenes, afectando a campos de cultivo (margen izquierda), para el caso de la otra margen afecta terrenos, pero sin cultivo.

En condiciones del puente proyectado el modelo IBER produce una inundación de 10 centímetros aguas arriba del puente hacia la margen derecha.

Aguas abajo del puente proyectado, la inundación para ambos modelos es casi la misma afectando igualmente a campos de cultivo (margen derecha) y con una mayor inundación hacia la margen izquierda.

La Tabla 61, muestra las áreas determinadas para los modelos IBER y HEC-RAS 1D desde la progresiva 0 hasta 0+900 Km, observándose que la inundación generada por IBER es mayor que la superficie generada por HEC-RAS 1D.

Tabla 61: Áreas de inundación generadas por el modelo IBER y HEC-RAS

Áreas de Inundación (ha) del tramo de análisis (0 Km - 0+900 Km)	
HEC-RAS 1D	1.86
IBER	2.68

4.3.2. Zonas Críticas

Según Lluen (2015) el modelo unidimensional de HEC-RAS solo considera la componente de la velocidad en la dirección del flujo y resulta un limitante para poder conocer el comportamiento del agua con mayor precisión y esto se puede observar aguas abajo del puente proyectado, ya que la inundación no necesariamente se da de manera recta (margen izquierda) ni tampoco formando charcos. Es por eso, para poder identificar las zonas críticas se utilizó el modelo bidimensional IBER, la cual permite adecuarse a un esquema en dos dimensiones, donde predominan las dimensiones horizontales sobre la vertical y de esta manera conocer de manera detallada el recorrido del agua sobre el terreno de influencia.

Se identificaron 6 zonas críticas en función al área de inundación que se da por los niveles máximos de agua producidos por el caudal de diseño para un periodo de retorno de 140 años.

La zona 1, se ubica inmediatamente aguas abajo del puente proyectado en la margen izquierda del río fortaleza entre las progresivas 0+160 y 0+340, como se observa en la Figura 70. En una avenida máxima el río podría afectar la zona inundable, además de afectar la base del talud empinado de la carretera que une Paramonga – Huaraz como se puede apreciar en la Figura 71.

La zona 2, se ubica inmediatamente aguas abajo del puente proyectado en la margen derecha del río Fortaleza entre las progresivas 0+140 – 0+320. Como se observa en la Figura 70, en una avenida máxima esta puede causar daños a los campos de cultivo que se encuentran cerca de la ribera del río.



Figura 70: Identificación de las zonas críticas 1 y 2



Figura 71: Identificación de las zonas críticas 1 y 2 en la visita al campo

La zona 3, se ubica desde el eje del puente proyectado hacia aguas arriba, en la margen izquierda del río Fortaleza entre las progresivas 0+355 y 0+600, como se observa en la Figura 72. En una avenida máxima el río podría afectar a las viviendas que se encuentran en la zona y poner en riesgo la vida de los pobladores residentes de las viviendas, además aguas arriba se pueden apreciar que también afectaría a campos de cultivo de palto, que se encuentran cerca de la ribera del Río.

La zona 4, se ubica desde el eje del puente proyectado hacia aguas arriba, en la margen derecha del río Fortaleza entre las progresivas 0+355 y 0+440, como se observa en la Figura 72. En una crecida del Río Fortaleza podría afectar al reservorio con fines de riego,

que se encuentra muy cerca del cauce del Río principal y además de campos de cultivo de maíz.



Figura 72: Identificación de las zonas críticas 3 y 4



Figura 73: Identificación de las zonas críticas 3 y 4 en la visita a campo.

La zona 5, se ubica aguas arriba del puente proyectado, en la margen izquierda del río Fortaleza entre las progresivas 0+640 y 0+900, como se observa en la Figura 74. En una crecida máxima del Río Fortaleza se aprecia que podría inundar campos de cultivo (palto, maíz, frutales y de pan llevar), viviendas de adobe y generar fallos en el canal de irrigación, poniendo en riesgo la vida de los pobladores y pérdida en su economía familiar. Además, en la progresiva 0+640 se aprecia que la inundación puede llegar hasta la base del talud de la carretera erosionando esa margen y poniendo en riesgo la transitabilidad.

La zona 6, se ubica aguas arriba del puente proyectado, en la margen derecha del río Fortaleza entre las progresivas 0+560 y 0+900, como se observa en la Figura 74. Se puede apreciar que esta zona es de suelo descubierto, por lo que se podría realizar reforestación con el fin de evitar que continúe erosionando esa zona.



Figura 74: Identificación de las zonas críticas 5 y 6



Figura 75: Identificación de las zonas críticas 5 y 6 en la visita a campo.

4.4. SOCAVACIÓN

Se realizó el cálculo de la socavación general, por contracción y en los estribos para el puente a proyectar, por las metodologías mencionadas en el ítem 3.4.3.4.4 del capítulo III.

4.4.1. Socavación General y por contracción

En la Tabla 62, se muestra los resultados obtenidos para la profundidad de socavación general y por contracción para un periodo de retorno de 500 años.

Tabla 62: Resumen de la socavación general y por contracción

Tipo de Socavación	Método	Profundidad de socavación (m)
General y contracción	Lichtvan & Lebediev	2.63
Contracción	Laursen	1.22

Como se mencionó la metodología de Lichtvan - Lebediev, considera la profundidad de socavación general y por contracción en puentes. En la Figura 76, se observa el perfil de profundidad de socavación por este método en la sección inmediatamente aguas arriba del puente proyectado.

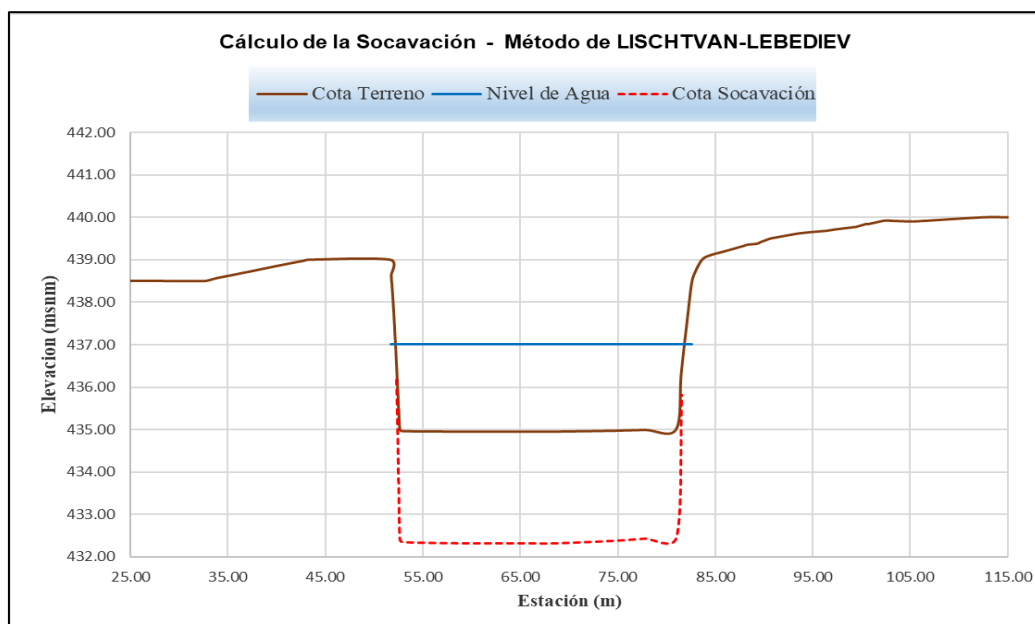


Figura 76: Socavación por el método de Lichtvan & Lebediev en la sección inmediatamente aguas arriba del puente proyectado

4.4.2. Socavación Local en los estribos

En la Tabla 63, se muestra el resumen de los resultados obtenidos para la profundidad de socavación local en los estribos por las diferentes metodologías.

Tabla 63: Resumen de profundidad de socavación local en los estribos

MÉTODO	Estribo Izquierdo	Estribo Derecho
Método de Froehlich	5.45	4.23
Reporte de HecRas - método de Froehlich	5.45	4.22
Método de Liu, Chang y Skinner	3.48	2.89
Método Artamanov	2.10	2.10

También, se realizó el cálculo de la socavación local en los estribos mediante el software HEC-RAS, la cual calculó utilizando la ecuación de Froehlich. En la Figura 78, se observa los resultados de la profundidad de socavación local en los estribos del software HEC-RAS.

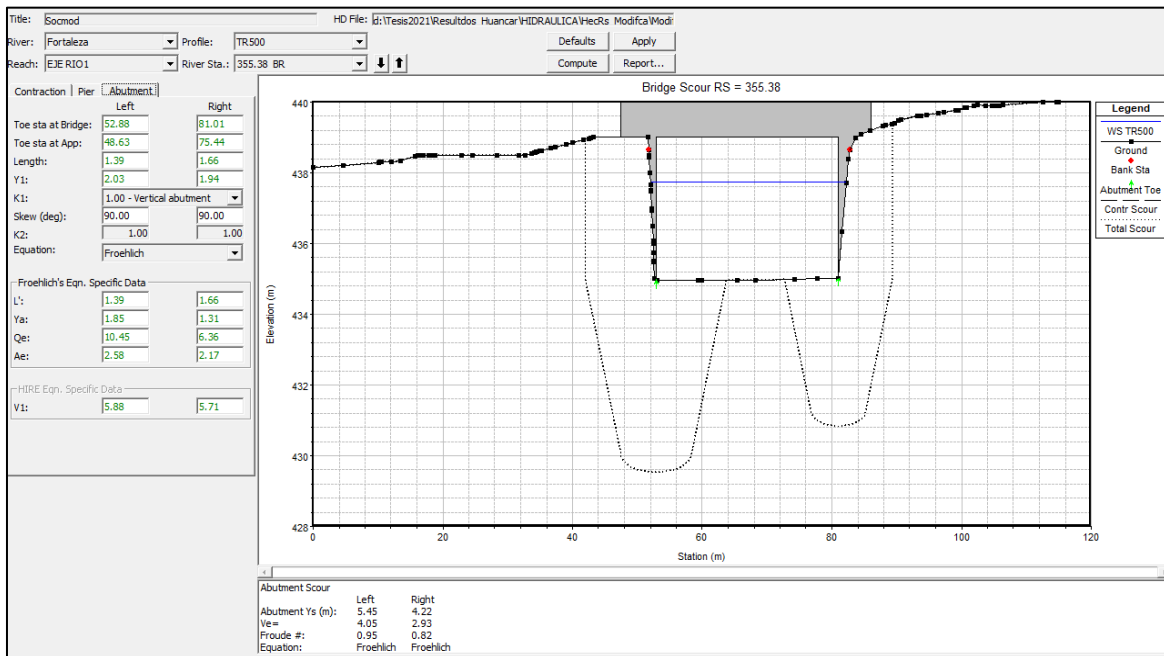


Figura 77: Profundidad de socavación local en los estribos en HEC-RAS

Fuente: Hec - Ras.

De los resultados obtenidos, se optó por utilizar los calculados por el software HEC-RAS mediante la fórmula de Froehlich. La profundidad de socavación local en el estribo derecho es de 4.22 m y en el estribo izquierdo de 5.45 m.

4.5. DIMENSIONAMIENTO DEL PUENTE PROPUESTO

4.5.1. Parámetros Hidráulicos en la zona del puente proyectado

En base a los resultados obtenidos, se muestra el resumen de los parámetros hidráulicos.

Tabla 64: Resumen de los parámetros hidráulicos en la zona del puente proyectado

Software	Periodo de Retorno (años)	Cota máxima del nivel de agua (m.s.n.m.)	Tirante máximo (m)	Velocidad máxima(m/s)	Régimen
IBER	140	436.72	1.91	3.52	Subcrítico
HEC-RAS	140	436.81	1.85	2.38	Subcrítico

4.5.2. Parámetros para el dimensionamiento del puente proyectado

El puente a ser proyectado deberá cumplir con los parámetros hidráulicos calculados como mínimo para cumplir con el requerimiento y funcionamiento hidráulico. Para el presente se optó, por medida de seguridad, el valor del NAME obtenido por el HEC-RAS.

En la Tabla 65, se muestran los parámetros para el dimensionamiento del puente proyectado para su respectiva construcción y diseño estructural correspondiente.

Tabla 65: Parámetros para el dimensionamiento del puente proyectado Huancar

Parámetros	Valores	Unidades
Caudal de diseño (TR=140 años)	126.75	m ³ /s
Caudal de diseño (TR=500 años)	391.99	m ³ /s
Luz Hidraulica del puente	30	m
Tirante máximo	1.85	m
Cota del nivel maximo de aguas extraordinarias (NAME)	436.81	m.s.n.m.
Cota inferior del fondo de la viga del puente	438.81	m.s.n.m.
Altura libre o Gálibo	2	m
Profundidad total de socavacion en el estribo derecho	4.22	m
Profundidad total de socavacion en el estribo Izquierdo	5.45	m
Cota de socavación del estribo derecho	430.74	m.s.n.m.
Cota de socavación del estribo izquierdo	429.51	m.s.n.m.

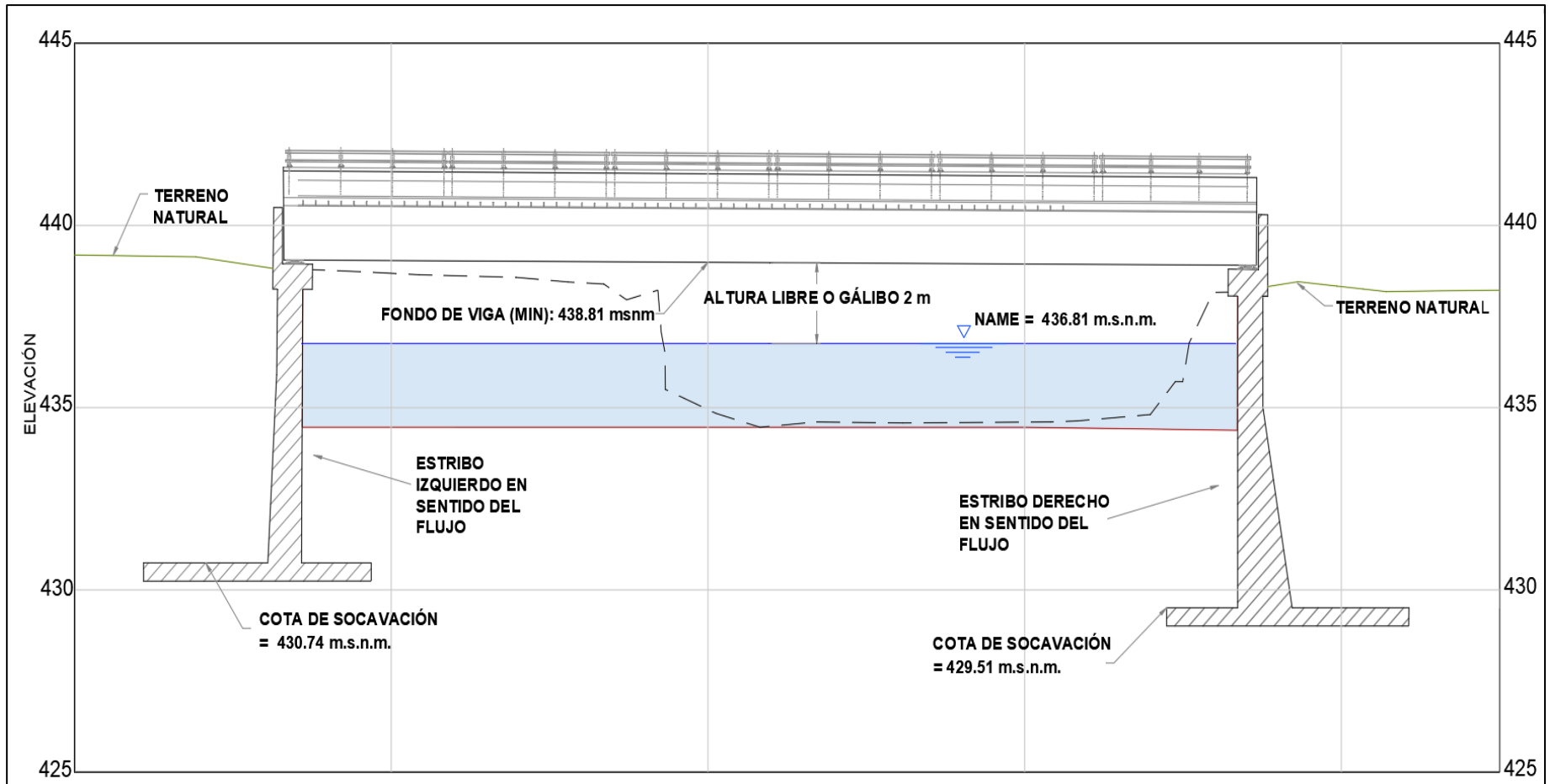


Figura 78: Sección con las dimensiones del puente proyectado Huáncar

V. CONCLUSIONES

1. Se delimitó la cuenca hasta el puente proyectado a partir del modelo digital de elevación obtenida de la plataforma Earth Explorer perteneciente a la NASA. De la delimitación se obtuvo un área de cuenca de 1483.54 Km² con 18 subcuencas entre 10 hasta 320 Km² y una cota máxima de 4367 m.s.n.m. y una cota mínima de 460 m.s.n.m.
2. Se utilizó el software HEC – HMS para desarrollar el modelo semi distribuido de la cuenca en estudio, caracterizando y calculando todos los elementos como Subcuencas, confluencias, tránsitos y salida. Para luego, obtener un caudal de máxima avenida calibrado para un periodo de retorno de 140 años de 126.75 m³/s que se utilizó en el dimensionamiento del puente proyectado, así como para un periodo de retorno de 500 años de 391.99 m³/s que se utilizó para el cálculo de la socavación.
3. Se realizó el modelamiento hidráulico en los softwares HEC-RAS 1D e IBER para el periodo de retorno de 140 años, considerado para el dimensionamiento del puente proyectado. Siendo para el caso del HEC-RAS 1D la creación de secciones transversales en base a la topografía, y para IBER la creación de la malla de trabajo y posterior asignación de la topografía en formato TIFF. Concluyéndose, que los modelos unidimensionales son prácticos y rápidos en su elaboración y ejecución, en cambio, en los modelos bidimensionales demanda más tiempo en la ejecución.

4. De la comparación de los parámetros hidráulicos obtenidos de los softwares HEC-RAS e IBER para el periodo de retorno de 140 años, se pudo observar que ambos perfiles presentan diferencias de 5 a 35 cm con respecto al nivel de agua, es así, en la sección inmediatamente aguas arriba del puente proyectado para IBER se tiene un nivel de agua máxima de 436.72 m.s.n.m. y para el caso de HEC-RAS un valor de 436.81 m.s.n.m., teniendo una diferencia de 9 cm, concluyéndose que los perfiles de nivel de agua presentan gran similitud en gran parte del tramo de estudio. Asimismo, en la misma sección de análisis se presentan tirantes máximos de 1.85 m y 1.91 m, con velocidades de 2.38 m/s y 3.52 m/s, con regímenes de flujo subcríticos para el caso de HEC-RAS 1D e IBER respectivamente.

5. En base al caudal de diseño, se determinó el ancho estable del cauce para un periodo de retorno de 140 años, el cual presenta un ancho mínimo de 24.76 m y un máximo de 52.45 m, por lo que el nuevo puente proyectado debe cumplir con este mínimo para que no reduzca la capacidad hidráulica del cauce. Es por eso, que el puente propuesto se dimensionó con una luz hidráulica libre de 30 m. Del mismo modo, de los resultados del modelamiento hidráulico obtenidos del software HEC-RAS 1D, para las condiciones del puente de 30 m, se obtuvo un nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) con una elevación 436.81 m.s.n.m., a partir del cual se dimensionó el borde libre o gálibo que tendrá el puente siguiendo las recomendaciones del Manual de Hidrología, Hidráulica y drenaje del Ministerio de Transportes y comunicaciones.

Para el caso de la socavación en los estribos, se obtuvo 4.22 m para el estribo derecho y 5.45 m para el estribo izquierdo mediante la fórmula propuesta por Froehlich. Finalmente, las cotas de socavación de los estribos derecho e izquierdo tendrán una elevación de 430.74 m.s.n.m. y 429.51 m.s.n.m.

VI. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda la instalación de una estación hidrométrica en la zona del puente o lo más cercano al lugar, que servirá para realizar de manera correcta la calibración y validación del modelo hidrológico e hidráulico.
2. Se recomienda la instalación de una estación automática con el fin de obtener datos de precipitación, entre otros, para obtener intensidades y validar las fórmulas empíricas.
3. Se recomienda que al momento de la construcción del nuevo puente se realice la limpieza aguas arriba y abajo del puente, además de realizar el movimiento de tierra en el estribo izquierdo (sentido del flujo) para que el nuevo puente respete el ancho del río y la nueva luz, y no se presente una sobre elevación de los niveles de caudal aguas arriba.
4. Se recomienda que la construcción de las cimentaciones de los estribos deban respetar las profundidades mínimas de 4.22 m y 5.45 m, las cuales deberán ser verificadas mediante un estudio geotécnico y de estructura para la respectiva construcción del puente.
5. Se recomienda que los estribos del puente cuenten con un sistema de protección de defensas ribereñas como medida de seguridad.
6. Se recomienda continuar con la investigación para plantear y diseñar muros de encauzamiento o defensas ribereñas, de tal manera que proteja los campos de cultivos, canal de irrigación y el talud de la carretera que une Paramonga y Huaraz.
7. Para el modelamiento bidimensional con IBER se recomienda tener un equipo de cómputo con las capacidades necesarias para poder llevar a cabo el trabajo.

VII. BIBLIOGRAFÍA

- Alegre, L. (2020). *Proyecto Constructivo de un puente ferrocarril de alta velocidad sobre el Rio Aragón Subordan*. [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Lima. Perú. Recuperado de <https://repositorio.pucp.edu.pe/index/>
- Aparicio, F. (1992). *Fundamentos de Hidrología de superficie*. México: Editorial Limusa.
- Autoridad Nacional del Agua (ANA) (2010). *Procedimiento y guía para la delimitación de faja marginal*. Lima. Perú. Recuperado de http://www.ana.gob.pe/sites/default/files/normatividad/files/procedimiento_faja_marginal_0_2.pdf
- Autoridad Nacional del Agua (ANA) (s.f.). *Criterios para identificar, seleccionar y explotar zonas de extracción de material de acarreo*. Lima. Recuperado de <https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/654836/-282667095937/1921331202/00426-24009-1365m2x.pdf>
- Barnes, H. (1967). *Roughness Characteristics of natural Channels*. U.S. Geological Survey water Supply paper. Recuperado de https://pubs.usgs.gov/wsp/wsp_1849/pdf/wsp_1849.pdf
- Bolívar, G. (2020). *Modelamiento Hidrológico e hidráulico bidimensional del Rio Marañón sector Puente Tingo Chico, carretera Huánuco – Conococha*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Agraria La Molina]. Lima. Perú. Recuperado de <http://repositorio.la.molina.edu.pe>
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, G., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., Dolz, J., Colla. (2014). *Iber: herramienta de simulación numérica de flujo en ríos*. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño e Ingeniería*. 30(1), 1-10. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2012.07.004>

- Brunner, G. W. (February de 2016). *HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic ReferencManual. Estados Unidos: Army Corps of Engineers, Hidrologic Engineering Center (HEC)*. Recuperado de <https://www.hec.usace.army.mil/software/hecras/documentation/HECRAS%205.0%20Reference%20Manual.pdf>
- Chereque, A. (s.f.). *Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil*. Lima. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Chow, V. (1994). *Hidrología aplicada*. Colombia: Mc Graw Hill.
- Chow, V. (2004). *Hidráulica de canales abiertos*. Bogotá. Colombia: Editorial Nomos S.A.
- Cueva, M., Cañon, J. y Cea, L. (2018). *El modelo Iber como herramienta docente de ayuda al aprendizaje y análisis de fenómenos de flujo bidimensionales*. Revista en ingeniería. 16(31), 72-78. <https://doi.org/10.26507/rei.v16n31.1126>
- Delta, G. (28 de abril del 2017). *El niño: 242 puentes se cayeron y el 70% por estar mal diseñados*. La Mula. Recuperado de <https://redaccion.lamula.pe/2017/04/28/el-nino-242-puentes-se-cayeron-y-el-70-por-estar-mal-disenados/greciadelta/>
- Fatorelli, S., & Fernández, P. (2011). *Diseño Hidrológico*. Zaragoza: Water Assesment & Advisory Global Network. Recuperado de <https://marianiztli.files.wordpress.com/2016/06/disenohidrologico.pdf>
- Hernández, R., Fernández, C. y Baptista, M. (2014). *Metodología de la investigación*. (Sexta ed.). México: McGraw-Hill Interamericana Editores.
- Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI) (2018). *Compendio estadístico del Indeci 2017*. Recuperado de <https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/01/201802271714541.pdf>
- Leon, A. & Kraul, C. (2017). *Peru's brutal season of floods leaves 94 dead, 700,000 homeless*. The Angeles Time, 28 de marzo 2017. Recuperado de <https://www.latimes.com/world/mexico-americas/la-fg-peru-floods-20170328-story.html>
- Martín, J. (2005). *Ingeniería de Ríos*. Barcelona. España: Universidad Politécnica de Cataluña.

- Mejía, A. (2006). *Hidrología Aplicada*. Lima: Universidad Nacional Agraria La Molina.
- Ministerio de Transporte y comunicaciones (MTC). (2016). *Manual de puentes*. Lima, Perú. Recuperado de https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/MANUAL%20DE%20PUENTES%20PDF.pdf
- Ministerio de Transporte y comunicaciones (MTC). (2018). *Manual de Hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima, Perú. Recuperado http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/normas_legales/1_0_2950.pdf
- Monsalve, G. (1999). *Hidrología en la ingeniería*. Colombia: Alfaomega Editor.
- Molero, E., Nania, L. (2007). *Manual Básico de Hec-Ras 3.1.3 y Hec-GeoRas3.1.1. Curso de Especialización Modelación de ríos con Hec – Ras y SIG*. Universidad de Granada, España. Recuperado de https://cemexico.groups.et.byu.net/vocabulary/ManualBasico_HEC-RAS313/HEC-GeoRAS311_Espanol.pdf
- Molnar, P. (2011). *Calibration. Watershed Modelling. Institute of Environmental Engineering, Chair of Hydrology and Water Resources Management, ETH Zürich. Switzerland*. Recuperado de <https://hyd.ifu.ethz.ch/education/master-courses/watershed-modelling.html>
- Ochoa, T. (2013). *Hidrología, Hidráulica y socavación en puentes*. Bogotá: Ecoe Ediciones.
- Pérez, G., Rodríguez, J., & Molina, J. (2014). *Ingeniería de Ríos*. México: Universidad de Michoacana de San Nicolas de Hidalgo.
- Reyes, A., Ulises, F., Carvajal, Y. (2010). *Guía básica para la caracterización morfométrica de cuencas hidrográficas*. Cali, Colombia: Programa Editorial Universidad del Valle.
- Rocha, A. (1998). *Introducción a la hidráulica fluvial*. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.

- Rocha, A. (2009). *La morfología fluvial y sus incidencias en la estabilidad de las obras viales*. Lima. Perú. Recuperado de http://www.imefen.uni.edu.pe/Temas_interes/ROCHA/Albert_Einstein_y_los_medanos.pdf.
- Tarazona, H. (2016). *Modelamiento hidrológico de la cuenca del río Ica con fines de inundaciones en a la ciudad de Ica*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Agraria La Molina]. Lima. Perú. <http://repositorio.la.molina.edu.pe>
- Terry, M. (2019). *Modelamiento Hidrológico e hidráulico del Río Runichinchay para el diseño del puente Runichinchay, provincia de huari*. Ancash. [Tesis de grado, Universidad Nacional Agraria La Molina]. Lima. Perú. <http://repositorio.la.molina.edu.pe>
- UNICEF. (2017). *Lluvias e inundaciones: Fenómeno El Niño - 2017*. Recuperado de <https://www.unicef.org/peru/emergencias/lluvias-inundaciones-fenomeno-el-nino-2017>.
- Vargas, P. (2009). *El cambio climático y sus efectos en el Perú*. Lima: Banco Central de Reserva del Perú.
- Villon, M. (2002). *Hidrología*. Costa Rica: Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Villon, M. (2007). *Hidráulica de canales*. Edición Villón.
- Villon, M. (s.f.). *Hidrología Estadística*. Lima. Perú.
- Weiss, L.L. (1964). *Ratio of True Fixed-Interval Maximum Rainfall*. Proceedings of the ASCE, Journal of Hydraulics División. 90(1): 77 - 82. <https://doi.org/10.1061/JYCEAJ.0001008>

VIII. ANEXOS

Anexo 1: Estaciones Pluviométricas

Estación Chamana

Senamhi DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS

ESTACION : CHAMANA / 150900 / DZ-04
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT. : 10° 12' 5" S
 LONG. : 77° 33' 0" W
 ALT. : 1260 msnm

DPTO. : ANCASH
 PROV. : RECUAY
 DIST. : LLACLIN

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1994	4.2	5.5	1.9	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7
1995	4.9	2.5	3.2	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	0.8	1.8
1996	4.0	5.0	8.7	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.9	0.5	2.5
1997	4.6	4.1	1.2	1.6	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	1.9	1.1	7.8
1998	17.0	16.0	20.5	2.5	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	1.4	0.8	1.2
1999	2.5	24.7	5.9	3.3	4.7	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	0.0	4.4
2000	9.6	4.5	9.4	1.3	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	S/D
2001	3.8	8.0	S/D	12.8	S/D	S/D	0.0	S/D	0.0	1.1	2.0	1.7
2002	0.9	18.3	4.0	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	0.5	2.2	0.3
2003	3.9	3.6	4.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	8.5
2004	2.9	9.0	4.0	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.6	5.1
2005	2.6	2.2	2.7	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.9	2.4
2006	6.7	4.0	8.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	0.0	3.5
2007	2.1	7.0	6.0	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	S/D	0.0	0.0	2.5

INFORMACION PREPARADA PARA: EUROCONSULT SUCURSAL PERU
 LIMA, 22 de Octubre de 2020
 N° PRES / SOUC PROC 2020/000002/000/000000 N° IMPRESION 5181

Senamhi DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS

ESTACION : CHAMANA / 150900 / DZ-04
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT. : 10° 12' 5" S
 LONG. : 77° 33' 0" W
 ALT. : 1260 msnm

DPTO. : ANCASH
 PROV. : RECUAY
 DIST. : LLACLIN

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
2008	8.6	5.8	8.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	4.0	1.0
2009	8.5	10.1	10.0	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	2.0	0.0
2010	6.0	5.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0
2011	9.0	2.5	3.5	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5	4.0
2012	3.4	10.0	10.0	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	7.6	1.5	0.0
2013	0.5	1.6	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	0.0
2014	8.6	10.0	10.0	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0
2015	8.0	30.0	60.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	8.0	0.6	9.5
2016	9.2	8.4	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.0
2017	10.0	10.9	46.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	0.6	1.7
2018	8.7	11.7	4.6	0.9	0.6	0.4	0.0	0.0	0.0	0.6	4.5	1.8
2019	3.0	23.0	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	0.0	0.0	0.7

INFORMACION PREPARADA PARA: EUROCONSULT SUCURSAL PERU
 LIMA, 22 de Octubre de 2020

Figura 79: Datos de precipitaciones máximas en 24 horas - Estación Chamana

Fuente: SENAMHI

Estación Chiquian

Senamhi DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS

ESTACION : CHQUIAN / 000538 / DZ-04
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT. : 10° 8' 8" S
 LONG. : 77° 9' 1" W
 ALT. : 3386 msnm

DPTO. : ANCASH
 PROV. : BOLOGNESI
 DIST. : CHQUIAN

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1995	15.2	20.5	12.5	16.5	S/D	2.5	0.0	0.0	2.8	6.5	23.0	18.5
1996	15.0	24.0	20.0	14.5	4.0	0.0	0.0	S/D	1.5	9.0	9.6	16.0
1997	11.5	20.0	8.5	14.5	3.5	0.0	0.0	2.8	10.5	11.0	12.2	20.0
1998	22.7	24.0	19.7	12.4	5.0	0.0	0.0	0.0	6.5	13.5	6.5	16.0
1999	14.0	18.0	14.5	8.5	6.5	3.2	0.0	0.0	5.5	6.5	9.0	S/D
2000	11.0	16.6	10.5	6.5	8.0	0.0	0.0	12.0	14.5	12.0	12.5	12.0
2001	13.0	15.0	14.0	10.0	5.0	0.0	2.5	0.0	8.0	28.0	17.0	12.5
2003	10.5	10.0	11.5	8.5	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	6.1	10.4
2004	8.5	10.2	12.0	S/D	S/D	3.0	0.0	S/D	15.0	8.0	15.5	9.5
2005	7.0	S/D	10.5	9.0	3.0	0.0	0.0	2.5	0.0	10.0	8.0	12.0
2006	10.4	12.0	10.3	12.0	3.0	4.5	0.0	0.0	S/D	6.5	8.0	10.0
2007	8.5	5.0	11.5	15.5	7.0	0.0	S/D	0.0	0.0	8.0	4.2	5.2
2008	S/D	10.5	7.2	5.0	1.0	0.0	0.0	0.0	2.0	5.0	4.5	5.0
2009	7.5	9.2	10.2	12.0	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.5	5.0	6.3

Senamhi DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS

ESTACION : CHQUIAN / 000538 / DZ-04
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT. : 10° 8' 8" S
 LONG. : 77° 9' 1" W
 ALT. : 3386 msnm

DPTO. : ANCASH
 PROV. : BOLOGNESI
 DIST. : CHQUIAN

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
2010	6.0	6.3	6.0	4.2	0.0	2.5	0.0	0.0	7.0	4.0	4.5	8.0
2011	10.2	6.0	20.0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	20.0	10.3
2012	8.0	10.5	19.0	10.0	8.0	0.0	0.0	0.0	7.0	3.5	6.5	20.0
2013	10.0	12.0	10.5	6.5	3.5	0.0	0.0	0.0	3.0	10.0	7.5	10.5
2014	12.0	13.0	20.0	7.0	8.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	14.2
2015	14.2	6.0	15.5	12.0	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	S/D	10.0
2016	4.0	15.0	15.0	16.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	5.2	0.0	10.0
2017	14.3	19.2	41.5	11.5	17.3	0.0	0.0	0.0	12.2	17.5	0.0	13.0
2018	26.0	20.0	16.6	12.6	2.0	0.0	0.0	S/D	S/D	10.0	8.0	8.0
2019	25.1	16.2	25.0	21.0	6.2	0.0	0.0	0.0	3.2	10.0	14.2	22.0

Figura 80: Datos de precipitaciones máximas en 24 horas - Estación Chiquian

Fuente: SENAMHI

Estación Malvas

Senamhi OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION : MALVAS / 150901 / DRE-04
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT : 9° 56' S
 LONG : 77° 39' W
 ALT : 3500 msnm

DPTO : ANCASH
 PROV : HUARMEY
 DIST : MALVAS

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1982	10.0	10.3	65.0	50.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	100.5	10.5	10.0
1983	20.8	114.3	130.5	10.8	10.7	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5	6.0	14.5
1984	20.5	18.2	29.4	3.5	6.0	1.2	0.0	0.0	3.0	9.0	S/D	S/D
1985	10.0	14.0	23.0	8.5	3.0	0.0	0.0	0.0	5.5	4.0	4.5	13.5
1986	8.5	13.5	11.0	8.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	0.0	4.5	19.5
1987	27.5	15.0	25.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	10.5
1988	S/D	S/D	21.5	15.0	4.5	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	6.5	16.0
1989	15.0	38.9	20.0	7.6	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0	7.8	4.5	19.5
1990	10.4	17.0	10.0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	7.0	6.5	10.0
1991	8.7	16.1	20.0	18.6	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	17.6	4.3	7.0
1992	12.0	21.1	19.5	13.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	3.0	0.8	8.5
1993	11.4	21.5	24.0	11.5	3.0	0.0	0.0	0.0	0.4	5.8	6.3	10.8
1994	8.7	11.4	17.8	9.7	12.8	0.0	0.0	0.0	3.0	0.6	3.0	15.0
1995	7.6	10.0	8.8	6.8	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	5.9	4.2	6.6
1996	18.5	24.5	15.8	11.7	4.2	0.0	0.0	0.0	0.2	3.5	2.8	1.4
1997	8.4	13.7	15.0	12.2	8.1	0.0	0.0	0.0	2.4	3.4	13.3	17.6
1998	26.4	50.8	29.3	18.8	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	0.6	15.0

INFORMACION PREPARADA PARA : APIA XXI S.A.
 LIMA - 15 DE JUNIO DEL 2009

PROHIBIDA SU REPRODUCCION PARCIAL O TOTAL

Senamhi OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION : MALVAS / 150901 / DRE-04
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT : 9° 56' S
 LONG : 77° 39' W
 ALT : 3500 msnm

DPTO : ANCASH
 PROV : HUARMEY
 DIST : MALVAS

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1999	14.5	32.7	12.1	11.0	7.2	0.0	0.0	0.0	4.2	6.5	6.3	4.2
2000	16.3	35.0	14.8	9.3	2.6	0.0	0.0	2.1	7.8	2.6	5.7	12.1
2001	18.2	17.3	18.0	11.2	2.3	0.0	0.0	0.0	1.9	4.0	4.5	7.1
2002	11.7	53.4	18.1	19.7	0.6	1.3	0.0	0.0	2.0	4.1	S/D	S/D
2003	S/D	9.0	9.8	6.1	1.3	0.3	1.0	0.0	0.0	3.6	4.5	10.3
2004	12.8	12.3	10.3	6.6	0.0	0.4	0.0	0.0	6.4	4.8	12.6	12.0
2005	13.0	11.2	9.6	8.4	S/D	0.0	0.0	0.0	0.0	6.6	0.0	16.0
2006	14.3	20.4	13.5	14.9	0.2	0.0	0.0	0.3	0.5	3.0	10.8	14.0
2007	11.5	14.2	21.6	9.2	4.2	0.4	0.0	0.0	0.0	3.1	1.3	5.3
2008	9.1	12.6	39.0	31.8	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	4.1	6.6	5.8

PROHIBIDA SU REPRODUCCION PARCIAL O TOTAL

Senamhi DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS

ESTACION : MALVAS / 150901 / DZ-04
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT : 9° 55' S
 LONG : 77° 39' W
 ALT : 2979 msnm

DPTO : ANCASH
 PROV : HUARMEY
 DIST : MALVAS

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
2016	20.3	21.7	9.4	10.0	2.7	1.2	0.0	0.0	3.0	0.0	0.0	2.9
2017	38.5	19.0	31.0	7.2	1.2	1.0	0.0	0.0	4.9	7.5	4.1	7.0
2018	12.1	19.2	12.6	8.9	4.1	2.5	0.0	0.0	0.0	5.3	5.4	8.3
2019	16.5	29.0	9.9	2.8	2.5	2.5	1.5	0.0	4.8	5.5	2.5	7.8

PROHIBIDA SU REPRODUCCION PARCIAL O TOTAL



DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS



ESTACION : MALVAS /150901/ DZ-04
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HRS (mm)

LONG. : 77° 39' "W"
 LAT. : 09° 56' "S"
 ALT. : 3500 msnm

DPTO. : ANCASH
 PROV. : HUARMEY
 DIST. : MALVAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2009	21.1	36.2	29.1	8.1	0.0	0.0	0.0	0.0	5.5	6.6	8.0	5.4
2010	8.2	14.3	20.0	12.0	6.9	0.1	0.0	0.0	3.4	1.8	4.8	18.0
2011	11.3	10.5	8.5	10.2	0.0	0.0	0.8	0.0	0.4	1.0	4.9	9.5
2012	8.6	17.8	42.2	10.8	0.2	0.1	0.0	0.0	3.5	13.3	7.5	6.2
2013	3.3	14.5	13.7	5.4	1.3	0.0	0.0	0.0	1.8	4.7	8.7	12.6
2014	17.2	13.5	12.9	5.8	9.3	0.0	0.2	0.4	3.1	3.3	9.5	10.2
2015	9.2	12.7	25.0	8.4	0.5	0.3	0.0	0.0	1.0	6.0	4.8	13.4

SD = Sin Data

INFORMACION PREPARADA PARA EUROCONSULT SUCURSAL PERU
 LIMA, 10 DE OCTUBRE DEL 2017

N° PRES/SOLIC: 20170900006/20171000010

3277



PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN
 TOTAL O PARCIAL

Figura 81: Datos de precipitaciones máximas en 24 horas - Estación Malvas

Fuente: SENAMHI

Estación Mayorarca



DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS



ESTACION : MAYORARCA /150903/ DZ-04
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HRS (mm)

LONG. : 77° 25' "W"
 LAT. : 10° 09' "S"
 ALT. : 3351 msnm

DPTO. : ANCASH
 PROV. : BOLOGNESI
 DIST. : CAJACAY

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1988	7.7	15.6	10.0	7.5	4.1	0.0	S/D	S/D	S/D	5.0	5.9	10.7
1989	10.0	14.5	11.6	11.1	5.7	0.0	0.0	5.3	6.5	10.0	3.1	23.7
1990	8.4	10.9	10.0	1.0	4.8	5.6	0.0	0.0	2.2	11.5	8.1	10.0
1991	8.9	12.7	10.0	13.3	3.2	0.0	0.7	0.0	0.0	13.5	10.0	8.6
1992	10.0	10.4	10.0	7.2	6.2	0.0	0.0	0.0	0.0	8.5	5.9	3.2
1993	8.7	17.3	25.0	12.7	5.2	0.0	0.0	0.0	5.0	10.1	14.7	12.4
1994	11.8	14.3	12.0	9.3	7.1	0.0	0.0	0.0	0.0	2.2	11.0	10.2
1996	23.2	17.4	24.5	6.3	4.6	0.0	0.0	0.0	2.3	5.6	6.5	11.2
1997	12.7	14.6	10.0	6.3	3.4	0.0	0.0	0.0	3.2	10.0	10.0	13.9
1998	22.0	15.8	22.7	9.7	0.0	0.0	0.0	0.0	2.2	8.6	2.5	5.2
1999	14.5	18.7	7.3	5.5	5.5	4.5	2.2	0.0	3.4	4.4	12.9	14.7
2000	9.5	14.4	14.5	8.4	4.4	0.0	0.0	2.2	5.3	5.3	6.9	11.4
2001	15.9	10.7	9.4	6.5	2.2	0.0	0.0	0.0	6.4	12.9	11.8	6.5
2002	6.3	12.8	11.7	8.9	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	8.0	11.5	9.2

SD = Sin Data

INFORMACION PREPARADA PARA EUROCONSULT SUCURSAL PERU
 LIMA, 10 DE OCTUBRE DEL 2017

N° PRES/SOLIC: 20170900006/20171000010

3281



PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN
 TOTAL O PARCIAL



DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS



ESTACION : MAYORARCA / 150903/ DZ-04
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HRS (mm)

LONG. : 77° 25' "W"
 LAT. : 10° 09' "S"
 ALT. : 3351 msnm

DPTO. : ANCASH
 PROV. : BOLOGNESI
 DIST. : CAJACAY

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2003	9.4	20.6	11.6	13.6	0.3	0.0	1.2	0.0	0.1	7.2	6.7	17.8
2004	7.4	14.2	9.6	13.9	0.0	1.2	0.6	0.0	2.3	10.5	8.9	13.6
2005	11.1	6.6	10.2	3.4	2.2	0.0	0.0	1.3	0.0	2.9	14.0	15.5
2006	13.6	22.6	15.1	11.5	0.0	0.0	0.0	4.2	1.2	3.5	4.2	11.0
2007	9.0	12.0	12.2	15.7	6.8	0.0	0.0	0.0	0.0	7.3	3.3	8.5
2008	18.2	16.5	16.0	6.2	0.0	6.5	0.0	0.0	0.0	4.3	7.0	15.2
2009	17.1	21.6	20.2	8.3	1.8	0.0	0.0	1.3	0.0	15.6	15.1	13.6
2010	17.1	10.2	16.4	9.2	0.4	2.4	0.0	1.1	2.8	4.7	8.1	14.4
2011	19.1	7.5	9.3	16.0	0.0	0.0	S/D	0.0	0.2	0.5	8.9	13.3
2012	15.9	20.5	11.5	15.0	4.6	0.0	0.0	0.0	3.2	3.7	7.6	13.4
2013	18.6	25.6	17.8	7.2	0.5	0.0	0.7	0.0	0.0	11.8	14.6	10.5
2014	11.9	12.2	16.5	7.1	7.8	0.0	0.0	2.1	3.0	4.3	11.1	21.0
2015	12.5	13.2	21.4	22.1	13.4	8.1	0.0	4.8	1.0	9.6	15.3	35.1
2016	9.0	26.2	21.9	11.0	5.2	0.0	0.0	0.0	2.7	4.1	0.0	25.3

INFORMACION PREPARADA PARA EUROCONSULTA SUCURSAL PERU
 LIMA, 10 DE OCTUBRE DEL 2017



PROHIBIDA SU REPRODUCCION
 TOTAL O PARCIAL

N° PRES/SOLIC. 20170800008-02171000010

3283

VÁLIDO SÓLO EN ORIGINAL

Figura 82: Datos de precipitaciones máximas en 24 horas - Estación Mayorarca

Fuente: SENAMHI

Estación Ocos

Senamhi DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS

ESTACION : OCOS / 155105 / DZ-04
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LONG. : 10° 24' 33"
 LAT. : 77° 24' 44"
 ALT. : 3249 msnm

DPTO. : ANCASH
 PROV. : OCOROS
 DIST. : OCOROS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2009	18.7	39.0	27.7	14.0	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	4.5	9.5
2010	18.7	12.0	5.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.2
2011	9.8	12.9	7.2	15.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.8	5.0
2012	8.0	17.5	10.8	8.9	0.0	0.0	0.0	0.0	5.5	14.5	6.0	11.0
2013	8.0	15.3	12.0	3.2	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	4.8	1.4	4.0
2014	7.8	7.4	15.0	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	0.0	14.0	17.2
2015	12.3	13.2	29.0	14.6	0.0	0.0	0.0	0.0	3.2	2.6	1.6	15.4
2016	8.4	10.2	13.6	10.2	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	0.0	14.4
2017	15.5	14.8	19.5	10.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.5	4.2	0.0
2018	12.0	18.8	16.0	14.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.2	0.0	6.2
2019	9.5	20.6	6.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.2	14.8	0.0	8.4

INFORMACION PREPARADA PARA EUROCONSULTA SUCURSAL PERU
 LIMA, 22 de Octubre de 2020

N° PRES / SOLIC. PROC. 202010000320201000039 N° IMPRESION 5187

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION : OCROS / PLU-5105/DRE-04 LAT. : 10° 24' "S" DPTO. : ANCASH
PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) LONG. : 77° 24' "W" PROV. : BOLOGNESI
ALT. : 3230 msnm. DIST. : OCROS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1965	0,6	0,4	0,4	0,0	0,3	0,0	0,3	0,6	0,7	0,0	0,3	0,3
1966	0,3	0,3	0,5	S/D	T	0,0	0,0	0,0	T	S/D	0,0	2,4
1967	15,3	25,5	8,5	11,4	8,3	0,0	6,1	0,0	3,3	9,9	0,0	10,5
1968	14,5	6,5	9,6	7,7	3,8	0,0	0,0	T	T	T	T	T
1969	2,1	21,6	15,4	13,8	0,0	0,0	0,0	0,0	T	0,0	0,0	29,4
1970	48,7	7,4	27,1	3,4	3,1	1,0	0,0	0,0	0,0	7,0	8,2	5,3
1971	6,7	11,4	20,9	9,2	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	3,1	3,1	9,2
1972	13,1	24,7	23,2	7,4	0,0	0,0	1,5	T	1,3	3,4	11,4	16,8
1973	25,0	8,0	13,0	7,4	7,2	0,0	1,4	1,5	7,0	6,3	3,1	11,6
1974	13,9	12,9	7,4	3,2	0,0	0,0	0,0	0,0	T	3,1	0,0	2,1
1975	10,3	14,2	36,6	4,1	T	0,0	0,0	0,1	0,0	3,2	5,1	4,4
1976	10,7	14,2	16,6	5,7	0,0	5,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	8,4
1977	10,4	18,3	11,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	T	9,1
1978	0,7	12,1	13,4	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5	0,3	7,5
1979	3,4	7,6	15,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	19,5	0,0	9,4
1980	20,6	3,4	6,9	3,6	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	8,8	5,6	0,0
1981	12,4	24,0	13,8	8,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	12,4	14,8	9,5
1982	7,1	136,0	10,6	10,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10,5	10,1	12,5
1983	9,3	15,1	28,7	16,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	11,9	8,4
1984	8,3	22,1	25,0	4,5	3,4	0,0	0,0	0,0	0,0	7,2	0,0	6,4

PROHIBIDA SU REPRODUCCION PARCIAL O TOTAL



OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION : OCROS / 155105 / DRE-04 LAT. : 10° 24' "S" DPTO. : ANCASH
PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) LONG. : 77° 24' "W" PROV. : OCROS
ALT. : 3230 msnm. DIST. : OCROS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1985	0,0	20,3	9,1	5,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	5,6
1986	10,9	10,4	S/D	12,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,3
1987	16,3	12,4	8,4	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	5,6	8,6
1988	13,2	12,3	12,2	8,4	8,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	6,5
1989	21,1	15,6	9,0	4,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,3	0,0	0,0
1990	10,3	4,8	12,1	0,0	5,2	0,0	0,0	0,0	0,0	5,2	17,5	12,1
1991	7,2	10,2	22,4	4,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	6,2	8,4	5,3
1992	5,3	5,1	8,3	5,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	6,4	0,0	8,4
1993	7,5	7,2	30,5	9,7	0,0	0,0	0,0	3,4	0,0	5,4	4,6	8,3
1994	7,4	10,2	7,5	6,2	5,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,5	8,7
1995	14,7	18,7	6,5	2,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,7	5,8
1996	25,9	18,8	16,4	12,1	3,5	0,0	0,0	0,0	0,0	2,9	0,7	3,4
1997	9,1	12,2	4,5	6,0	5,2	0,0	0,0	0,0	11,3	7,2	16,1	19,3
1998	18,5	22,2	20,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9,1	3,1	2,8	5,5

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION : OCROS / 155105 / DRE-04 LAT. : 10° 24' "S" DPTO. : ANCASH
PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) LONG. : 77° 24' "W" PROV. : OCROS
ALT. : 3230 msnm. DIST. : OCROS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1999	10,7	20,2	10,1	11,0	7,2	0,8	0,0	0,0	6,3	9,6	1,4	8,5
2000	10,0	19,5	9,3	8,5	2,8	0,0	0,0	0,0	1,6	4,1	5,7	33,1
2001	12,3	19,5	16,2	16,2	0,0	0,0	0,0	0,0	2,1	3,4	6,8	3,1
2002	6,3	18,8	9,7	5,6	0,0	0,0	0,0	0,0	4,5	4,6	6,0	6,4
2003	7,0	9,6	12,7	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,5	3,0	11,0
2004	12,0	26,7	9,7	3,0	2,4	0,0	0,0	0,0	2,2	7,1	5,6	9,5
2005	10,7	5,6	8,3	7,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,0	7,7
2006	19,0	8,5	10,5	11,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,4	4,3	6,8
2007	8,5	14,5	13,8	10,6	4,5	0,0	0,0	0,0	0,0	4,8	3,6	2,5
2008	6,1	19,4	12,5	8,8	0,0	1,6	0,0	0,0	0,0	1,8	7,8	3,8

Figura 83: Datos de precipitaciones máximas en 24 horas - Estación Ocros

Fuente: SENAMHI

Anexo 2: Prueba de datos dudosos

Estación Chamana

Tabla 66: Prueba de datos dudosos - Estación Chamana

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log (P24hr)
1994	5.50	0.74
1995	4.90	0.69
1996	8.70	0.94
1997	7.80	0.89
1998	20.50	1.31
1999	24.70	1.39
2000	9.60	0.98
2001	12.80	1.11
2002	18.30	1.26
2003	8.50	0.93
2004	9.00	0.95
2005	2.70	0.43
2006	8.60	0.93
2007	7.00	0.85
2008	8.60	0.93
2009	10.10	1.00
2010	6.00	0.78
2011	9.00	0.95
2012	10.00	1.00
2013	10.00	1.00
2014	10.00	1.00
2015	60.00	1.78
2016	9.20	0.96
2017	46.00	1.66
2018	11.70	1.07
2019	23.00	1.36

Mínimo Valor

Maximo Valor

Número de registros	26
Precipitación media	13.93
Precipitación máxima	60.00
Precipitación mínima	2.70
Desviación estándar de la muestra	12.82
Media de logaritmos de registros	1.04
Desviación estándar de logaritmos de registros	0.29
Coficiente al nivel de significación de 5% (Kn)	2.50
Logaritmo del límite superior	1.76
Logaritmo de límite inferior	0.31

Limite superior	57.04	Verificar Ok
Limite inferior	2.06	

Se observa que existen valores de precipitación máxima en 24 horas fuera del límite superior.

Estación Chiquian

Tabla 67: Prueba de datos dudosos – Estación Chiquian

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log (P24hr)	
1995	23.00	1.36	
1996	24.00	1.38	
1997	20.00	1.30	
1998	24.00	1.38	
1999	18.00	1.26	
2000	16.60	1.22	
2001	28.00	1.45	
2003	11.50	1.06	
2004	15.50	1.19	
2005	12.00	1.08	
2006	12.00	1.08	
2007	15.50	1.19	
2008	10.50	1.02	
2009	12.00	1.08	
2010	8.00	0.90	Mínimo valor
2011	30.00	1.48	
2012	20.00	1.30	
2013	12.00	1.08	
2014	20.00	1.30	
2015	15.50	1.19	
2016	16.00	1.20	
2017	41.50	1.62	Máximo valor
2018	26.00	1.41	
2019	25.10	1.40	

Número de registros	24
Precipitación media	19.03
Precipitación máxima	41.50
Precipitación mínima	8.00
Desviación estándar de la muestra	7.69
Media de logaritmos de registros	1.25
Desviación estándar de logaritmos de registros	0.17
Coficiente al nivel de significación de 5% (Kn)	2.47
Logaritmo del límite superior	1.67
Logaritmo de límite inferior	0.83

Limite superior	46.55	Ok
Limite inferior	6.708	Ok

Se observa que todos lo valores de precipitación máxima en 24 horas se encuentran dentro de los limites.

Estación Malvas

Tabla 68: Prueba de datos dudosos - Estación Malvas

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log (P24hr)	
1982	100.50	2.00	
1983	130.50	2.12	Máximo Valor
1984	29.40	1.47	
1985	23.00	1.36	
1986	19.50	1.29	
1987	27.50	1.44	
1988	21.50	1.33	
1989	38.90	1.59	
1990	17.00	1.23	
1991	20.00	1.30	
1992	21.10	1.32	
1993	24.00	1.38	
1994	17.80	1.25	
1995	10.00	1.00	Mínimo Valor
1996	24.50	1.39	
1997	17.60	1.25	
1998	50.80	1.71	
1999	32.70	1.51	
2000	35.00	1.54	
2001	18.20	1.26	
2002	53.40	1.73	
2003	10.30	1.01	
2004	12.80	1.11	
2005	16.00	1.20	
2006	20.40	1.31	
2007	21.60	1.33	
2008	39.00	1.59	
2009	36.20	1.56	
2010	20.00	1.30	
2011	11.30	1.05	
2012	42.20	1.63	
2013	14.50	1.16	
2014	17.20	1.24	
2015	25.00	1.40	
2016	21.70	1.34	
2017	38.50	1.59	
2018	19.20	1.28	
2019	29.00	1.46	

Número de registros	38
Precipitación media	29.68
Precipitación máxima	130.50
Precipitación mínima	10.00
Desviación estándar de la muestra	23.31
Media de logaritmos de registros	1.40
Desviación estándar de logaritmos de registros	0.24
Coefficiente al nivel de significación de 5% (I)	2.66
Logaritmo del límite superior	2.03
Logaritmo de límite inferior	0.76

Límite superior	107.38	Verificar Ok
Límite inferior	5.758	

Se observa que existen valores de precipitación máxima en 24 horas fuera del límite superior.

Estación Mayorarca

Tabla 69: Prueba de datos dudosos - Estación Mayorarca

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log (P24hr)
1988	15.60	1.19
1989	23.70	1.37
1990	11.50	1.06
1991	13.50	1.13
1992	10.40	1.02
1993	25.00	1.40
1994	14.30	1.16
1996	24.50	1.39
1997	14.60	1.16
1998	22.70	1.36
1999	18.70	1.27
2000	14.50	1.16
2001	15.90	1.20
2002	12.80	1.11
2003	20.60	1.31
2004	14.20	1.15
2005	15.50	1.19
2006	22.60	1.35
2007	15.70	1.20
2008	18.20	1.26
2009	21.60	1.33
2010	17.10	1.23
2011	19.10	1.28
2012	20.50	1.31
2013	25.60	1.41
2014	21.00	1.32
2015	35.10	1.55
2016	26.20	1.42
2017	36.60	1.56
2018	29.20	1.47
2019	26.10	1.42

Mínimo Valor

Máximo Valor

Número de registros	31
Precipitación media	20.08
Precipitación máxima	36.60
Precipitación mínima	10.40
Desviación estándar de la muestra	6.44
Media de logaritmos de registros	1.28
Desviación estándar de logaritmos de registros	0.14
Coficiente al nivel de significación de 5% (Kn)	2.58
Logaritmo del límite superior	1.63
Logaritmo de límite inferior	0.93

Limite superior	42.85	Ok
Limite inferior	8.557	Ok

Se observa que todos lo valores de precipitación máxima en 24 horas se encuentran dentro de los limites.

Estación Ocros

Tabla 70: Prueba de datos dudosos - Estación Ocros

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log (P24hr)	
1965	0.70	-0.15	Mínimo Valor
1966	2.40	0.38	
1967	25.50	1.41	
1968	14.50	1.16	
1969	29.40	1.47	
1970	48.70	1.69	
1971	20.90	1.32	
1972	24.70	1.39	
1973	25.00	1.40	
1974	13.90	1.14	
1975	36.60	1.56	
1976	16.60	1.22	
1977	18.30	1.26	
1978	13.40	1.13	
1979	19.50	1.29	
1980	20.60	1.31	
1981	24.00	1.38	
1982	136.00	2.13	Máximo Valor
1983	28.70	1.46	
1984	25.00	1.40	
1985	20.30	1.31	
1986	12.40	1.09	
1987	16.30	1.21	
1988	13.20	1.12	
1989	21.10	1.32	
1990	17.50	1.24	
1991	22.40	1.35	
1992	8.40	0.92	
1993	30.50	1.48	
1994	10.20	1.01	
1995	18.70	1.27	
1996	25.90	1.41	
1997	19.30	1.29	
1998	22.20	1.35	
1999	20.20	1.31	
2000	15.50	1.19	
2001	19.50	1.29	
2002	18.80	1.27	
2003	12.70	1.10	
2004	25.70	1.41	
2005	10.70	1.03	
2006	19.00	1.28	
2007	14.50	1.16	
2008	19.40	1.29	
2009	39.00	1.59	
2010	18.70	1.27	
2011	15.20	1.18	
2012	17.5	1.24	
2013	15.3	1.18	
2014	17.2	1.24	
2015	29	1.46	
2016	14.4	1.16	
2017	19.5	1.29	
2018	18.8	1.27	
2019	20.6	1.31	

Número de registros	55
Precipitación media	21.89
Precipitación máx	136.00
Precipitación mínima	0.70
Desviación estándar de la muestra	17.60
Media de logaritmos de registros	1.26
Desviación estándar de logaritmos de registros	0.29
Coficiente al nivel de significación de 5% (Kn)	2.80
Logaritmo del límite superior	2.08
Logaritmo de límite inferior	0.44

Limite superior	121.06	Verificar
Limite inferior	2.729	Verificar

Se observa que existen valores de precipitación máxima en 24 horas fuera del límite superior e inferior.

Anexo 4: Análisis de Frecuencia y prueba de bondad de ajuste

Estación Chamana

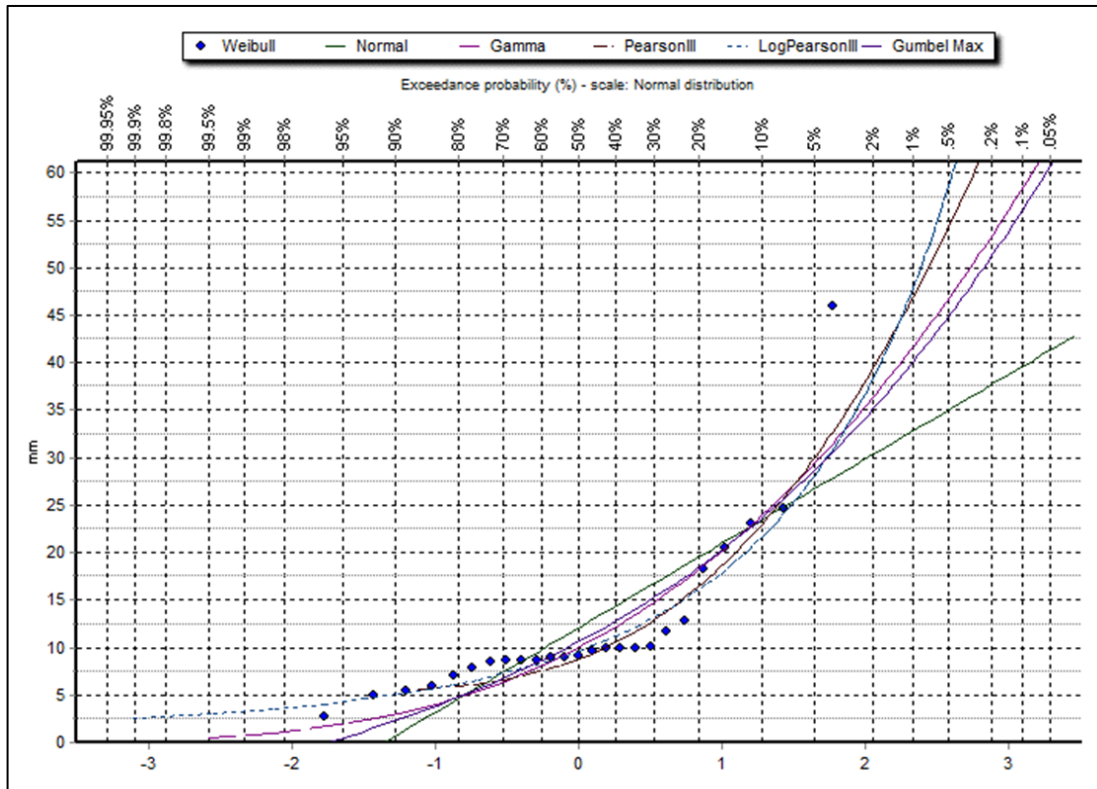


Figura 85: Curvas de ajuste de distribución - Estación Chamana

Fuente: Hydrognomon

Tabla 71: Test Kolmogorov - Smirnov - Estación Chamana

Distribuciones	Delta Calculado	Delta Estadístico	Nivel de significancia ($\alpha = 0.05$)
Log Pearson III	0.1606	0.272	Si se ajusta
LogNormal	0.1699	0.272	Si se ajusta
Pearson III	0.2104	0.272	Si se ajusta
Gumbel	0.2188	0.272	Si se ajusta
Normal	0.2807	0.272	No se ajusta

Estación Chiquian

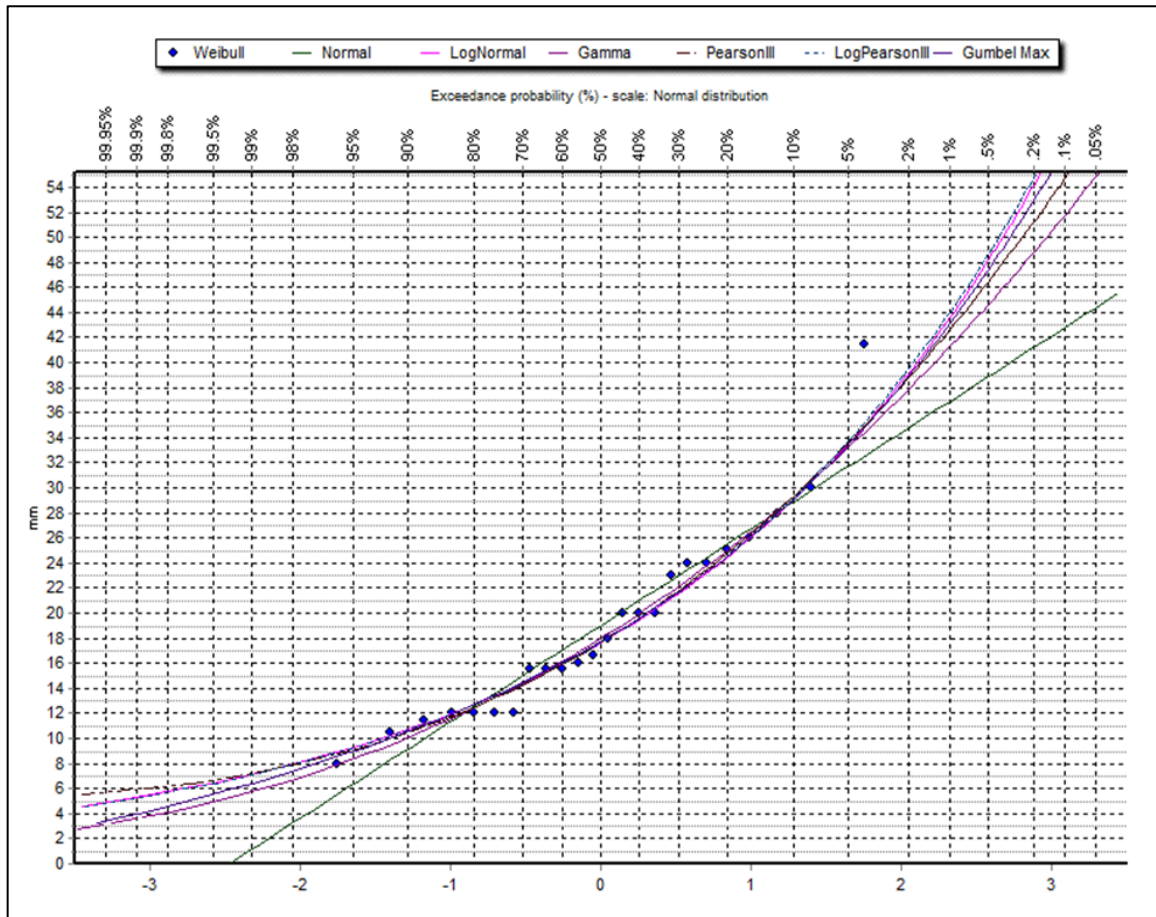


Figura 86: Curvas de ajuste de distribución - Estación Chiquian

Fuente: Hydrognomon

Tabla 72: Test Kolmogorov - Smirnov - Estación Chiquian

Distribuciones	Delta Calculado	Delta Estadístico	Nivel de significancia ($\alpha = 0.05$)
Normal	0.1039	0.2776	Si se ajusta
Pearson III	0.1067	0.2776	Si se ajusta
Gumbel	0.1166	0.2776	Si se ajusta
Log Pearson III	0.1179	0.2776	Si se ajusta
LogNormal	0.1190	0.2776	Si se ajusta

Estación Malvas

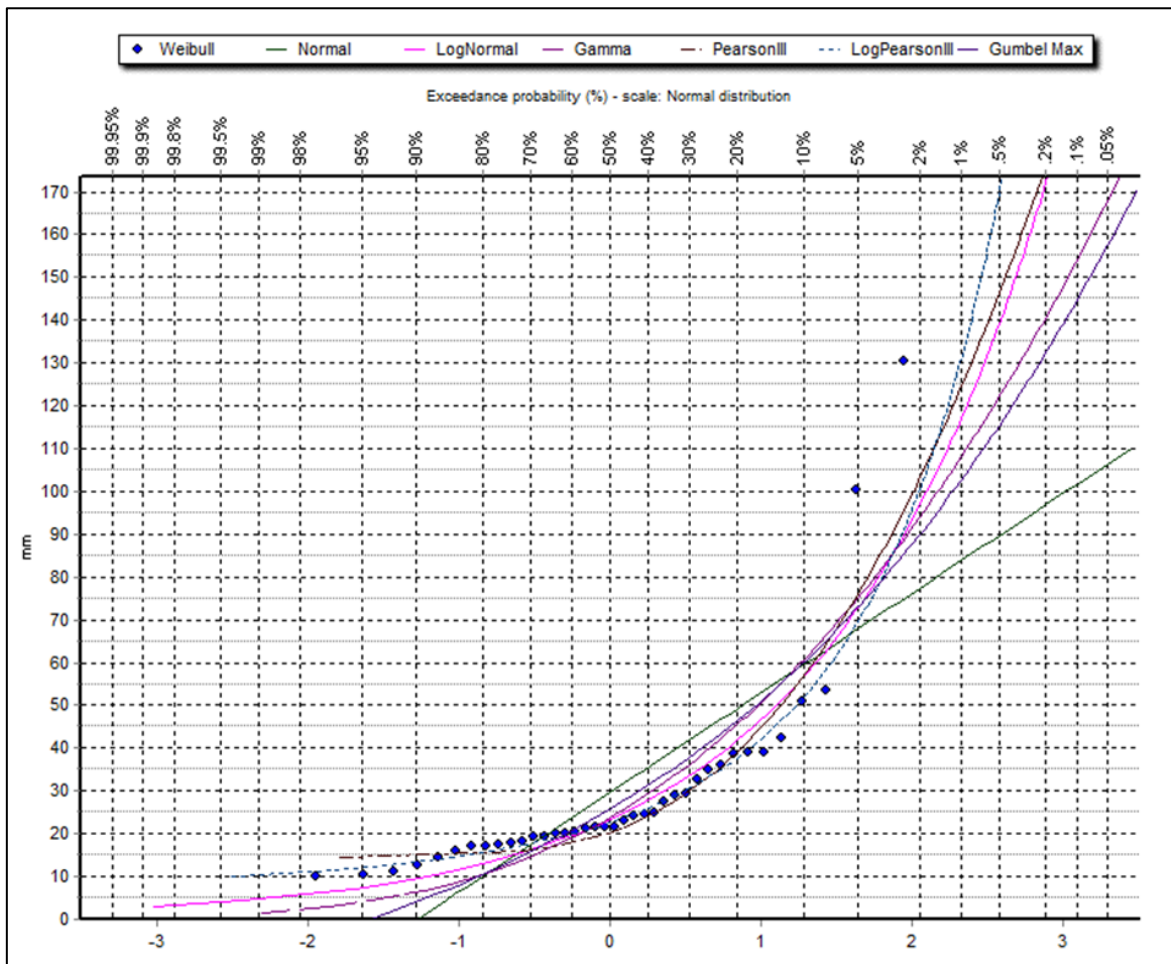


Figura 87: Curvas de ajuste de distribución - Estación Malvas

Fuente: Hydrognomon

Tabla 73: Test Kolmogorov - Smirnov - Estación Malvas

Distribuciones	Delta Calculado	Delta Estadístico	Nivel de significancia ($\alpha = 0.05$)
Log Pearson III	0.0882	0.2206	Si se ajusta
LogNormal	0.1442	0.2206	Si se ajusta
Gumbel	0.1554	0.2236	Si se ajusta
Pearson III	0.1787	0.2206	Si se ajusta
Normal	0.1971	0.2206	Si se ajusta

Estación Mayorarca

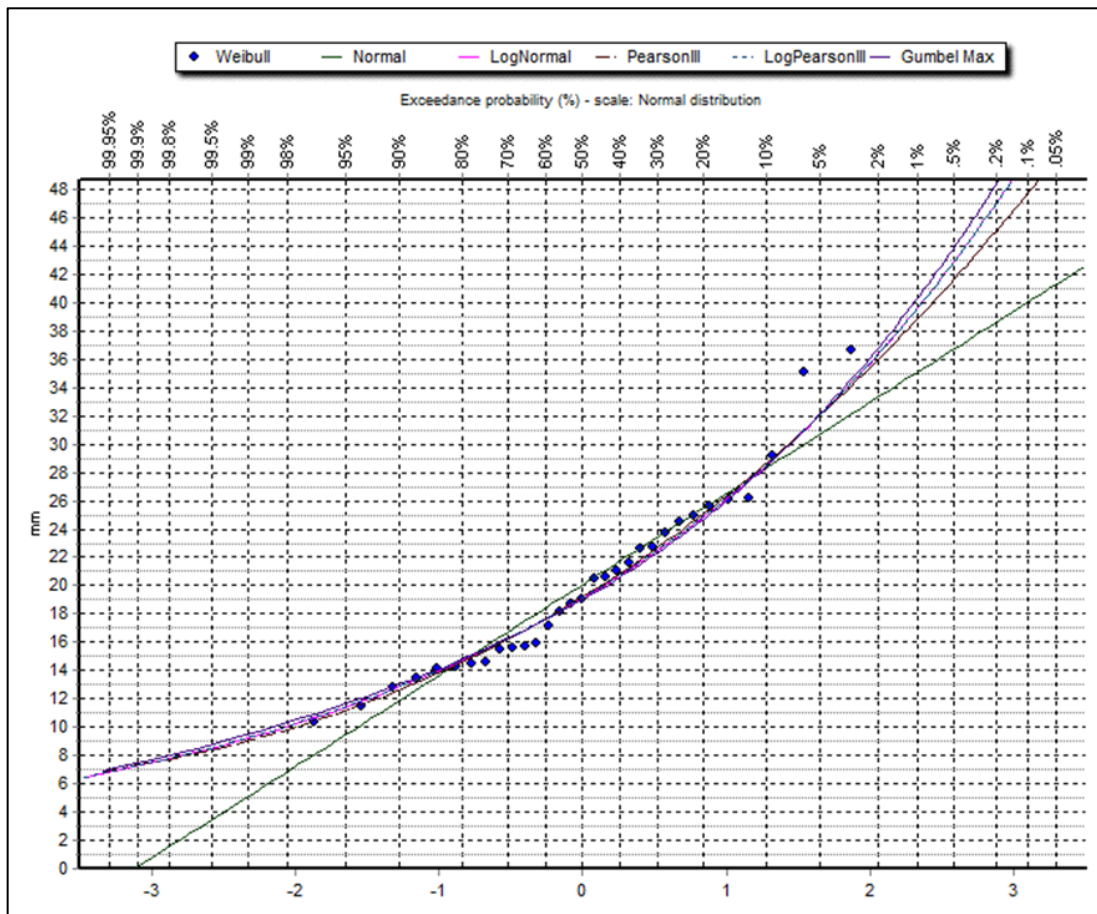


Figura 88: Curvas de ajuste de distribución - Estación Mayorarca

Fuente: Hydrognomon

Tabla 74: Test Kolmogorov - Smirnov - Estación Mayorarca

Distribuciones	Delta Calculado	Delta Estadístico	Nivel de significancia ($\alpha = 0.05$)
Pearson III	0.09301	0.2443	Si se ajusta
LogNormal	0.09737	0.2443	Si se ajusta
Log Pearson III	0.09912	0.2443	Si se ajusta
Gumbel	0.09989	0.2443	Si se ajusta
Normal	0.11696	0.2443	Si se ajusta

Estación Ocros

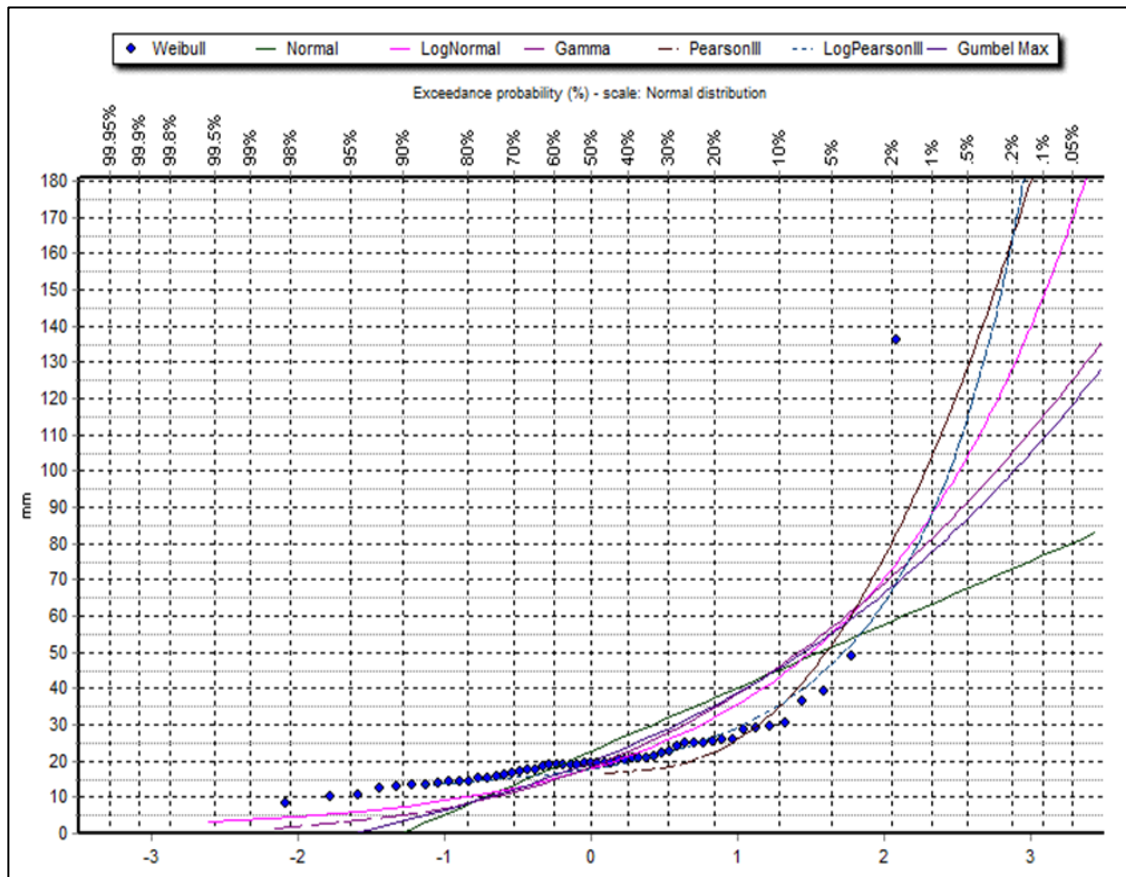


Figura 89: Curvas de ajuste de distribución - Estación Ocros

Fuente: Hydrognomon

Tabla 75: Test Kolmogorov - Smirnov - Estación Ocros

Distribuciones	Delta Calculado	Delta Estadístico	Nivel de significancia ($\alpha = 0.05$)
Log Pearson III	0.1582	0.1868	Si se ajusta
LogNormal	0.2201	0.1868	No se ajusta
Gumbel	0.2295	0.1868	No se ajusta
Normal	0.2597	0.1868	No se ajusta
Pearson III	0.3254	0.1868	No se ajusta

Anexo 5: Método de Dick & Pechske

Estación Chamana

Tabla 76: Precipitaciones Máximas (mm) en 24 horas en función a las duraciones - Chamana

Período de retorno (años)	Pp. Máx 24 hrs. (mm)	Duración (minutos)													
		5	10	20	30	60	90	120	180	240	360	480	600	720	1440
2	9.65	2.34	2.79	3.31	3.67	4.36	4.83	5.18	5.74	6.17	6.82	7.33	7.75	8.11	9.65
5	16.13	3.91	4.66	5.54	6.13	7.29	8.06	8.67	9.59	10.30	11.40	12.25	12.96	13.56	16.13
10	21.71	5.27	6.27	7.45	8.25	9.81	10.85	11.66	12.91	13.87	15.35	16.49	17.44	18.25	21.71
25	30.47	7.40	8.79	10.46	11.57	13.76	15.23	16.37	18.11	19.47	21.54	23.15	24.48	25.62	30.47
50	38.40	9.32	11.09	13.18	14.59	17.35	19.20	20.63	22.83	24.54	27.15	29.18	30.85	32.29	38.40
100	47.70	11.58	13.77	16.37	18.12	21.55	23.85	25.63	28.36	30.47	33.73	36.24	38.32	40.11	47.70
140	52.76	12.81	15.23	18.11	20.05	23.84	26.38	28.35	31.37	33.71	37.31	40.09	42.39	44.37	52.76
200	58.58	14.22	16.91	20.11	22.25	26.47	29.29	31.47	34.83	37.43	41.42	44.51	47.06	49.26	58.58
500	75.84	18.41	21.89	26.04	28.81	34.26	37.92	40.75	45.09	48.46	53.63	57.63	60.93	63.77	75.84

Tabla 77: Intensidades Máximas (mm/hr) en función a las duraciones - Chamana

Período de retorno (años)	Pp. Máx 24 hrs. (mm)	Duración (minutos)													
		5	10	20	30	60	90	120	180	240	360	480	600	720	1440
2	9.65	28.11	16.71	9.94	7.33	4.36	3.22	2.59	1.91	1.54	1.14	0.92	0.78	0.68	0.40
5	16.13	46.98	27.93	16.61	12.25	7.29	5.38	4.33	3.20	2.58	1.90	1.53	1.30	1.13	0.67
10	21.71	63.23	37.59	22.35	16.49	9.81	7.24	5.83	4.30	3.47	2.56	2.06	1.74	1.52	0.90
25	30.47	88.74	52.77	31.38	23.15	13.76	10.16	8.18	6.04	4.87	3.59	2.89	2.45	2.13	1.27
50	38.40	111.86	66.51	39.55	29.18	17.35	12.80	10.32	7.61	6.13	4.53	3.65	3.09	2.69	1.60
100	47.70	138.93	82.61	49.12	36.24	21.55	15.90	12.81	9.45	7.62	5.62	4.53	3.83	3.34	1.99
140	52.76	153.70	91.39	54.34	40.09	23.84	17.59	14.17	10.46	8.43	6.22	5.01	4.24	3.70	2.20
200	58.58	170.63	101.46	60.33	44.51	26.47	19.53	15.74	11.61	9.36	6.90	5.56	4.71	4.10	2.44
500	75.84	220.92	131.36	78.11	57.63	34.26	25.28	20.37	15.03	12.11	8.94	7.20	6.09	5.31	3.16

Estación Chiquian

Tabla 78: Precipitaciones Máximas (mm) en 24 horas en función a las duraciones - Chiquian

Período de retorno (años)	Pp. Max 24 hrs. (mm)	Duración (minutos)													
		5	10	20	30	60	90	120	180	240	360	480	600	720	1440
2	17.68	4.29	5.10	6.07	6.72	7.99	8.84	9.50	10.51	11.30	12.50	13.43	14.20	14.87	17.68
5	24.79	6.02	7.16	8.51	9.42	11.20	12.39	13.32	14.74	15.84	17.53	18.83	19.92	20.84	24.79
10	29.35	7.12	8.47	10.07	11.15	13.26	14.67	15.77	17.45	18.75	20.75	22.30	23.58	24.68	29.35
25	34.88	8.47	10.07	11.97	13.25	15.76	17.44	18.74	20.74	22.28	24.66	26.50	28.02	29.33	34.88
50	38.83	9.43	11.21	13.33	14.75	17.54	19.42	20.86	23.09	24.81	27.46	29.50	31.20	32.65	38.83
100	42.65	10.35	12.31	14.64	16.20	19.27	21.32	22.91	25.36	27.25	30.16	32.41	34.26	35.86	42.65
140	44.46	10.79	12.83	15.26	16.89	20.09	22.23	23.89	26.44	28.41	31.44	33.78	35.72	37.39	44.46
200	46.36	11.25	13.38	15.92	17.61	20.95	23.18	24.91	27.57	29.62	32.78	35.23	37.25	38.99	46.36
500	51.15	12.42	14.77	17.56	19.43	23.11	25.57	27.48	30.41	32.68	36.17	38.87	41.10	43.01	51.15

Tabla 79: Intensidades Máximas (mm/hr) en función a las duraciones - Chiquian

Período de retorno (años)	Pp. Máx 24 hrs. (mm)	Duración (minutos)													
		5	10	20	30	60	90	120	180	240	360	480	600	720	1440
2	17.68	51.50	30.62	18.21	13.43	7.99	5.89	4.75	3.50	2.82	2.08	1.68	1.42	1.24	0.74
5	24.79	72.21	42.93	25.53	18.83	11.20	8.26	6.66	4.91	3.96	2.92	2.35	1.99	1.74	1.03
10	29.35	85.48	50.83	30.22	22.30	13.26	9.78	7.88	5.82	4.69	3.46	2.79	2.36	2.06	1.22
25	34.88	101.59	60.41	35.92	26.50	15.76	11.63	9.37	6.91	5.57	4.11	3.31	2.80	2.44	1.45
50	38.83	113.11	67.26	39.99	29.50	17.54	12.94	10.43	7.70	6.20	4.58	3.69	3.12	2.72	1.62
100	42.65	124.23	73.87	43.92	32.41	19.27	14.22	11.46	8.45	6.81	5.03	4.05	3.43	2.99	1.78
140	44.46	129.51	77.01	45.79	33.78	20.09	14.82	11.94	8.81	7.10	5.24	4.22	3.57	3.12	1.85
200	46.36	135.05	80.30	47.75	35.23	20.95	15.45	12.45	9.19	7.41	5.46	4.40	3.72	3.25	1.93
500	51.15	149.00	88.59	52.68	38.87	23.11	17.05	13.74	10.14	8.17	6.03	4.86	4.11	3.58	2.13

Estación Malvas

Tabla 80: Precipitaciones Máximas (mm) en 24 horas en función a las duraciones - Malvas

Período de retorno (años)	Pp. Máx 24 hrs. (mm)	Duración (minutos)													
		5	10	20	30	60	90	120	180	240	360	480	600	720	1440
2	22.70	5.51	6.55	7.79	8.63	10.26	11.35	12.20	13.50	14.51	16.05	17.25	18.24	19.09	22.70
5	37.69	9.15	10.88	12.94	14.32	17.03	18.84	20.25	22.41	24.08	26.65	28.64	30.28	31.69	37.69
10	51.95	12.61	15.00	17.84	19.74	23.47	25.98	27.91	30.89	33.19	36.74	39.48	41.74	43.69	51.95
25	76.52	18.57	22.09	26.27	29.07	34.57	38.26	41.11	45.50	48.89	54.10	58.14	61.47	64.34	76.52
50	100.78	24.46	29.09	34.60	38.29	45.53	50.39	54.15	59.93	64.39	71.26	76.58	80.97	84.75	100.78
100	131.38	31.89	37.93	45.10	49.92	59.36	65.69	70.59	78.12	83.95	92.90	99.83	105.56	110.48	131.38
140	149.00	36.17	43.01	51.15	56.61	67.32	74.50	80.05	88.59	95.20	105.36	113.21	119.71	125.29	149.00
200	169.95	41.25	49.06	58.34	64.57	76.78	84.97	91.31	101.05	108.59	120.17	129.13	136.54	142.91	169.95
500	236.61	57.44	68.30	81.23	89.89	106.90	118.31	127.13	140.69	151.18	167.31	179.79	190.10	198.97	236.61

Tabla 81: Intensidades Máximas (mm/hr) en función a las duraciones - Malvas

Período de retorno (años)	Pp. Máx 24 hrs. (mm)	Duración (minutos)													
		5	10	20	30	60	90	120	180	240	360	480	600	720	1440
2	22.70	66.14	39.32	23.38	17.25	10.26	7.57	6.10	4.50	3.63	2.68	2.16	1.82	1.59	0.95
5	37.69	109.78	65.28	38.81	28.64	17.03	12.56	10.12	7.47	6.02	4.44	3.58	3.03	2.64	1.57
10	51.95	151.34	89.99	53.51	39.48	23.47	17.32	13.96	10.30	8.30	6.12	4.93	4.17	3.64	2.16
25	76.52	222.89	132.53	78.80	58.14	34.57	25.51	20.56	15.17	12.22	9.02	7.27	6.15	5.36	3.19
50	100.78	293.57	174.56	103.79	76.58	45.53	33.59	27.07	19.98	16.10	11.88	9.57	8.10	7.06	4.20
100	131.38	382.72	227.56	135.31	99.83	59.36	43.79	35.30	26.04	20.99	15.48	12.48	10.56	9.21	5.47
140	149.00	434.02	258.07	153.45	113.21	67.32	49.67	40.03	29.53	23.80	17.56	14.15	11.97	10.44	6.21
200	169.95	495.04	294.36	175.02	129.13	76.78	56.65	45.65	33.68	27.15	20.03	16.14	13.65	11.91	7.08
500	236.61	689.24	409.82	243.68	179.79	106.90	78.87	63.56	46.90	37.80	27.88	22.47	19.01	16.58	9.86

Estación Mayorarca

Tabla 82: Precipitaciones Máximas (mm) en 24 horas en función a las duraciones - Mayorarca

Período de retorno (años)	Pp. Máx 24 hrs. (mm)	Duración (minutos)													
		5	10	20	30	60	90	120	180	240	360	480	600	720	1440
2	19.20	4.66	5.54	6.59	7.30	8.68	9.60	10.32	11.42	12.27	13.58	14.59	15.43	16.15	19.20
5	25.09	6.09	7.24	8.61	9.53	11.33	12.54	13.48	14.92	16.03	17.74	19.06	20.16	21.10	25.09
10	28.70	6.97	8.28	9.85	10.90	12.97	14.35	15.42	17.06	18.34	20.29	21.81	23.06	24.13	28.70
25	32.97	8.00	9.52	11.32	12.53	14.90	16.49	17.72	19.61	21.07	23.32	25.05	26.49	27.73	32.97
50	35.97	8.73	10.38	12.35	13.67	16.25	17.99	19.33	21.39	22.98	25.43	27.33	28.90	30.25	35.97
100	38.84	9.43	11.21	13.33	14.75	17.55	19.42	20.87	23.09	24.81	27.46	29.51	31.20	32.66	38.84
140	40.19	9.75	11.60	13.80	15.27	18.16	20.09	21.59	23.89	25.68	28.42	30.53	32.29	33.79	40.19
200	41.59	10.10	12.01	14.28	15.80	18.79	20.80	22.35	24.73	26.57	29.41	31.60	33.41	34.97	41.59
500	45.11	10.95	13.02	15.49	17.14	20.38	22.56	24.24	26.82	28.82	31.90	34.28	36.25	37.94	45.11

Tabla 83: Intensidades Máximas (mm/hr) en función a las duraciones - Mayorarca

Período de retorno (años)	Pp. Máx 24 hrs. (mm)	Duración (minutos)													
		5	10	20	30	60	90	120	180	240	360	480	600	720	1440
2	19.20	55.94	33.26	19.78	14.59	8.68	6.40	5.16	3.81	3.07	2.26	1.82	1.54	1.35	0.80
5	25.09	73.08	43.45	25.84	19.06	11.33	8.36	6.74	4.97	4.01	2.96	2.38	2.02	1.76	1.05
10	28.70	83.60	49.71	29.56	21.81	12.97	9.57	7.71	5.69	4.58	3.38	2.73	2.31	2.01	1.20
25	32.97	96.05	57.11	33.96	25.05	14.90	10.99	8.86	6.54	5.27	3.89	3.13	2.65	2.31	1.37
50	35.97	104.78	62.30	37.04	27.33	16.25	11.99	9.66	7.13	5.75	4.24	3.42	2.89	2.52	1.50
100	38.84	113.13	67.27	40.00	29.51	17.55	12.95	10.43	7.70	6.20	4.58	3.69	3.12	2.72	1.62
140	40.19	117.06	69.60	41.39	30.53	18.16	13.40	10.80	7.96	6.42	4.74	3.82	3.23	2.82	1.67
200	41.59	121.15	72.04	42.83	31.60	18.79	13.86	11.17	8.24	6.64	4.90	3.95	3.34	2.91	1.73
500	45.11	131.41	78.14	46.46	34.28	20.38	15.04	12.12	8.94	7.21	5.32	4.28	3.62	3.16	1.88

Estación Ocros

Tabla 84: Precipitaciones Máximas (mm) en 24 horas en función a las duraciones - Ocros

Período de retorno (años)	Pp. Máx 24 hrs. (mm)	Duración (minutos)													
		5	10	20	30	60	90	120	180	240	360	480	600	720	1440
2	17.89	4.34	5.16	6.14	6.79	8.08	8.94	9.61	10.63	11.43	12.65	13.59	14.37	15.04	17.89
5	26.56	6.45	7.67	9.12	10.09	12.00	13.28	14.27	15.79	16.97	18.78	20.18	21.34	22.33	26.56
10	35.29	8.57	10.19	12.12	13.41	15.95	17.65	18.96	20.99	22.55	24.96	26.82	28.36	29.68	35.29
25	50.94	12.37	14.70	17.49	19.35	23.01	25.47	27.37	30.29	32.55	36.02	38.71	40.93	42.83	50.94
50	66.95	16.25	19.33	22.98	25.44	30.25	33.48	35.97	39.81	42.78	47.34	50.87	53.79	56.30	66.95
100	87.78	21.31	25.34	30.13	33.35	39.66	43.89	47.16	52.19	56.08	62.07	66.70	70.52	73.81	87.78
140	100.04	24.28	28.88	34.34	38.01	45.20	50.02	53.75	59.48	63.92	70.74	76.01	80.38	84.12	100.04
200	114.87	27.88	33.16	39.43	43.64	51.90	57.43	61.72	68.30	73.39	81.22	87.28	92.29	96.59	114.87
500	163.56	39.70	47.21	56.15	62.14	73.89	81.78	87.88	97.25	104.50	115.65	124.28	131.41	137.53	163.56

Tabla 85: Intensidades Máximas (mm/hr) en función a las duraciones - Ocros

Período de retorno (años)	Pp. Máx 24 hrs. (mm)	Duración (minutos)													
		5	10	20	30	60	90	120	180	240	360	480	600	720	1440
2	17.89	52.10	30.98	18.42	13.59	8.08	5.96	4.80	3.54	2.86	2.11	1.70	1.44	1.25	0.75
5	26.56	77.36	46.00	27.35	20.18	12.00	8.85	7.13	5.26	4.24	3.13	2.52	2.13	1.86	1.11
10	35.29	102.81	61.13	36.35	26.82	15.95	11.76	9.48	7.00	5.64	4.16	3.35	2.84	2.47	1.47
25	50.94	148.38	88.23	52.46	38.71	23.01	16.98	13.68	10.10	8.14	6.00	4.84	4.09	3.57	2.12
50	66.95	195.02	115.96	68.95	50.87	30.25	22.32	17.99	13.27	10.69	7.89	6.36	5.38	4.69	2.79
100	87.78	255.69	152.04	90.40	66.70	39.66	29.26	23.58	17.40	14.02	10.34	8.34	7.05	6.15	3.66
140	100.04	291.41	173.28	103.03	76.01	45.20	33.35	26.88	19.83	15.98	11.79	9.50	8.04	7.01	4.17
200	114.87	334.60	198.96	118.30	87.28	51.90	38.29	30.86	22.77	18.35	13.54	10.91	9.23	8.05	4.79
500	163.56	476.43	283.29	168.44	124.28	73.89	54.52	43.94	32.42	26.13	19.28	15.53	13.14	11.46	6.81

Anexo 6: Curvas IDF del portal de infraestructura de datos espaciales del SENAMHI

Estación Chamana

Tabla 86: Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno - Chamana

Duración (hr)	Intensidades de precipitación, para diferentes duraciones y periodos de retorno.							
	TR2	TR5	TR10	TR50	TR75	TR100	TR200	TR500
1	4.4(3.6-5.0)	6.4(5.3-7.7)	8.5(7.0-10.7)	16.5(13.7-23.2)	19.5(16.2-28.1)	21.9(18.3-32.2)	29.2(24.4-44.9)	42.6(35.8-69.6)
2	2.8(2.3-3.2)	4.1(3.4-5.0)	5.5(4.6-7.0)	10.7(8.9-15.0)	12.6(10.5-18.2)	14.2(11.9-20.9)	18.9(15.9-29.1)	27.6(23.2-45.1)
3	2.2(1.8-2.5)	3.2(2.6-3.9)	4.3(3.5-5.4)	8.3(6.9-11.7)	9.8(8.2-14.2)	11.0(9.2-16.2)	14.7(12.3-22.6)	21.4(18.0-35.0)
4	1.8(1.5-2.1)	2.7(2.2-3.2)	3.6(3.0-4.5)	6.9(5.8-9.7)	8.2(6.8-11.8)	9.2(7.7-13.6)	12.3(10.3-18.9)	17.9(15.1-29.3)
5	1.6(1.3-1.8)	2.3(1.9-2.8)	3.1(2.6-3.9)	6.0(5.0-8.5)	7.1(5.9-10.3)	8.0(6.7-11.8)	10.7(8.9-16.4)	15.6(13.1-25.5)
6	1.4(1.2-1.6)	2.1(1.7-2.5)	2.8(2.3-3.5)	5.4(4.5-7.6)	6.4(5.3-9.2)	7.2(6.0-10.5)	9.5(8.0-14.7)	13.9(11.7-22.7)
7	1.3(1.1-1.5)	1.9(1.6-2.3)	2.5(2.1-3.2)	4.9(4.1-6.9)	5.8(4.8-8.3)	6.5(5.4-9.6)	8.7(7.3-13.3)	12.6(10.6-20.6)
8	1.2(1.0-1.4)	1.7(1.4-2.1)	2.3(1.9-2.9)	4.5(3.7-6.3)	5.3(4.4-7.7)	6.0(5.0-8.8)	8.0(6.7-12.3)	11.6(9.8-19.0)
9	1.1(0.9-1.3)	1.6(1.3-2.0)	2.2(1.8-2.7)	4.2(3.5-5.9)	4.9(4.1-7.1)	5.6(4.6-8.2)	7.4(6.2-11.4)	10.8(9.1-17.6)
10	1.0(0.9-1.2)	1.5(1.2-1.8)	2.0(1.7-2.5)	3.9(3.3-5.5)	4.6(3.9-6.7)	5.2(4.3-7.7)	6.9(5.8-10.7)	10.1(8.5-16.5)
11	1.0(0.8-1.1)	1.4(1.2-1.7)	1.9(1.6-2.4)	3.7(3.1-5.2)	4.4(3.6-6.3)	4.9(4.1-7.2)	6.5(5.5-10.0)	9.5(8.0-15.6)
12	0.9(0.8-1.1)	1.4(1.1-1.6)	1.8(1.5-2.3)	3.5(2.9-4.9)	4.1(3.4-6.0)	4.6(3.9-6.8)	6.2(5.2-9.5)	9.0(7.6-14.7)
13	0.9(0.7-1.0)	1.3(1.1-1.6)	1.7(1.4-2.2)	3.3(2.8-4.7)	3.9(3.3-5.7)	4.4(3.7-6.5)	5.9(4.9-9.1)	8.6(7.2-14.0)
14	0.8(0.7-1.0)	1.2(1.0-1.5)	1.6(1.4-2.1)	3.2(2.6-4.5)	3.7(3.1-5.4)	4.2(3.5-6.2)	5.6(4.7-8.6)	8.2(6.9-13.4)
15	0.8(0.7-0.9)	1.2(1.0-1.4)	1.6(1.3-2.0)	3.0(2.5-4.3)	3.6(3.0-5.2)	4.0(3.4-5.9)	5.4(4.5-8.3)	7.8(6.6-12.8)
16	0.8(0.6-0.9)	1.1(0.9-1.4)	1.5(1.2-1.9)	2.9(2.4-4.1)	3.4(2.9-5.0)	3.9(3.2-5.7)	5.2(4.3-7.9)	7.5(6.3-12.3)
17	0.7(0.6-0.8)	1.1(0.9-1.3)	1.4(1.2-1.8)	2.8(2.3-3.9)	3.3(2.8-4.8)	3.7(3.1-5.5)	5.0(4.2-7.7)	7.3(6.1-11.9)
18	0.7(0.6-0.8)	1.0(0.9-1.3)	1.4(1.2-1.8)	2.7(2.3-3.8)	3.2(2.7-4.6)	3.6(3.0-5.3)	4.8(4.0-7.4)	7.0(5.9-11.4)
19	0.7(0.6-0.8)	1.0(0.8-1.2)	1.3(1.1-1.7)	2.6(2.2-3.7)	3.1(2.6-4.5)	3.5(2.9-5.1)	4.6(3.9-7.1)	6.8(5.7-11.1)
20	0.7(0.6-0.8)	1.0(0.8-1.2)	1.3(1.1-1.7)	2.5(2.1-3.6)	3.0(2.5-4.3)	3.4(2.8-5.0)	4.5(3.8-6.9)	6.6(5.5-10.7)
21	0.7(0.5-0.7)	1.0(0.8-1.2)	1.3(1.0-1.6)	2.5(2.0-3.5)	2.9(2.4-4.2)	3.3(2.7-4.8)	4.4(3.7-6.7)	6.4(5.3-10.4)
22	0.6(0.5-0.7)	0.9(0.8-1.1)	1.2(1.0-1.6)	2.4(2.0-3.4)	2.8(2.4-4.1)	3.2(2.7-4.7)	4.2(3.5-6.5)	6.2(5.2-10.1)
23	0.6(0.5-0.7)	0.9(0.7-1.1)	1.2(1.0-1.5)	2.3(1.9-3.3)	2.7(2.3-4.0)	3.1(2.6-4.6)	4.1(3.4-6.3)	6.0(5.1-9.8)
24	0.6(0.5-0.7)	0.9(0.7-1.1)	1.2(1.0-1.5)	2.3(1.9-3.2)	2.7(2.2-3.9)	3.0(2.5-4.4)	4.0(3.4-6.2)	5.8(4.9-9.6)

Fuente: IDESEP (SENAMHI)

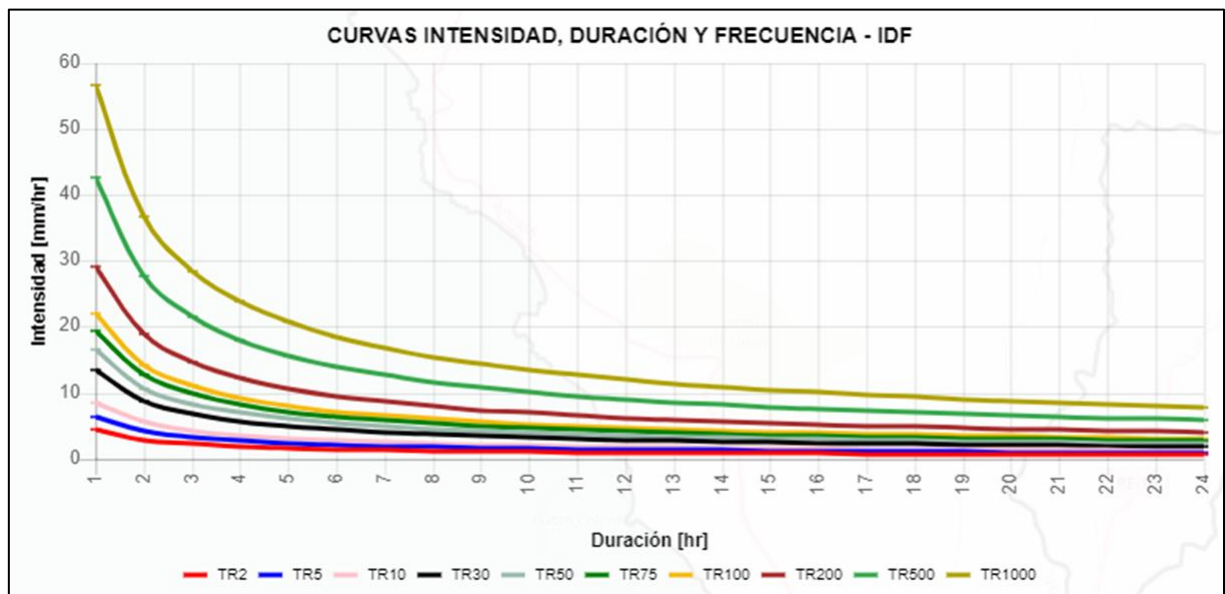


Figura 90: Curvas IDF SENAMHI - Chamana

Fuente: IDESEP (SENAMHI)

Estación Chiquian

Tabla 87: Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno - Chiquian

Duración (hr)	Intensidades de precipitación, para diferentes duraciones y periodos de retorno.								
	TR2	TR5	TR10	TR50	TR75	TR100	TR200	TR500	TR1000
1	5.1(4.1-6.0)	7.0(5.6-8.4)	8.8(7.1-10.9)	15.1(12.2-19.7)	17.3(14.1-22.8)	19.0(15.5-25.4)	23.9(19.6-32.7)	32.5(26.7-45.8)	
2	3.2(2.6-3.8)	4.4(3.5-5.3)	5.5(4.4-6.8)	9.4(7.6-12.3)	10.8(8.8-14.3)	11.9(9.7-15.8)	14.9(12.2-20.4)	20.3(16.7-28.6)	
3	2.4(2.0-2.9)	3.3(2.7-4.0)	4.2(3.4-5.2)	7.1(5.8-9.3)	8.2(6.7-10.8)	9.0(7.3-12.0)	11.3(9.3-15.5)	15.4(12.7-21.7)	
4	2.0(1.6-2.4)	2.7(2.2-3.3)	3.4(2.8-4.2)	5.9(4.8-7.7)	6.7(5.5-8.9)	7.4(6.0-9.9)	9.3(7.6-12.8)	12.7(10.4-17.8)	
5	1.7(1.4-2.0)	2.3(1.9-2.8)	2.9(2.4-3.6)	5.0(4.1-6.6)	5.8(4.7-7.6)	6.4(5.2-8.5)	8.0(6.6-11.0)	10.9(9.0-15.3)	
6	1.5(1.2-1.8)	2.1(1.7-2.5)	2.6(2.1-3.2)	4.5(3.6-5.8)	5.1(4.2-6.8)	5.6(4.6-7.5)	7.1(5.8-9.7)	9.6(7.9-13.6)	
7	1.4(1.1-1.6)	1.9(1.5-2.3)	2.3(1.9-2.9)	4.0(3.3-5.2)	4.6(3.7-6.1)	5.1(4.1-6.8)	6.4(5.2-8.7)	8.7(7.1-12.2)	
8	1.3(1.0-1.5)	1.7(1.4-2.1)	2.1(1.7-2.7)	3.7(3.0-4.8)	4.2(3.4-5.6)	4.6(3.8-6.2)	5.8(4.8-8.0)	7.9(6.5-11.1)	
9	1.2(0.9-1.4)	1.6(1.3-1.9)	2.0(1.6-2.4)	3.4(2.8-4.4)	3.9(3.2-5.1)	4.3(3.5-5.7)	5.4(4.4-7.3)	7.3(6.0-10.3)	
10	1.1(0.9-1.3)	1.5(1.2-1.8)	1.8(1.5-2.3)	3.2(2.6-4.1)	3.6(2.9-4.8)	4.0(3.2-5.3)	5.0(4.1-6.8)	6.8(5.6-9.6)	
11	1.0(0.8-1.2)	1.4(1.1-1.7)	1.7(1.4-2.1)	3.0(2.4-3.9)	3.4(2.8-4.5)	3.7(3.0-5.0)	4.7(3.8-6.4)	6.4(5.2-9.0)	
12	1.0(0.8-1.1)	1.3(1.0-1.6)	1.6(1.3-2.0)	2.8(2.3-3.6)	3.2(2.6-4.2)	3.5(2.9-4.7)	4.4(3.6-6.0)	6.0(4.9-8.5)	
13	0.9(0.7-1.1)	1.2(1.0-1.5)	1.5(1.2-1.9)	2.6(2.1-3.4)	3.0(2.5-4.0)	3.3(2.7-4.4)	4.2(3.4-5.7)	5.7(4.7-8.0)	
14	0.9(0.7-1.0)	1.2(0.9-1.4)	1.5(1.2-1.8)	2.5(2.0-3.3)	2.9(2.3-3.8)	3.2(2.6-4.2)	4.0(3.3-5.4)	5.4(4.4-7.6)	
15	0.8(0.7-1.0)	1.1(0.9-1.3)	1.4(1.1-1.7)	2.4(1.9-3.1)	2.7(2.2-3.6)	3.0(2.5-4.0)	3.8(3.1-5.2)	5.2(4.2-7.3)	
16	0.8(0.6-0.9)	1.1(0.9-1.3)	1.3(1.1-1.7)	2.3(1.9-3.0)	2.6(2.1-3.5)	2.9(2.4-3.9)	3.6(3.0-5.0)	4.9(4.1-7.0)	
17	0.8(0.6-0.9)	1.0(0.8-1.2)	1.3(1.0-1.6)	2.2(1.8-2.9)	2.5(2.1-3.3)	2.8(2.3-3.7)	3.5(2.9-4.8)	4.7(3.9-6.7)	
18	0.7(0.6-0.8)	1.0(0.8-1.2)	1.2(1.0-1.5)	2.1(1.7-2.8)	2.4(2.0-3.2)	2.7(2.2-3.6)	3.4(2.8-4.6)	4.6(3.8-6.4)	
19	0.7(0.6-0.8)	0.9(0.8-1.1)	1.2(1.0-1.5)	2.0(1.7-2.7)	2.3(1.9-3.1)	2.6(2.1-3.4)	3.2(2.7-4.4)	4.4(3.6-6.2)	
20	0.7(0.5-0.8)	0.9(0.7-1.1)	1.1(0.9-1.4)	2.0(1.6-2.6)	2.3(1.8-3.0)	2.5(2.0-3.3)	3.1(2.6-4.3)	4.2(3.5-6.0)	
21	0.7(0.5-0.8)	0.9(0.7-1.1)	1.1(0.9-1.4)	1.9(1.5-2.5)	2.2(1.8-2.9)	2.4(2.0-3.2)	3.0(2.5-4.1)	4.1(3.4-5.8)	
22	0.6(0.5-0.7)	0.9(0.7-1.0)	1.1(0.9-1.3)	1.8(1.5-2.4)	2.1(1.7-2.8)	2.3(1.9-3.1)	2.9(2.4-4.0)	4.0(3.3-5.6)	
23	0.6(0.5-0.7)	0.8(0.7-1.0)	1.0(0.8-1.3)	1.8(1.5-2.3)	2.0(1.7-2.7)	2.3(1.8-3.0)	2.8(2.3-3.9)	3.9(3.2-5.4)	
24	0.6(0.5-0.7)	0.8(0.6-1.0)	1.0(0.8-1.3)	1.7(1.4-2.3)	2.0(1.6-2.6)	2.2(1.8-2.9)	2.8(2.3-3.8)	3.7(3.1-5.3)	

Fuente: IDESEP (SENAMHI)

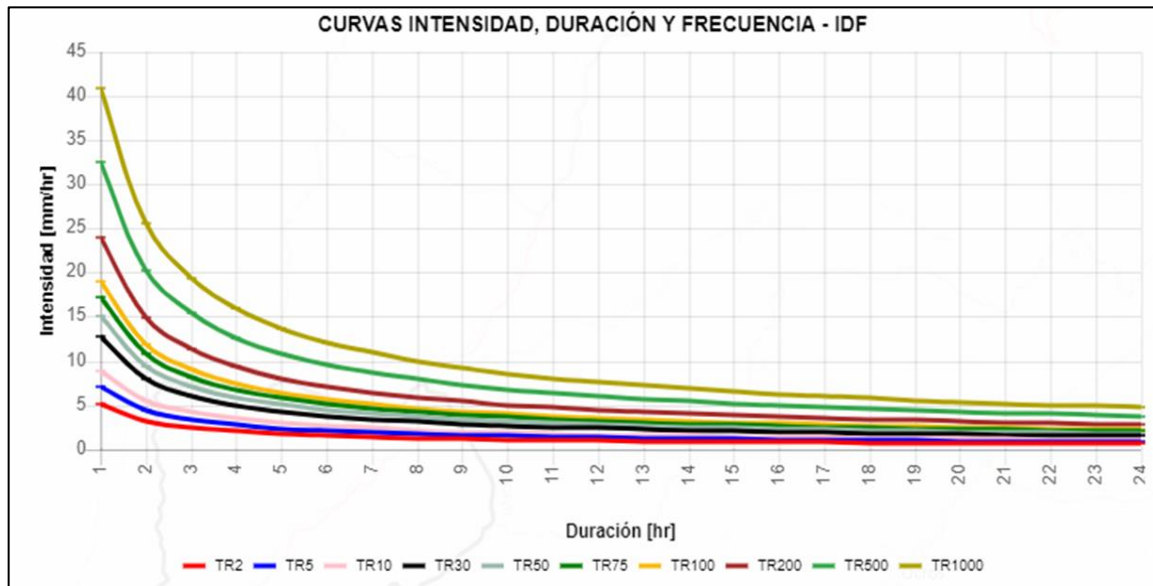


Figura 91: Curvas IDF SENAMHI - Chiquian

Fuente: IDESEP (SENAMHI)

Estación Malvas

Tabla 88: Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno - Malvas

Duración (hr)	Intensidades de precipitación, para diferentes duraciones y periodos de retorno.							
	TR2	TR5	TR10	TR50	TR75	TR100	TR200	TR500
1	5.6(5.2-6.2)	8.5(7.9-10.2)	11.8(10.8-14.9)	24.9(22.4-35.9)	30.1(27.0-44.8)	34.4(30.8-52.4)	47.5(42.2-76.6)	72.8(64.1-126.4)
2	3.6(3.4-4.0)	5.5(5.1-6.6)	7.6(7.0-9.6)	16.1(14.6-23.3)	19.5(17.5-29.0)	22.3(20.0-34.0)	30.8(27.4-49.7)	47.2(41.6-82.0)
3	2.8(2.6-3.1)	4.3(4.0-5.1)	5.9(5.4-7.5)	12.5(11.3-18.1)	15.1(13.6-22.5)	17.3(15.5-26.4)	23.9(21.3-38.6)	36.6(32.3-63.6)
4	2.3(2.2-2.6)	3.6(3.3-4.3)	4.9(4.5-6.3)	10.5(9.4-15.1)	12.6(11.4-18.8)	14.5(12.9-22.1)	20.0(17.8-32.2)	30.6(27.0-53.2)
5	2.0(1.9-2.3)	3.1(2.9-3.7)	4.3(3.9-5.4)	9.1(8.2-13.1)	11.0(9.9-16.4)	12.6(11.3-19.2)	17.4(15.4-28.0)	26.6(23.5-46.3)
6	1.8(1.7-2.0)	2.8(2.6-3.3)	3.8(3.5-4.9)	8.1(7.3-11.7)	9.8(8.8-14.6)	11.2(10.1-17.1)	15.5(13.8-25.0)	23.8(20.9-41.3)
7	1.6(1.5-1.8)	2.5(2.3-3.0)	3.5(3.2-4.4)	7.4(6.7-10.6)	8.9(8.0-13.3)	10.2(9.1-15.5)	14.1(12.5-22.7)	21.6(19.0-37.5)
8	1.5(1.4-1.7)	2.3(2.1-2.8)	3.2(2.9-4.1)	6.8(6.1-9.8)	8.2(7.4-12.2)	9.4(8.4-14.3)	13.0(11.5-20.9)	19.9(17.5-34.5)
9	1.4(1.3-1.6)	2.2(2.0-2.6)	3.0(2.7-3.8)	6.3(5.7-9.1)	7.6(6.8-11.4)	8.7(7.8-13.3)	12.0(10.7-19.4)	18.5(16.2-32.0)
10	1.3(1.2-1.5)	2.0(1.9-2.4)	2.8(2.6-3.5)	5.9(5.3-8.5)	7.1(6.4-10.6)	8.2(7.3-12.4)	11.3(10.0-18.2)	17.3(15.2-30.0)
11	1.2(1.2-1.4)	1.9(1.8-2.3)	2.6(2.4-3.3)	5.6(5.0-8.0)	6.7(6.0-10.0)	7.7(6.9-11.7)	10.6(9.4-17.1)	16.3(14.3-28.3)
12	1.2(1.1-1.3)	1.8(1.7-2.2)	2.5(2.3-3.2)	5.3(4.8-7.6)	6.4(5.7-9.5)	7.3(6.5-11.1)	10.1(8.9-16.2)	15.4(13.6-26.8)
13	1.1(1.0-1.2)	1.7(1.6-2.1)	2.4(2.2-3.0)	5.0(4.5-7.2)	6.1(5.4-9.0)	6.9(6.2-10.6)	9.6(8.5-15.4)	14.7(12.9-25.5)
14	1.1(1.0-1.2)	1.6(1.5-2.0)	2.3(2.1-2.9)	4.8(4.3-6.9)	5.8(5.2-8.6)	6.6(5.9-10.1)	9.1(8.1-14.7)	14.0(12.3-24.3)
15	1.0(1.0-1.1)	1.6(1.4-1.9)	2.2(2.0-2.7)	4.6(4.1-6.6)	5.5(5.0-8.3)	6.3(5.7-9.7)	8.7(7.8-14.1)	13.4(11.8-23.3)
16	1.0(0.9-1.1)	1.5(1.4-1.8)	2.1(1.9-2.6)	4.4(4.0-6.4)	5.3(4.8-7.9)	6.1(5.4-9.3)	8.4(7.5-13.6)	12.9(11.3-22.4)
17	0.9(0.9-1.1)	1.5(1.3-1.7)	2.0(1.8-2.5)	4.2(3.8-6.1)	5.1(4.6-7.6)	5.9(5.2-8.9)	8.1(7.2-13.1)	12.4(10.9-21.5)
18	0.9(0.9-1.0)	1.4(1.3-1.7)	1.9(1.8-2.4)	4.1(3.7-5.9)	4.9(4.4-7.4)	5.7(5.1-8.6)	7.8(6.9-12.6)	12.0(10.5-20.8)
19	0.9(0.8-1.0)	1.4(1.2-1.6)	1.9(1.7-2.4)	4.0(3.6-5.7)	4.8(4.3-7.1)	5.5(4.9-8.3)	7.5(6.7-12.2)	11.6(10.2-20.1)
20	0.9(0.8-1.0)	1.3(1.2-1.6)	1.8(1.7-2.3)	3.8(3.5-5.5)	4.6(4.2-6.9)	5.3(4.7-8.1)	7.3(6.5-11.8)	11.2(9.9-19.5)
21	0.8(0.8-0.9)	1.3(1.2-1.5)	1.8(1.6-2.2)	3.7(3.4-5.4)	4.5(4.0-6.7)	5.1(4.6-7.8)	7.1(6.3-11.4)	10.9(9.6-18.9)
22	0.8(0.8-0.9)	1.2(1.1-1.5)	1.7(1.6-2.2)	3.6(3.3-5.2)	4.4(3.9-6.5)	5.0(4.5-7.6)	6.9(6.1-11.1)	10.6(9.3-18.3)
23	0.8(0.7-0.9)	1.2(1.1-1.4)	1.7(1.5-2.1)	3.5(3.2-5.1)	4.2(3.8-6.3)	4.9(4.3-7.4)	6.7(6.0-10.8)	10.3(9.0-17.8)
24	0.8(0.7-0.8)	1.2(1.1-1.4)	1.6(1.5-2.0)	3.4(3.1-4.9)	4.1(3.7-6.2)	4.7(4.2-7.2)	6.5(5.8-10.5)	10.0(8.8-17.4)

Fuente: IDESEP (SENAMHI)

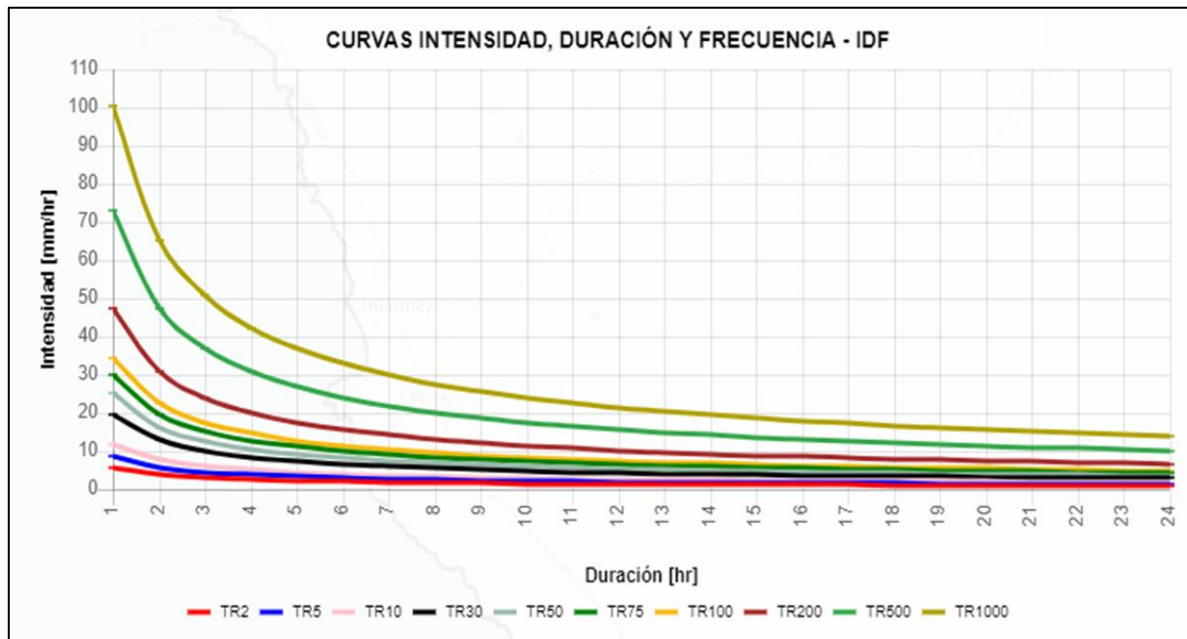


Figura 92: Curvas IDF SENAMHI - Malvas

Fuente: IDESEP (SENAMHI)

Estación Mayorarca

Tabla 89: Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno - Mayorarca

Duración (hr)	Intensidades de precipitación, para diferentes duraciones y periodos de retorno.							
	TR2	TR5	TR10	TR50	TR75	TR100	TR200	TR500
1	6.1(5.0-6.8)	8.6(7.1-10.1)	11.1(9.2-13.6)	20.3(16.9-27.1)	23.6(19.7-32.2)	26.3(22.0-36.4)	34.1(28.5-49.1)	48.0(40.3-72.7)
2	3.8(3.1-4.2)	5.4(4.4-6.3)	6.9(5.8-8.5)	12.7(10.6-16.9)	14.7(12.3-20.1)	16.4(13.7-22.7)	21.3(17.8-30.6)	30.0(25.2-45.4)
3	2.9(2.4-3.2)	4.1(3.4-4.8)	5.3(4.4-6.4)	9.6(8.0-12.8)	11.2(9.3-15.3)	12.5(10.4-17.3)	16.1(13.5-23.3)	22.7(19.1-34.5)
4	2.4(2.0-2.6)	3.3(2.8-3.9)	4.3(3.6-5.3)	7.9(6.6-10.5)	9.2(7.7-12.6)	10.3(8.6-14.2)	13.3(11.1-19.1)	18.7(15.7-28.3)
5	2.0(1.7-2.3)	2.9(2.4-3.4)	3.7(3.1-4.5)	6.8(5.7-9.1)	7.9(6.6-10.8)	8.8(7.4-12.2)	11.4(9.6-16.4)	16.1(13.5-24.4)
6	1.8(1.5-2.0)	2.5(2.1-3.0)	3.3(2.7-4.0)	6.0(5.0-8.0)	7.0(5.8-9.5)	7.8(6.5-10.8)	10.1(8.4-14.5)	14.2(11.9-21.5)
7	1.6(1.3-1.8)	2.3(1.9-2.7)	3.0(2.5-3.6)	5.4(4.5-7.2)	6.3(5.3-8.6)	7.0(5.9-9.7)	9.1(7.6-13.1)	12.8(10.8-19.4)
8	1.5(1.2-1.7)	2.1(1.7-2.5)	2.7(2.2-3.3)	4.9(4.1-6.6)	5.7(4.8-7.8)	6.4(5.3-8.9)	8.3(6.9-11.9)	11.7(9.8-17.7)
9	1.4(1.1-1.5)	1.9(1.6-2.3)	2.5(2.1-3.0)	4.6(3.8-6.1)	5.3(4.4-7.2)	5.9(4.9-8.2)	7.7(6.4-11.0)	10.8(9.1-16.3)
10	1.3(1.1-1.4)	1.8(1.5-2.1)	2.3(1.9-2.8)	4.2(3.5-5.7)	4.9(4.1-6.7)	5.5(4.6-7.6)	7.1(6.0-10.3)	10.0(8.4-15.2)
11	1.2(1.0-1.3)	1.7(1.4-2.0)	2.2(1.8-2.7)	4.0(3.3-5.3)	4.6(3.9-6.3)	5.2(4.3-7.1)	6.7(5.6-9.6)	9.4(7.9-14.3)
12	1.1(0.9-1.3)	1.6(1.3-1.9)	2.1(1.7-2.5)	3.8(3.1-5.0)	4.4(3.6-6.0)	4.9(4.1-6.7)	6.3(5.3-9.1)	8.9(7.5-13.4)
13	1.1(0.9-1.2)	1.5(1.2-1.8)	1.9(1.6-2.4)	3.6(3.0-4.7)	4.1(3.5-5.6)	4.6(3.8-6.4)	6.0(5.0-8.6)	8.4(7.1-12.7)
14	1.0(0.8-1.1)	1.4(1.2-1.7)	1.9(1.5-2.3)	3.4(2.8-4.5)	3.9(3.3-5.4)	4.4(3.7-6.1)	5.7(4.8-8.2)	8.0(6.7-12.1)
15	1.0(0.8-1.1)	1.4(1.1-1.6)	1.8(1.5-2.2)	3.2(2.7-4.3)	3.7(3.1-5.1)	4.2(3.5-5.8)	5.4(4.5-7.8)	7.6(6.4-11.5)
16	0.9(0.8-1.0)	1.3(1.1-1.5)	1.7(1.4-2.1)	3.1(2.6-4.1)	3.6(3.0-4.9)	4.0(3.3-5.5)	5.2(4.3-7.5)	7.3(6.1-11.0)
17	0.9(0.7-1.0)	1.3(1.0-1.5)	1.6(1.3-2.0)	3.0(2.5-3.9)	3.4(2.9-4.7)	3.8(3.2-5.3)	5.0(4.2-7.2)	7.0(5.9-10.6)
18	0.9(0.7-1.0)	1.2(1.0-1.4)	1.6(1.3-1.9)	2.8(2.4-3.8)	3.3(2.8-4.5)	3.7(3.1-5.1)	4.8(4.0-6.9)	6.7(5.7-10.2)
19	0.8(0.7-0.9)	1.2(1.0-1.4)	1.5(1.2-1.8)	2.7(2.3-3.7)	3.2(2.7-4.4)	3.6(3.0-4.9)	4.6(3.9-6.6)	6.5(5.5-9.8)
20	0.8(0.7-0.9)	1.1(0.9-1.3)	1.5(1.2-1.8)	2.7(2.2-3.5)	3.1(2.6-4.2)	3.4(2.9-4.8)	4.4(3.7-6.4)	6.3(5.3-9.5)
21	0.8(0.6-0.9)	1.1(0.9-1.3)	1.4(1.2-1.7)	2.6(2.1-3.4)	3.0(2.5-4.1)	3.3(2.8-4.6)	4.3(3.6-6.2)	6.1(5.1-9.2)
22	0.7(0.6-0.8)	1.1(0.9-1.2)	1.4(1.1-1.7)	2.5(2.1-3.3)	2.9(2.4-3.9)	3.2(2.7-4.5)	4.2(3.5-6.0)	5.9(4.9-8.9)
23	0.7(0.6-0.8)	1.0(0.8-1.2)	1.3(1.1-1.6)	2.4(2.0-3.2)	2.8(2.3-3.8)	3.1(2.6-4.3)	4.0(3.4-5.8)	5.7(4.8-8.6)
24	0.7(0.6-0.8)	1.0(0.8-1.2)	1.3(1.1-1.6)	2.3(2.0-3.1)	2.7(2.3-3.7)	3.0(2.5-4.2)	3.9(3.3-5.7)	5.5(4.7-8.4)

Fuente: IDESEP (SENAMHI)

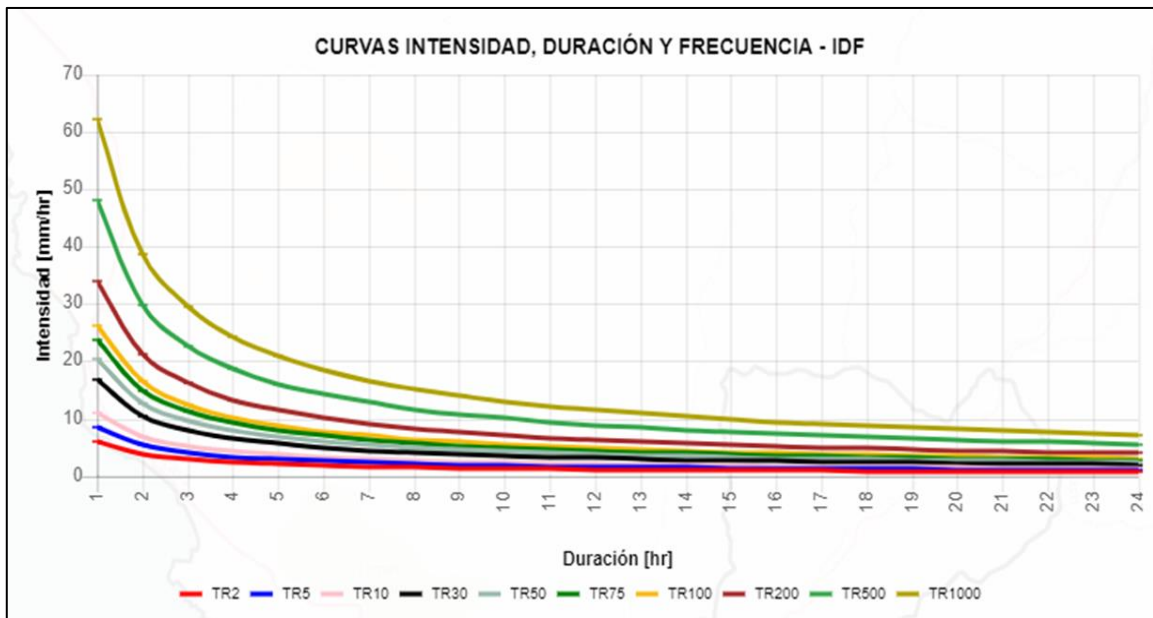


Figura 93: Curvas IDF SENAMHI - Mayorarca

Fuente: IDESEP (SENAMHI)

Estación Ocos

Tabla 90: Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno - Ocos

Duración (hr)	Intensidades de precipitación, para diferentes duraciones y periodos de retorno.							
	TR2	TR5	TR10	TR50	TR75	TR100	TR200	TR500
1	5.1(4.3-5.8)	6.8(5.7-7.9)	8.4(7.1-10.1)	13.8(11.8-17.8)	15.7(13.4-20.5)	17.1(14.6-22.6)	21.2(18.2-28.8)	28.2(24.2-39.7)
2	3.3(2.8-3.7)	4.4(3.7-5.2)	5.4(4.6-6.6)	9.0(7.6-11.5)	10.2(8.7-13.3)	11.1(9.5-14.7)	13.8(11.8-18.7)	18.3(15.7-25.8)
3	2.6(2.2-2.9)	3.4(2.9-4.0)	4.2(3.6-5.1)	7.0(5.9-8.9)	7.9(6.7-10.3)	8.6(7.4-11.4)	10.7(9.1-14.5)	14.2(12.2-20.0)
4	2.1(1.8-2.4)	2.8(2.4-3.3)	3.5(3.0-4.3)	5.8(5.0-7.5)	6.6(5.6-8.6)	7.2(6.2-9.5)	8.9(7.6-12.1)	11.9(10.2-16.7)
5	1.9(1.6-2.1)	2.5(2.1-2.9)	3.1(2.6-3.7)	5.1(4.3-6.5)	5.7(4.9-7.5)	6.3(5.4-8.3)	7.8(6.6-10.6)	10.3(8.9-14.5)
6	1.7(1.4-1.9)	2.2(1.9-2.6)	2.7(2.3-3.3)	4.5(3.8-5.8)	5.1(4.4-6.7)	5.6(4.8-7.4)	6.9(5.9-9.4)	9.2(7.9-13.0)
7	1.5(1.3-1.7)	2.0(1.7-2.4)	2.5(2.1-3.0)	4.1(3.5-5.3)	4.6(4.0-6.1)	5.1(4.3-6.7)	6.3(5.4-8.6)	8.4(7.2-11.8)
8	1.4(1.2-1.6)	1.8(1.6-2.2)	2.3(1.9-2.8)	3.8(3.2-4.8)	4.3(3.6-5.6)	4.7(4.0-6.2)	5.8(5.0-7.9)	7.7(6.6-10.8)
9	1.3(1.1-1.5)	1.7(1.5-2.0)	2.1(1.8-2.6)	3.5(3.0-4.5)	4.0(3.4-5.2)	4.3(3.7-5.7)	5.4(4.6-7.3)	7.2(6.1-10.1)
10	1.2(1.0-1.4)	1.6(1.4-1.9)	2.0(1.7-2.4)	3.3(2.8-4.2)	3.7(3.2-4.9)	4.1(3.5-5.4)	5.0(4.3-6.8)	6.7(5.7-9.4)
11	1.1(1.0-1.3)	1.5(1.3-1.8)	1.9(1.6-2.3)	3.1(2.6-4.0)	3.5(3.0-4.6)	3.8(3.3-5.1)	4.8(4.1-6.4)	6.3(5.4-8.9)
12	1.1(0.9-1.2)	1.4(1.2-1.7)	1.8(1.5-2.1)	2.9(2.5-3.8)	3.3(2.8-4.3)	3.6(3.1-4.8)	4.5(3.8-6.1)	6.0(5.1-8.4)
13	1.0(0.9-1.2)	1.4(1.2-1.6)	1.7(1.4-2.0)	2.8(2.4-3.6)	3.2(2.7-4.1)	3.5(2.9-4.6)	4.3(3.7-5.8)	5.7(4.9-8.0)
14	1.0(0.8-1.1)	1.3(1.1-1.5)	1.6(1.4-1.9)	2.7(2.3-3.4)	3.0(2.6-3.9)	3.3(2.8-4.4)	4.1(3.5-5.5)	5.4(4.7-7.6)
15	0.9(0.8-1.1)	1.2(1.1-1.5)	1.5(1.3-1.9)	2.5(2.2-3.3)	2.9(2.5-3.8)	3.2(2.7-4.2)	3.9(3.3-5.3)	5.2(4.5-7.3)
16	0.9(0.8-1.0)	1.2(1.0-1.4)	1.5(1.3-1.8)	2.4(2.1-3.1)	2.8(2.4-3.6)	3.0(2.6-4.0)	3.8(3.2-5.1)	5.0(4.3-7.0)
17	0.9(0.7-1.0)	1.2(1.0-1.4)	1.4(1.2-1.7)	2.4(2.0-3.0)	2.7(2.3-3.5)	2.9(2.5-3.9)	3.6(3.1-4.9)	4.8(4.1-6.8)
18	0.8(0.7-0.9)	1.1(0.9-1.3)	1.4(1.2-1.7)	2.3(1.9-2.9)	2.6(2.2-3.4)	2.8(2.4-3.7)	3.5(3.0-4.7)	4.6(4.0-6.5)
19	0.8(0.7-0.9)	1.1(0.9-1.3)	1.3(1.1-1.6)	2.2(1.9-2.8)	2.5(2.1-3.3)	2.7(2.3-3.6)	3.4(2.9-4.6)	4.5(3.8-6.3)
20	0.8(0.7-0.9)	1.0(0.9-1.2)	1.3(1.1-1.6)	2.1(1.8-2.7)	2.4(2.1-3.2)	2.6(2.3-3.5)	3.3(2.8-4.4)	4.3(3.7-6.1)
21	0.8(0.6-0.9)	1.0(0.9-1.2)	1.3(1.1-1.5)	2.1(1.8-2.7)	2.3(2.0-3.1)	2.6(2.2-3.4)	3.2(2.7-4.3)	4.2(3.6-5.9)
22	0.7(0.6-0.8)	1.0(0.8-1.2)	1.2(1.0-1.5)	2.0(1.7-2.6)	2.3(1.9-3.0)	2.5(2.1-3.3)	3.1(2.6-4.2)	4.1(3.5-5.8)
23	0.7(0.6-0.8)	1.0(0.8-1.1)	1.2(1.0-1.4)	1.9(1.7-2.5)	2.2(1.9-2.9)	2.4(2.1-3.2)	3.0(2.6-4.1)	4.0(3.4-5.6)
24	0.7(0.6-0.8)	0.9(0.8-1.1)	1.2(1.0-1.4)	1.9(1.6-2.4)	2.2(1.8-2.8)	2.4(2.0-3.1)	2.9(2.5-4.0)	3.9(3.3-5.5)

Fuente: IDESEP (SENAMHI)

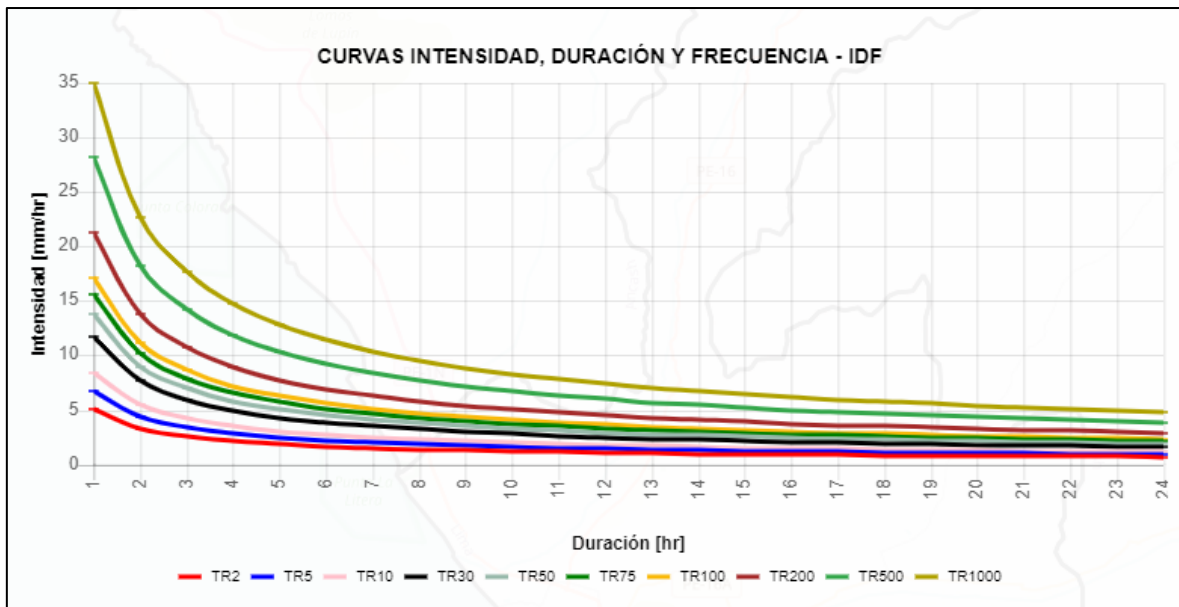


Figura 94: Curvas IDF SENAMHI - Ocos

Fuente: IDESEP (SENAMHI)

Anexo 7: Ensayo Granulométrico

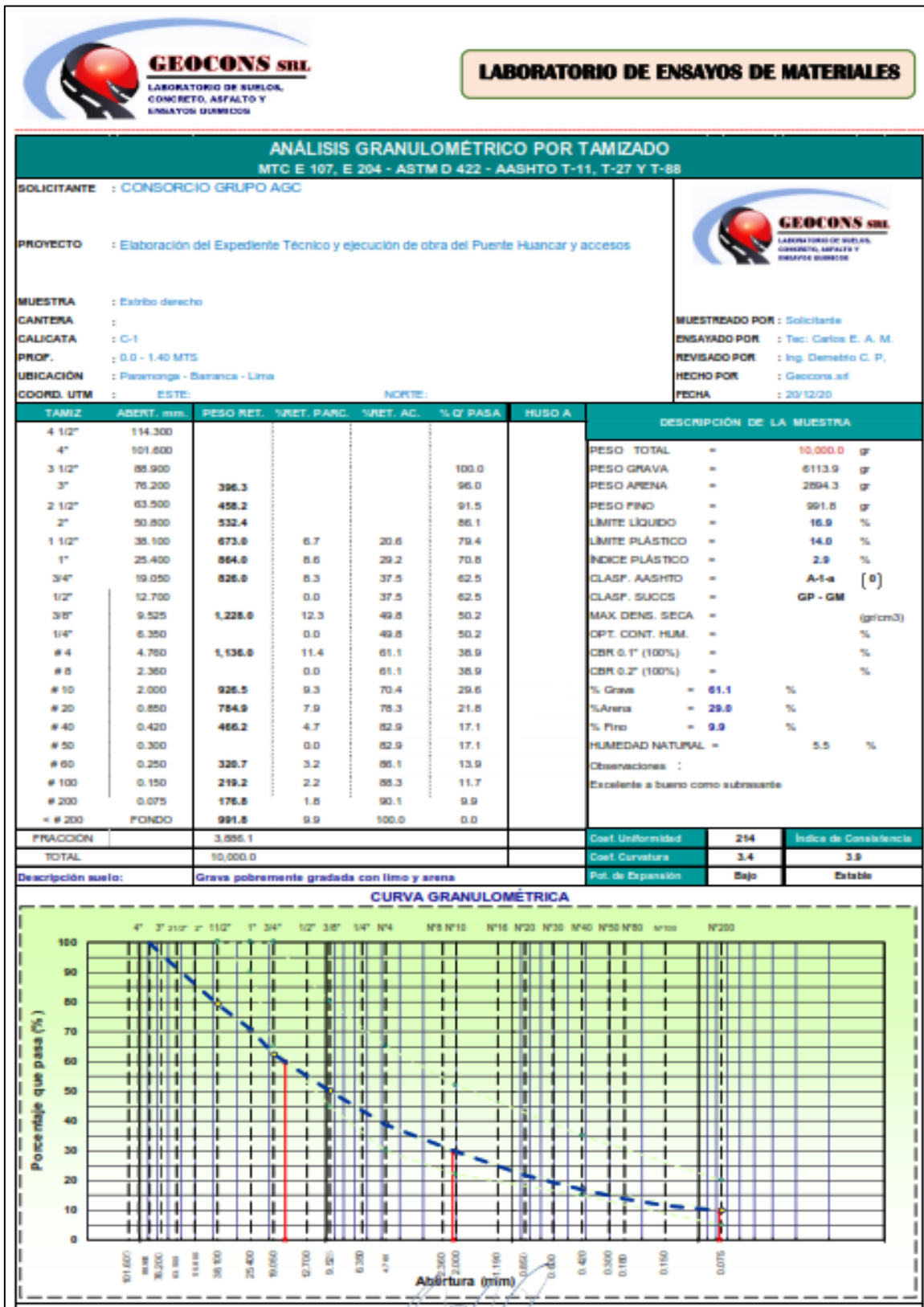


Figura 95: Ensayo Granulométrico del Rio Fortaleza

Fuente: Consorcio Grupo AGC

Anexo 8: Panel Fotográfico



Figura 96: Vista frontal del puente existente con dirección al centro poblado Huáncar



Figura 97: Vista de la sección del puente existente desde aguas abajo



Figura 98: Vista del estribo izquierdo con problemas de socavación



Figura 99: Fisuras en la estructura del puente



Figura 100: Problemas en el emplazamiento del tablero sobre los estribos y los sumideros de drenaje se encuentran completamente obstruidos



Figura 101: Diálogo con la población del Centro Poblado Huáncar