

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DEL RIO
RUNICHINCHAY PARA EL DISEÑO DEL PUENTE
RUNICHINCHAY, PROVINCIA DE HUARI, ANCASH”**

Presentado por:

MIGUEL ANGEL TERRY CERDEÑA

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO AGRICOLA

LIMA - PERU

LA MOLINA, 2019

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA

**“MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DEL RIO
RUNICHINCHAY PARA EL DISEÑO DEL PUENTE
RUNICHINCHAY, PROVINCIA DE HUARI, ANCASH”**

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

Presentado por:

BACH. MIGUEL ANGEL TERRY CERDEÑA

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Dr. JESUS ABEL MEJIA MARCACUZCO
Presidente

Mg. Sc. RICARDO APACLLA NALVARTE
Asesor

Mg. Sc. GONZALO RAMCES FANO MIRANDA
Miembro

Mg. Sc. MIGUEL ANGEL SANCHEZ DELGADO
Miembro

LIMA – PERU

2019

DEDICATORIA:

Esta publicación se la dedico a mi padre Miguel Alejandro que desde el cielo en su eterno descanso cuida de mí e ilumina cada paso que doy; que en vida terrenal velo siempre por mis intereses profesionales y quiso que diera siempre lo mejor de mí, a mis abuelos Alfredo y Ernesto dos ángeles que Dios me regalo que desde donde están me cuidan y protegen siempre los recordare con mucho amor y ternura fueron ejemplo de vida para mí, a mi abuelita María por el amor eterno que me tiene y me da, a mis tías Hilda y Amalia por ese apoyo incondicional y constante durante mi formación y crecimiento, a mi tío Cesar por tantas palabras y consejos para batallar, a mi mamá Juana por el gran apoyo y los ánimos en el camino, a mi pareja Carlita por darme la fuerza y el empuje que me faltaba para tomar la decisión de culminar esta etapa de mi vida, por su gran amor y entrega te estaré eternamente agradecido por acompañarme y avanzar juntos en esta bonita etapa.

AGRADECIMIENTOS:

A mi asesor el ing. Ricardo Apacla Nalvarte por su guía y orientación durante el desarrollo de mi tesis, por compartirme sus grandes conocimientos y acompañarme a alcanzar mi meta, a mi familia que estuvo siempre conmigo y me apoyo de principio a fin, mis más sinceros agradecimientos.

I. INDICE GENERAL

II.	RESUMEN	1
III.	INTRODUCCION	3
3.1.	JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION	3
3.2.	OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION	4
3.2.1.	OBJETIVO GENERAL	4
3.2.2.	OBJETIVOS ESPECIFICOS	4
3.3.	PROBLEMAS DE LA INVESTIGACION	5
IV.	REVISION DE LA LITERATURA	6
4.1.	CUENCA HIDROGRÁFICA	6
4.1.1.	Características fisiográficas de una cuenca	6
4.2.	CICLO HIDROLOGICO	8
4.3.	PRECIPITACION	11
4.3.1.	Medición de la precipitación	11
4.3.2.	Calculó de la precipitación media sobre una zona	12
4.4.	TORMENTA	12
4.4.1.	Intensidad de lluvia	13
4.4.2.	Duración de lluvia	14
4.4.3.	Frecuencia	15
4.4.4.	Periodo de retorno	15
4.4.5.	Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia	18
4.4.6.	Tiempo de concentración	20
4.4.7.	Hietograma	22
4.4.7.1.	Hietograma Método del bloque alterno	22
4.5.	ESCORRENTIA	23
4.6.	INFILTRACION	24
4.7.	EVAPORACION Y TRANSPIRACION	25
4.8.	FLUJO SUBTERRANEO	25
4.9.	HIDROGRAMA DE CAUDAL	25

4.9.1.	Hidrograma anual	26
4.9.2.	Hidrograma de tormenta.....	26
4.9.3.	Hidrograma unitario.....	26
4.9.4.	Hidrograma Unitario Sintético.....	27
4.9.4.1.	Hidrograma Unitario sintético Snyder.....	27
4.9.4.2.	Hidrograma adimensional SCS.....	30
4.10.	CAUDAL MAXIMO.....	32
4.11.	ANALISIS ESTADISTICO DE DATOS HIDROLOGICOS.....	32
4.11.1.	Funciones de distribución de probabilidad.....	32
4.11.2.	Pruebas de ajuste de bondad.....	33
4.11.2.1.	Error mínimo cuadrático.....	33
4.11.2.2.	Chi-cuadrado (χ^2).....	33
4.11.2.3.	Kolmogorov-Smirnov.....	34
4.12.	SISTEMA DE MODELADO HIDROLOGICO DEL CENTRO DE INGENIERIA HIDROLOGICA DE LOS ESTADOS UNIDOS (HEC-HMS).....	35
4.13.	CENTRO DE INGENIERIA HIDROLOGICA – SISTEMA DE ANALISIS DE RIOS (HEC-RAS).....	36
4.13.1.	MODELAMIENTO DE PUENTES CON HEC - RAS	36
4.13.1.1.	Pautas generales de modelado.....	37
4.13.1.2.	Cálculos hidráulicos a través del puente.....	37
V.	MATERIALES Y METODOS	38
5.1.	TIPO DE INVESTIGACION.....	38
5.2.	FORMULACION DE LA HIPOTESIS.....	38
5.3.	IDENTIFICACION DE VARIABLES.....	38
5.3.1	Variables Independientes	38
5.3.2	Variables Dependientes	39
5.4.	UBICACIÓN POLITICA	39
5.5.	UBICACIÓN GEOGRÁFICA	39
5.6.	UBICACIÓN HIDROGRAFICA.....	43
5.7.	CARACTERÍSTICAS DEL RIO RUNICHINCHAY EN EL SITIO DEL PUENTE.....	43
5.8.	MATERIALES, EQUIPOS E INSTRUMENTOS DE COLECTA DE DATOS.....	45
5.9.	METODO	46
5.9.1.	Fase de pre-campo	46
5.9.2.	Fase de campo	46
5.9.3.	Fase de gabinete.....	48
5.9.3.1.	Flujograma de metodología de trabajo de gabinete.....	48

5.9.4.	Metodología de trabajo.....	49
5.9.4.1.	Delimitación de Sub-cuencas y características morfométricas principales.....	49
5.9.4.2.	Procesamiento de la Información Pluviométrica.....	49
5.9.4.3.	Modelamiento Hidrológico	50
5.9.4.4.	Modelamiento Hidráulico	52
VI.	RESULTADOS Y DISCUSION.....	53
6.1.	CARACTERIZACION DE LA CUENCA DEL RIO RUNICHINCHAY	53
6.1.1.	Delimitación de la cuenca y sus subcuencas	53
6.1.2.	Características morfométricas principales de la Cuenca Runichinchay	61
6.2.	CARACTERIZACION HIDROMETEOROLOGICA.....	64
6.2.1.	Disponibilidad de datos de precipitación	64
6.2.2.	Prueba de datos dudosos.....	69
6.2.3.	Análisis estadístico de precipitaciones	71
6.2.3.1.	Error Cuadrático Mínimo	76
6.2.3.2.	Prueba de bondad de ajuste.....	79
6.2.4.	Precipitaciones para diferentes periodos de retorno.....	81
6.2.5.	Intensidad de lluvia	82
6.2.6.	Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia	84
6.2.7.	Hietograma de diseño.....	86
6.2.7.1.	Selección del periodo de retorno	86
6.2.7.2.	Elaboración del hietograma de diseño.....	88
6.3.	CALIBRACION Y VALIDACION DEL CAUDAL DE MAXIMA AVENIDA.....	92
6.3.1.	Estimación del coeficiente de rugosidad	96
6.3.1.1.	Método Visual.....	96
6.3.1.2.	Método de Strickler	97
6.3.1.3.	Método de Cowan	98
6.3.2.	Calibración de caudal	103
6.3.2.1.	Calibración de caudal en <i>software</i> HEC-RAS	103
6.3.2.2.	Calibración de caudal utilizando la fórmula de Manning	104
6.4.	MODELAMIENTO HIDROLOGICO	105
6.4.1.	Tiempo de concentración	105
6.4.2.	Calculo de numero de curva	107
6.4.2.1.	Modelamiento Hidrológico con el <i>software</i> HEC HMS	110
6.5.	MODELAMIENTO HIDRAULICO	114
6.5.1.	Calculo del Ancho Estable de Cauce	114
6.5.2.	Modelamiento Hidráulico con el <i>software</i> HEC RAS	115

6.6.	CALCULO DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS	127
6.7.	DIMENSIONAMIENTO DEL PUENTE RUNICHINCHAY PROPUESTO.....	130
VII.	CONCLUSIONES	131
VIII.	RECOMENDACIONES.....	133
IX.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	135
X.	ANEXOS	136

I.1. INDICE DE CUADROS

Cuadro 1: Valores de Período de Retorno T (Años).....	17
Cuadro 2: Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.....	17
Cuadro 3 : Valores críticos d para la prueba Kolmogorov – Smirnov.....	35
Cuadro 4: Parámetros morfométricos de la subcuenca W40.....	62
Cuadro 5: Parámetros morfométricos de la subcuenca W50.....	63
Cuadro 6: Parámetros morfométricos de la subcuenca W60.....	64
Cuadro 7: Registro de Pp máx. 24 hr de la estación pluviométrica Chavín.....	67
Cuadro 8: Precipitación máxima por año de la estación pluviométrica Chavín.....	68
Cuadro 9: Valores tabulados para distintos tamaños de muestra.....	70
Cuadro 10: Pp máx. 24 hr y logaritmos de Pp máx. 24 hr para cada año.....	70
Cuadro 11: Parámetros estadísticos de las Pp máx. 24 hr y logaritmos de Pp máx. 24 hr.....	71
Cuadro 12: Valores máximos de la Pp máx. 24 hr y los valores esperados de cada función de distribución probabilística.....	72
Cuadro 13: Elección de la función de distribución por método de error cuadrático mínimo.....	77
Cuadro 14: Prueba de bondad de ajuste por el método Kolmogorov-Smirnov.....	79
Cuadro 15: Prueba de bondad de ajuste por el método χ^2	80
Cuadro 16: Calificación las funciones de distribución de probabilidad.....	80
Cuadro 17: Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno.....	81
Cuadro 18: Lluvias máximas.....	83
Cuadro 19: Intensidades máximas.....	83
Cuadro 20: Regresión Lineal múltiple.....	84
Cuadro 21: Intensidad de diseño de la estación pluviométrica Chavín.....	85
Cuadro 22: Valores de periodo de retorno para el diseño hidráulica del puente Runichinchay.....	87
Cuadro 23: Valores máximos recomendados de riesgo admisible en obras de drenaje respectivamente.....	87
Cuadro 24: Hietograma de precipitación diseño para Tr = 28 años.....	88
Cuadro 25: Hietograma de precipitación diseño para Tr = 140 años.....	89
Cuadro 26: Hietograma de precipitación diseño para Tr = 500 años.....	91
Cuadro 27: Ubicación y altitud de la marca de agua máxima.....	94
Cuadro 28: río Estport, Idaho.....	96
Cuadro 29: río Estport, Idaho.....	97
Cuadro 30: Coeficiente de rugosidad por el método de Strickler.....	98
Cuadro 31: Coeficiente de rugosidad por el método de Strickler.....	98
Cuadro 32: Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan.....	102
Cuadro 33: Cuadro comparativo de coeficiente de rugosidad.....	102
Cuadro 34: Resultados de la simulación en software HEC RAS.....	103
Cuadro 35: Resultados de tiempo de concentración de las subcuencas.....	105
Cuadro 36: Resultados de tiempo de concentración de las subcuencas.....	106
Cuadro 37: Resultados de tiempo de retardo para el método del hidrograma unitario SCS.....	107
Cuadro 38: Resultados de tiempo de retardo para el método del hidrograma unitario Snyder.....	107
Cuadro 39: Valores del número de curva de las subcuencas.....	110
Cuadro 40: Precipitación máximas corregidas.....	111
Cuadro 41: Resultado de hietogramas para Tr = 28 años, 140 años y 500 años.....	111
Cuadro 42: Métodos utilizados en el modelamiento numérico en HEC HMS.....	112

Cuadro 43: Resultados de las simulaciones del modelamiento numérico para $Tr = 28$ años	112
Cuadro 44: Valores de numero de curva validados de las subcuencas	113
Cuadro 45: Caudales de máxima de avenida para $Tr = 140$ años y $Tr = 500$ años	113
Cuadro 46: Resultado del ancho estable del río Runichinchay	114
Cuadro 47: Parámetros ingresados en el modelamiento hidráulico	116
Cuadro 48: Resultados del cálculo de socavación local en estribos por el método de Froehlich.....	128
Cuadro 49: Resultados del cálculo de socavación local en estribos por el método de Blench	128
Cuadro 50: Resultados del cálculo de socavación local en estribos por el método de Liu	129
Cuadro 51: Resultados del cálculo de socavación local en estribos	129
Cuadro 52: Dimensiones y datos del puente Runichinchay propuesto	130

I.2. INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Esquema del ciclo hidrológico.....	10
Figura 2: Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil	16
Figura 3: Curvas Intensidad – Duración - Frecuencia.....	19
Figura 4: Hietograma por el método de bloques alternos.....	23
Figura 5: Componentes de un hidrograma de caudal durante una tormenta.....	26
Figura 6: Hidrograma Unitario estándar (tp = 5.5 tr).....	28
Figura 7: Hidrograma unitario requerido (tpR = 5.5 tr)	28
Figura 8: Hidrograma adimensional SCS.....	31
Figura 9: Perfil de canal y ubicaciones de sección transversal.....	37
Figura 10: Mapa de ubicación Departamental.....	40
Figura 11: Mapa de ubicación Provincial.....	40
Figura 12: Mapa de ubicación distrital.....	41
Figura 13: Imagen satelital del puente Runichinchay para su reemplazo.....	41
Figura 14: Mapa de Ubicación General	42
Figura 15: Vista Fotográfica del puente actual existente Runichinchay	44
Figura 16: Vista fotográfica aguas arriba de la ubicación del puente Runichinchay	44
Figura 17: Vista fotográfica aguas abajo de la ubicación del puente Runichinchay.....	45
Figura 18: MDT de resolución 1.5 m x 12.5m	53
Figura 19: MDT corregido con la herramienta fills sinks	54
Figura 20: Dirección de flujo.....	55
Figura 21: Acumulación de flujo	55
Figura 22: Red de drenaje	56
Figura 23: Segmentación de la red de drenaje.....	57
Figura 24: Formato raster de las áreas de drenaje.....	57
Figura 25: Áreas de drenaje en formato shape	58
Figura 26: Red de drenaje como polilíneas en formato shape.....	59
Figura 27: Cuencas adyacentes adjuntadas	59
Figura 28: Delimitación de la cuenca Runichinchay aguas arriba del puente Runichinchay.....	60
Figura 29: Subcuencas de la Cuenca Runichinchay	61
Figura 30: Ubicación de la estación pluviométrica Chavín.....	65
Figura 31: Histograma de Pp máx. 24 hr corregida de la estación pluviométrica Chavín	69
Figura 32: Grafica de probabilidad de la función Normal.....	73
Figura 33: Grafica de probabilidad de la función Gumbel.....	73
Figura 34: Grafica de probabilidad de la función Log Normal.....	74
Figura 35: Grafica de probabilidad de la función Pearson Tipo III	74
Figura 36: Grafica de probabilidad de la función Log Pearson Tipo III	75
Figura 37: Valores de Pp máx. 24 hr para diferentes periodos de retorno	82
Figura 38: Ecuación de Intensidad.....	84
Figura 39: Ecuación de Intensidad con los parámetros k, m y n.....	84
Figura 40: Curva intensidad-duración-frecuencia de la estación pluviométrica Chavín.....	86
Figura 41: Hietograma de precipitación de diseño para Tr = 28 años.....	89

Figura 42: Hietograma de precipitación de diseño para $Tr = 140$ años.....	90
Figura 43: Hietograma de precipitación de diseño para $Tr = 500$ años.....	92
Figura 44: Vista fotográfica de la marca de agua máxima en el estribó izquierdo del puente actual Runichinchay.....	93
Figura 45: Vista fotográfica de la marca de agua máxima en el estribó izquierdo del puente actual Runichinchay.....	93
Figura 46: Vista pseudo 3D del modelamiento hidráulico del río Runichinchay para el puente actual existente	95
Figura 47: Sección del puente existente en el <i>software</i> HEC RAS.....	95
Figura 48: material considerado para estimar el valor de n_0	99
Figura 49: grado de irregularidad para estimar el valor de n_1	100
Figura 50: variación de la sección transversal del cauce para estimar el valor de n_2	100
Figura 51: Efecto relativo a las obstrucciones para estimar el valor de n_3	101
Figura 52: vegetación en el lecho y márgenes del rio	102
Figura 53: Sección del puente Runichinchay con los valores de área y perímetro mojado.....	104
Figura 54: <i>Longestflowpath</i> de las subcuencas.....	106
Figura 55: Mapa AsterDEM del número de curva para las subcuencas.....	108
Figura 56: Mapa de cobertura vegetal.....	109
Figura 57: Imagen satelital de las subcuencas	109
Figura 58: Vista en planta del modelo hidráulico del río Runichinchay	115
Figura 59: Sección del río Runichinchay aguas arriba sin puente para $Tr = 140$ años	117
Figura 60: Sección del río Runichinchay aguas abajo sin puente para $Tr = 140$ años	117
Figura 61: Perfil del río Runichinchay sin puente para $Tr = 140$ años.....	118
Figura 62: Vista pseudo 3D del río Runichinchay sin puente para $Tr = 140$ años.....	118
Figura 63: Sección del río Runichinchay aguas arriba con puente actual para $Tr = 140$ años.....	119
Figura 64: Sección del río Runichinchay aguas abajo con puente actual para $Tr = 140$ años.....	120
Figura 65: Perfil del río Runichinchay aguas abajo con puente actual para $Tr = 140$ años	120
Figura 66: Vista pseudo 3D del río Runichinchay aguas abajo con puente actual para $Tr = 140$ años	121
Figura 67: Perfil del río Runichinchay para $Tr = 140$ años	122
Figura 68: Perfil del río Runichinchay para $Tr = 500$ años	123
Figura 69: Vista <i>pseudo</i> 3D del río Runichinchay para $Tr = 140$ años	123
Figura 70: Vista pseudo 3D del río Runichinchay para $Tr = 500$ años	124
Figura 71: Sección del puente Runichinchay propuesto	124
Figura 72: Sección vista aguas arriba del puente Runichinchay para $Tr = 140$ años.....	125
Figura 73: Sección vista aguas abajo del puente Runichinchay para $Tr = 140$ años	125
Figura 74: Sección vista aguas abajo del puente Runichinchay para $Tr = 500$ años	126
Figura 75: Sección vista aguas abajo del puente Runichinchay para $Tr = 500$ años	126
Figura 76: Sección vista aguas abajo del puente Runichinchay para $Tr = 500$ años.....	127
Figura 77: Datos de P_p máx. 24 hr del SENAMHI.....	138
Figura 78: Datos de P_p máx. 24 hr del SENAMHI	139
Figura 79: Datos de P_p máx. 24 hr del SENAMHI.....	140
Figura 80: Análisis de la distribución Normal.....	142
Figura 81: Predicción de distribución Normal.....	142
Figura 82: Grafica de la Distribución Normal	143
Figura 83: Análisis de la distribución Log Normal 3P.....	144
Figura 84: Predicción de distribución Log Normal 3P.....	144
Figura 85: Grafica de la Distribución Log Normal 3P.....	145

Figura 86: Análisis de la distribución Pearson tipo III.....	146
Figura 87: Predicción de distribución Pearson tipo III.....	146
Figura 88: Grafica de la Distribución Pearson tipo III.....	147
Figura 89: Análisis de la distribución Log Pearson tipo III.....	148
Figura 90: Predicción de distribución Log Pearson Tipo III.....	148
Figura 91: Grafica de la Distribución Log Pearson Tipo III.....	149
Figura 92: Análisis de la distribución Gumbel.....	150
Figura 93: Predicción de distribución Gumbel.....	150
Figura 94: Grafica de la Distribución Gumbel.....	151
Figura 95: Valores del Test Kolmogorov-Smirnov.....	153
Figura 96: Distribución Normal.....	154
Figura 97: Distribución LogNormal.....	154
Figura 98: Distribución Pearson Tipo III.....	155
Figura 99: Distribución Pearson Tipo III.....	155
Figura 100: Distribución Gumbel.....	156
Figura 101: Valores del Test chi cuadrado.....	157
Figura 102: Distribución Normal.....	158
Figura 103: Distribución Log Normal.....	158
Figura 104: Distribución Pearson Tipo III.....	159
Figura 105: Distribución Log Pearson Tipo III.....	159
Figura 106: Distribución Gumbel.....	160
Figura 107: Vista de la sección del puente actual existente.....	162
Figura 108: Vista de frontal del puente actual existente.....	162
Figura 109: Determinación de la marca de agua máxima en estribo del puente actual existente...	163
Figura 110: Rollizos de madera en la superestructura con estado de putrefacción.....	163
Figura 111: Estribo derecho con proceso de erosión.....	164
Figura 112: Estribo izquierdo para el registro del nivel de agua máximo.....	164
Figura 113: Mal estado de la plataforma del puente actual existente.....	165
Figura 114: Vista Aguas arriba del puente actual existente.....	165
Figura 115 : Vista Aguas abajo del puente actual existente.....	166
Figura 116: Sección del puente actual existente vista desde aguas arriba.....	166
Figura 117: Vista en planta del modelo hidráulico con las secciones cada 20m.....	168
Figura 118: Cota de la marca de agua máxima en la sección del puente actual existente.....	168
Figura 119: Vista pseudo 3D del modelamiento hidráulico del Rio Runichinchay para el puente actual existente.....	169
Figura 120: Resultados aguas arriba, aguas abajo y en la sección del puente actual existente para Q= 10 m ³ /s.....	169
Figura 121: Resultados aguas arriba, aguas abajo y en la sección del puente actual existente para Q= 15 m ³ /s.....	169
Figura 122: Resultados aguas arriba, aguas abajo y en la sección del puente actual existente para Q= 20 m ³ /s.....	170
Figura 123: Resultados aguas arriba, aguas abajo y en la sección del puente actual existente para Q= 25 m ³ /s.....	171
Figura 124: Resultados aguas arriba, aguas abajo y en la sección del puente actual existente para Q= 30 m ³ /s.....	171
Figura 125: Resultados aguas arriba, aguas abajo y en la sección del puente actual existente para Q= 31.5 m ³ /s (caudal de calibración).....	172
Figura 126: Caudales de la subcuencas y a la salida en la sección del puente actual existente.....	174

Figura 127: Curva de caudal a la salida en la sección del puente existente.....	174
Figura 128: <i>Caudal a la salida en la sección del puente existente</i>	174
Figura 129: Caudales de la subcuencas y a la salida en la sección del puente actual existente	175
Figura 130: Curva de caudal a la salida en la sección del puente existente.....	175
Figura 131: Caudal a la salida en la sección del puente existente	175
Figura 132: Caudales de la subcuencas y a la salida en la sección del puente actual existente	176
Figura 133: Curva de caudal a la salida en la sección del puente existente.....	176
Figura 134 Caudal a la salida en la sección del puente existente.....	176
Figura 135 Caudales de la subcuencas y a la salida en la sección del puente actual existente	177
Figura 136: Curva de caudal a la salida en la sección del puente existente.....	177
Figura 137: Caudal a la salida en la sección del puente existente	177
Figura 138 Caudales de la subcuencas y a la salida en la sección del puente propuesto	178
Figura 139: Curva de caudal a la salida en la sección del puente propuesto	178
Figura 140: Curva de caudal a la salida en la sección del puente propuesto	178
Figura 141 Caudales de la subcuencas y a la salida en la sección del puente propuesto	179
Figura 142: Curva de caudal a la salida en la sección del puente propuesto	179
Figura 143: Curva de caudal a la salida en la sección del puente propuesto	179

I.3. INDICE DE ANEXOS

ANEXO 1. DATOS DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS DE LA ESTACION PLUVIOMETRICA CHAVIN.....	137
ANEXO 2. RESULTADOS DEL <i>SOFTWARE</i> SMADA 6.43.....	141
ANEXO 3. RESULTADOS DEL <i>SOTWARE</i> HYDROGNOMON.....	152
ANEXO 4. REPORTE FOTOGRAFICO.....	161
ANEXO 5. RESULTADOS DE LA CALIBRACION DE CAUDAL EN EL <i>SOFTWARE</i> HEC RAS.....	167
ANEXO 6. RESULTADOS DEL <i>SOFTWARE</i> HEC HMS.....	173
ANEXO 7. RESULTADO DE ANALISIS DE GRANULOMETRIA.....	180

II. RESUMEN

Se realizó el modelamiento hidrológico e hidráulico del río Runichinchay en la ubicación donde está situado el puente Runichinchay, para esto se contó y utilizó los datos de precipitación máxima en 24 horas (P_p máx. 24 hr.) de la estación pluviométrica Chavín, se hizo el análisis y procesamiento de la información pluviométrica, así como, las pruebas estadísticas necesarias y la bondad de ajuste por los métodos de chi cuadrado y Kolmogorov – Smirnov para determinar la función de distribución probabilística que mejor se ajusta a los datos de P_p máx. 24 hr. y así poder obtener la precipitación máxima de diseño para los periodos de retorno de 140 años y 500 años, que son periodos de retorno seleccionados para el diseño hidráulico del puente y el cálculo de la socavación local en estribos respectivamente, posteriormente con la estimación de caudales para los periodos de retorno mencionados modelados en el *software* HEC HMS con los métodos para la pérdida y transformación precipitación-escorrentía del SCS y el hidrograma SCS respectivamente se hizo el modelamiento hidráulico con apoyo del *software* HEC RAS, cabe mencionar que se hizo la calibración y validación de caudal con la marca de agua registrada en campo y utilizando los *software* de computo también mencionados (HEC HMS y HEC RAS), los parámetros que se precisaron obtener como resultados del modelamiento hidráulico son: la luz del puente y la altura libre, se obtuvieron estas dimensiones hidráulicas del puente a partir del modelamiento hidrológico e hidráulico con los *software* HEC HMS Y HEC RAS respectivamente.

Palabras clave: Modelamiento hidrológico, modelamiento hidráulico

ABSTRACT

The hydrological and hydraulic modeling of the Runichinchay river was carried out in the location where the Runichinchay bridge is located, for this the maximum precipitation data was counted and used in 24 hours (P_p max 24 hr.) Of the Chavín rainfall station, it was made the analysis and processing of the rainfall information, as well as, the necessary statistical tests and the goodness of fit by the methods of chi-square and Kolmogorov-Smirnov to determine the probabilistic distribution function that best fits the data of P_p max. 24 hr. and thus be able to obtain the maximum design precipitation for the return periods of 140 years and 500 years, which are selected return periods for the hydraulic design of the bridge and the calculation of the local scour in stirrups respectively, later with the flow estimation for the aforementioned return periods modeled in the HEC HMS software with the methods for the precipitation and runoff loss and transformation of the SCS and the SCS hydrograph respectively, the hydraulic modeling was done with the support of the HEC RAS software, it is worth mentioning that the calibration and Validation of flow with the watermark registered in the field and using the aforementioned computer software (HEC HMS and HEC RAS), the parameters that were required to obtain as results of the hydraulic modeling are: bridge light and headroom, obtained these hydraulic dimensions of the bridge from hydrological and hydraulic modeling co n the HEC HMS and HEC RAS software, respectively.

Key words: Hydrological modeling, hydraulic modeling

III. INTRODUCCION

Los puentes son estructuras sumamente importantes en la intersección de cursos de agua (ríos y quebradas) con una vía, de estos depende en gran parte el buen desarrollo socioeconómico del país. La economía de un país depende mucho de una buena infraestructura vial, y dentro de una buena infraestructura vial los puentes deben estar en buenas condiciones estructurales e hidráulicas.

Se ha visto recientemente con el ultimo fenómeno del niño que afectó al país, una cantidad considerable de puentes que no han resistido el caudal de máxima avenida y han sufrido el deterioro y/o colapso total, de esto se puede desprender que es muy probable que no se realizó un adecuado diseño hidrológico e hidráulico del río y/o quebrada por donde intercepta el puente con la vía.

El presente trabajo de tesis aborda el diseño hidrológico e hidráulico para el adecuado dimensionamiento hidráulico del puente sobre el río Runichinchay a fin de poder mantener la transitabilidad en la vía y poder así contribuir con el desarrollo social y económico del país.

3.1. JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION

El presente trabajo de tesis se basa en poder realizar un adecuado modelamiento hidrológico e hidráulico del río Runichinchay, a fin de determinar las dimensiones hidráulicas del puente sobre este río, teniendo en consideración para los cálculos hidrológicos la vida útil de la obra y su periodo de retorno para estimar correctamente el caudal de máxima avenida, también así, tomar las consideraciones hidráulicas para determinar correctamente las dimensiones hidráulicas del puente.

Se utilizarán los sistemas informáticos *Hydrologic Modeling System* (HEC-HMS) e *Hydrologic Modeling System* (HEC-RAS) para el modelamiento hidrológico e hidráulico respectivamente, ambos son los sistemas informáticos de modelamiento numérico (*software libre*) más utilizados en la actualidad.

Este aporte de tesis puede servir de guía para futuros proyectos y/o estudios de puentes a realizarse en cuencas de similares características en cuanto a morfología, topografía, tipo de suelo, cobertura vegetal y altitud.

3.2. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION

3.2.1. OBJETIVO GENERAL

- Realizar el modelamiento hidrológico e hidráulico del río Runichinchay, para el diseño del puente Runichinchay.

3.2.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Delimitar la cuenca aguas arriba de la ubicación del puente Runichinchay para desarrollar el modelamiento hidrológico y el posterior modelamiento hidráulico del río Runichinchay.
- Elaborar las series anuales de Pp máx. 24 hr, con una data mínima de 25 años, para poder estimar el caudal de máxima avenida.
- Realizar el análisis probabilístico de las Pp máx. 24 hr para determinar el caudal máximo de diseño.
- Determinar el periodo de retorno en función de la vida útil del puente y el riesgo admisible para la evaluación hidrológica.

- Determinar las intensidades máximas de lluvia sobre la cuenca Runichinchay.
- Realizar el modelamiento hidrológico de la cuenca Runichinchay mediante el sistema informático HEC-HMS para determinar el caudal de máxima avenida.
- Realizar el modelamiento hidráulico del río Runichinchay, en el sector del puente Runichinchay con un mínimo de 200 metros aguas arriba y 200 metros aguas abajo del puente, mediante el sistema informático HEC-RAS, para determinar la luz hidráulica, la altura libre y la socavación local en estribos del puente propuesto Runichinchay.

3.3. PROBLEMAS DE LA INVESTIGACION

Actualmente se observa que en el país está siendo afectado por fuertes precipitaciones, que conduce a un incremento considerable en el caudal de ríos y quebradas. En el año 2017 se identificó numerosos puentes en el país, en los cuales se sobrepasó la capacidad del diseño afectando así varias estructuras de este tipo.

Los puentes en su mayoría fallan por un deficiente diseño hidrológico e hidráulico, y no tanto así por el diseño estructural, muy raras veces un puente falla estructuralmente, por eso se le debe poner especial consideración al diseño hidrológico e hidráulico a fin de determinar las dimensiones mínimas necesarias para que el puente a ejecutarse cumpla técnicamente durante la máxima descarga del río Runichinchay en el sector del puente.

En el presente trabajo de tesis se tendrá toda la consideración debida para el diseño hidrológico e hidráulico, se utilizaran los métodos adecuados y necesarios para estimar de manera óptima el caudal de diseño, y se tomara en cuenta el criterio adecuado para el modelamiento hidrológico e hidráulico del río Runichinchay, y así determinar las dimensiones hidráulicas para el puente propuesto sobre el río Runichinchay que servirá como puente de reemplazo de la superestructura que actualmente se encuentra en malas condiciones.

IV. REVISION DE LA LITERATURA

4.1. CUENCA HIDROGRÁFICA

La cuenca de drenaje o hidrográfica de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido, Villón (2002).

Snyder (2013) indica que las cuencas hidrográficas permiten entender espacialmente el ciclo hidrológico, así como cuantificar e identificar los impactos acumulados de las actividades humanas o externalidades (sedimentos, contaminantes y nutrientes) a lo largo del sistema de corrientes o red hidrográfica, que afectan positiva o negativamente la calidad y cantidad del agua, la capacidad de adaptación de los ecosistemas y la calidad de vida de sus habitantes.

4.1.1. Características fisiográficas de una cuenca

Según Villón (2002) en su publicación Hidrología señala que las características fisiográficas de una cuenca son:

- a) Área (A): Se refiere al área proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca.
- b) Perímetro (P): Se refiere al borde de la forma de la cuenca proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca.

- c) Longitud de cauce principal (Lc): Mayor cauce longitudinal que tiene una cuenca determinada o el recorrido que realiza el río desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades hasta un punto fijo o punto de interés.
- d) Pendiente media del curso principal: Es la relación entre la diferencia de altitudes del cauce principal y la proyección horizontal del mismo.
- e) Ancho promedio: Es la relación entre el área de la cuenca (A) y la longitud mayor del río (L).

$$Ap = A / L$$

Ap = Ancho promedio de la cuenca

A = Área de la cuenca

L = Longitud mayor del río

- f) Factor forma: Expresa la relación, entre el ancho promedio de la cuenca y longitud, es decir:

$$F = B / L$$

F = Factor Forma

B = Ancho promedio de la cuenca

L = Longitud de cuenca

- g) Índice de compacidad: El índice de compacidad de una cuenca, definida por Gravelious, expresa la relación entre el perímetro de la cuenca, y el perímetro equivalente de una circunferencia, que tiene la misma área de la cuenca, es decir:

$$K = P_c / P_{ca}$$

K = Índice de compacidad

P_c = Perímetro de la cuenca

P_{ca} = Perímetro de un círculo de igual área

- h) Curva hipsométrica: Es la curva que, puesta en coordenadas rectangulares, representa la relación entre la altitud, y la superficie de la cuenca que queda sobre esa altitud.
- i) Curva de frecuencia de altitudes: Es la representación gráfica de la distribución en porcentaje, de las superficies ocupadas por diferentes altitudes.

Con las curvas hipsométricas y de frecuencia de altitudes se pueden determinar las siguientes altitudes características:

- Altitud media: es la ordenada media de la curva hipsométrica, en ella, el 50% del área de la cuenca, está situado por encima de esa altitud y el 50% está situado por debajo de ella.
- Altitud más frecuente: es el máximo valor en porcentaje de la curva de frecuencia de altitudes.
- Altitud de frecuencia ½: es la altitud correspondiente al punto de abscisa ½ de la curva de frecuencia de altitudes.

4.2. CICLO HIDROLOGICO

Según Wendor Cheroque Moran se denomina ciclo hidrológico al conjunto de cambios que experimenta el agua en la naturaleza, tanto en su estado (sólido, líquido y gaseoso) como en su forma (agua superficial, agua subterránea, etc.).

Es frecuente definir la hidrología como la ciencia que se ocupa del estudio del ciclo hidrológico.

Han sido sugeridos numerosos esquemas del ciclo hidrológico, siendo la finalidad común la de proporcionar un gráfico sencillo que muestra las diferentes formas y estados en que se presenta el agua, en la Figura 1 se muestra el esquema del ciclo hidrológico.

El ciclo hidrológico no es nada regular, todo lo contrario. Una muestra de ello son los períodos de sequías y de inundaciones con los que estamos tan acostumbrados en el país. Prácticamente todos los años tenemos nosotros problemas de sequía en unos lugares y problemas de inundaciones en otros. El ciclo hidrológico es completamente irregular, y es precisamente contra estas irregularidades que lucha el hombre.

La hidrología está ligada al estudio de fenómenos naturales, de manera que los métodos que emplea no pueden ser rígidos, quedando algunas decisiones al criterio del ingeniero. Pero es necesario hacer notar que esta falta de precisión previsible no ocurre únicamente en la hidrología, sino que es común a toda la ingeniería, como común es la toma de precauciones. El empleo de la carga de fatiga y de la carga de trabajo en los materiales es el ejemplo típico en ingeniería.

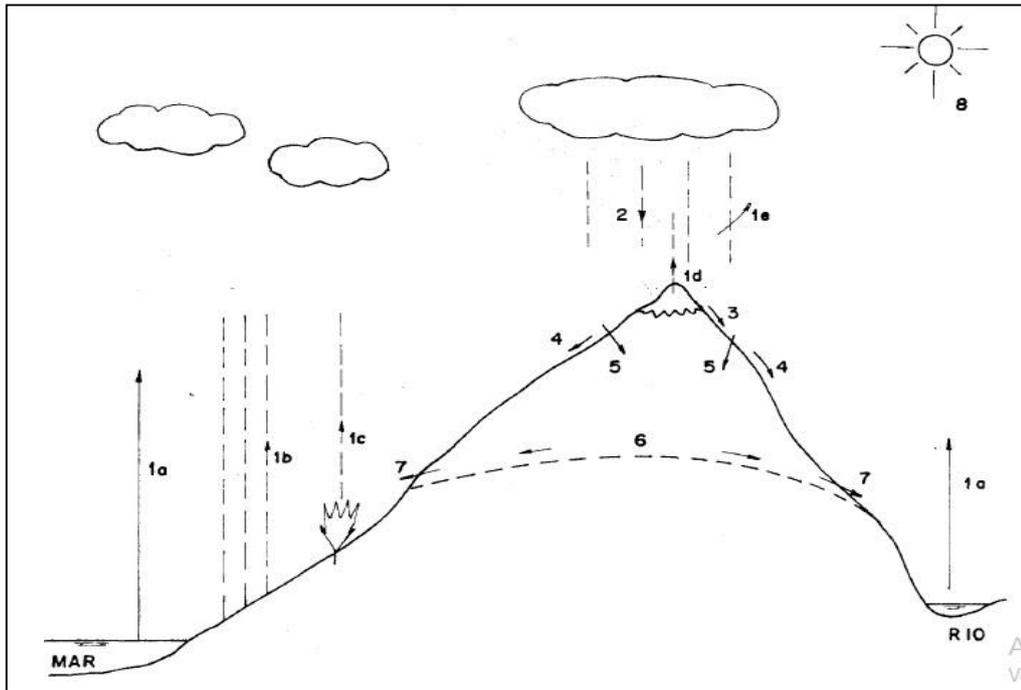


Figura 1: Esquema del ciclo hidrológico

Fuente: Libro de hidrología para estudiantes de ingeniería civil.

- (1a) evaporación desde superficies de agua (mares, ríos, lagos, etc.).
- (1b) evaporación desde superficies húmedas de suelo.
- (1c) evaporación desde las plantas (transpiración).
- (1d) evaporación desde la nieve.
- (1e) evaporación desde la precipitación misma.
- (2) precipitación, en forma de lluvia, nevada o granizada.
- (3) fusión.
- (4) escorrentía.
- (5) Infiltración
- (6) capas de agua subterránea.
- (7) manantiales.
- (8) rayos solares.

4.3. PRECIPITACION

Según Villon (2002) la precipitación, es toda forma de humedad que originándose en las nubes, llega hasta la superficie del suelo; de acuerdo a esta definición la precipitación puede ser en forma de:

- Lluvias
- Granizadas
- Garuas
- Nevadas

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones y análisis, forman el punto de partida de los estudios concernientes al uso y control del agua.

Para el presente estudio es importante la precipitación que cae sobre la cuenca a analizar, es importante tener la medición de precipitación, la cual tiene que ser una información confiable para poder estimar los cálculos necesarios.

4.3.1. Medición de la precipitación

La precipitación se mide en términos de la altura de lámina de agua, y se expresa comúnmente en milímetros (mm). Esta altura de lámina de agua, indica la altura del agua que se acumularía en una superficie horizontal, si la precipitación permaneciera donde cayó. Villon (2002).

Existente aparatos especiales para medir la precipitación que cae sobre una zona, se clasifican de acuerdo con el registro de las precipitaciones en:

- Pluviómetros.
- Pluviografos.

4.3.2. Cálculo de la precipitación media sobre una zona

En general la altura de precipitación que cae en un sitio dado, difiere de la que cae en los alrededores, aunque sea sitios cercanos.

Los pluviómetros registran la lluvia puntual, es decir la que se produce en el punto en la que está instalada el aparato. Para problemas de hidrología muchas veces se requiere conocer la altura de precipitación media de una zona dada.

Para calcular la precipitación media de una tormenta o la precipitación media anual, existen métodos de uso generalizado los más confiables son:

- Polígonos de Thiessen
- Isoyetas

4.4. TORMENTA

Según Villon (2002) se entiende por tormenta o borrasca, al conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas. De acuerdo a esta definición, una tormenta puede durar desde unos pocos minutos hasta varias horas y aun días, y puede abarcar extensiones de terrenos muy variables, desde pequeñas zonas, hasta varias regiones.

El análisis de las tormentas, está íntimamente relacionado con los cálculos o estudios previos, al diseño de obras de ingeniería hidráulica, como son:

- Estudio de drenaje.
- Determinación de caudales máximo, que deben pasar por el aliviadero de una represa, o que deben encausarse para impedir las inundaciones.
- Determinación de la luz de un puente.
- Conservación de suelos.
- Cálculo del diámetro de alcantarillas.

Las dimensiones de estas obras, dependen principalmente de la magnitud que las tormentas tengan, y de la frecuencia o período de retomo, esto a su vez determina el coeficiente de seguridad que se da a la obra, o los años de vida probable de la misma.

Se comprende que lo mejor sería diseñar una obra para la tormenta de máxima intensidad y de duración indefinida, pero esto significa grandes dimensiones de la misma y lógicamente hay un límite, después del cual, los gastos ya no compensan el riesgo que se pretende cubrir. Entonces, en la práctica, no se busca una protección absoluta, sino la defensa contra una tormenta de características bien definidas, o de una determinada probabilidad de ocurrencia.

4.4.1. Intensidad de lluvia

Según Villon (2002) es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo. Lo que interesa particularmente de cada tormenta, es la intensidad máxima que se haya presentado, ella es la atura máxima de agua caída por unidad de tiempo. De acuerdo a esto la intensidad se expresa así:

$$I \text{ máx.} = P/t$$

La gran mayoría estaciones de lluvias ubicadas en el país, no cuentan con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas. Para poder estimarlas se recurre al principio conceptual, referente a que los valores extremos de lluvias de alta intensidad y corta duración aparecen, en el mayor de los casos, marginalmente dependientes de la localización geográfica, con base en el hecho de que estos eventos de lluvia están asociados con celdas atmosféricas las cuales tienen propiedades físicas similares en la mayor parte del mundo.

Existen varios modelos para estimar la intensidad a partir de la precipitación máxima en 24 horas. Uno de ellos es el modelo de Frederich Bell que permite calcular la lluvia máxima en función del período de retorno, la duración de la tormenta en minutos y la precipitación máxima de una hora de duración y periodo de retorno de 10 años. La expresión es la siguiente:

$$P_t^T = (0.21 \log T + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.50)P_{60}^{10}$$

Dónde:

t = duración en minutos

T = periodo de retorno en años

P_t^T

= precipitación caída en t minutos con periodo de retorno de T años

P_{60}^{10}

= precipitación caída en 60 minutos con periodo de retorno de 10 años

El valor de P_{60}^{10} , puede ser calculado a partir del modelo de Yance Tueros, que estima la intensidad máxima horaria a partir de la precipitación máxima en 24 horas.

$$I = aP_{24}^b$$

I= intensidad máxima en mm/h

a, b= parámetros del modelo; 0.4602, 0.876, respectivamente.

P24= precipitación máxima en 24 horas

4.4.2. Duración de lluvia

Corresponde al tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin de la tormenta. Aquí conviene definir el periodo de duración, que es un determinado periodo de tiempo, tomado en minutos u horas, dentro del total que dura la tormenta. Tiene mucha importancia en la determinación de las intensidades máximas. Villon (2002).

4.4.3. Frecuencia

Según Villon (2002) es el número de veces que se repite una tormenta, de características de intensidad y duración definidas en un periodo de tiempo más o menos largo, tomado generalmente en años.

4.4.4. Periodo de retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “T” años, se le denomina Período de Retorno “T”. Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años. Fuente Manual de Hidrología, hidráulica y drenaje, Ministerio de Transporte y comunicaciones

Para adoptar el periodo de retorno a utilizar en el diseño de una obra, 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.

El riesgo de falla admisible en función del periodo de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

R: Riesgo de falla admisible

T: Periodo de Retorno

n: Vida útil

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T, fijando el riesgo de falla admisible R, el cual es la probabilidad de ocurrencia del

pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra. En la Figura 2 se muestra el Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil. Manual de Carreteras, Hidrología, hidráulica y drenaje (2016).

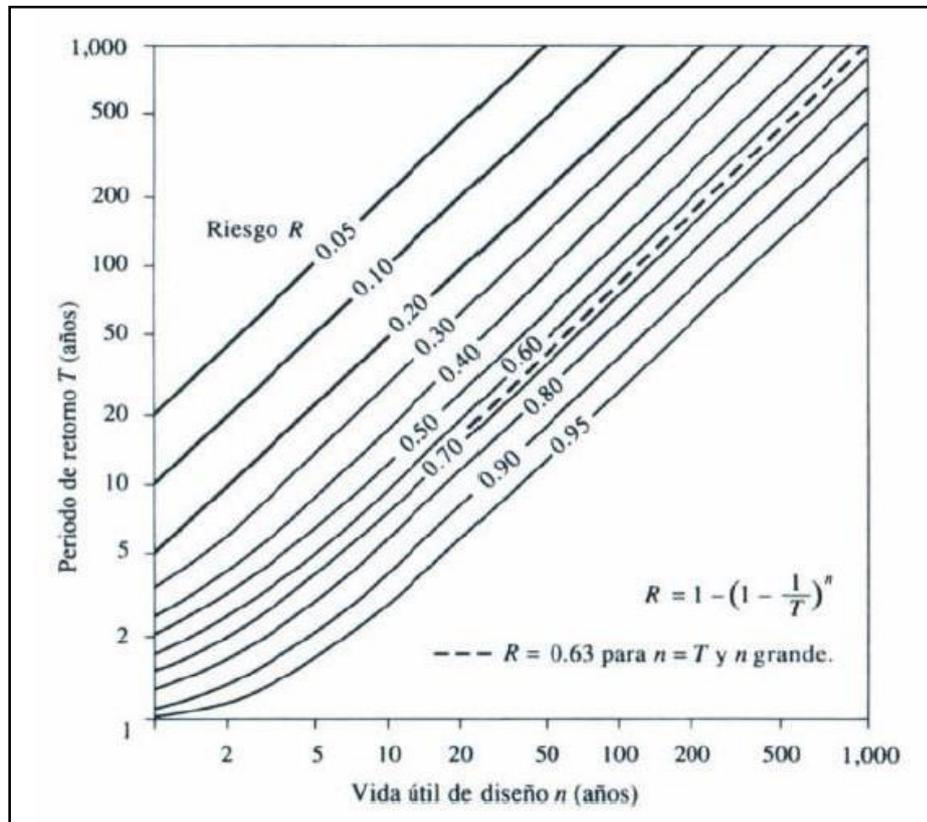


Figura 2: Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil

Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow)

En el Cuadro 1 se presenta el valor T para varios riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra.

Cuadro 1: Valores de Período de Retorno T (Años)

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

Fuente: MONSALVE, 1999.

De acuerdo a los valores presentados en el Cuadro 1 se recomienda utilizar como máximo, los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje mostrados en el Cuadro 2:

Cuadro 2: 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

Fuente: Manual Hidrología, Hidráulica y drenaje

(*) - 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)

4.4.5. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno. Manual de Carreteras, Hidrología, hidráulica y drenaje (2016).

Para determinar estas curvas IDF se necesita contar con registros pluviográficos de lluvia en el lugar de interés y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Es decir, se deben examinar los hietogramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y de estos hietogramas elegir la lluvia correspondiente a la hora más lluviosa, a las dos horas más lluviosas, a las tres horas y así sucesivamente. Con los valores seleccionados se forman series anuales para cada una de las duraciones elegidas. Estas series anuales están formadas eligiendo, en cada año del registro, el mayor valor observado correspondiente a cada duración, obteniéndose un valor para cada año y cada duración. Manual de Carreteras, Hidrología, hidráulica y drenaje (2016).

Cada serie se somete a un análisis de frecuencia, asociando modelos probabilísticas. Así se consigue una asignación de probabilidad para la intensidad de lluvia correspondiente a cada duración, la cual se representa en un gráfico único de intensidad vs. Duración, teniendo como parámetro el período de retorno tal como se muestra en el ejemplo la Figura 3.

Cabe indicar que formar las series anuales es un proceso largo y laborioso, que involucra el examen cuidadoso de los rollos pluviográficos, la lectura de los valores, la digitación de la información, la contrastación y verificación de los valores leídos con los registros pluviométricos cercanos y el análisis de las tormentas registradas para encontrar los máximos valores registrados para cada una de las duraciones seleccionadas

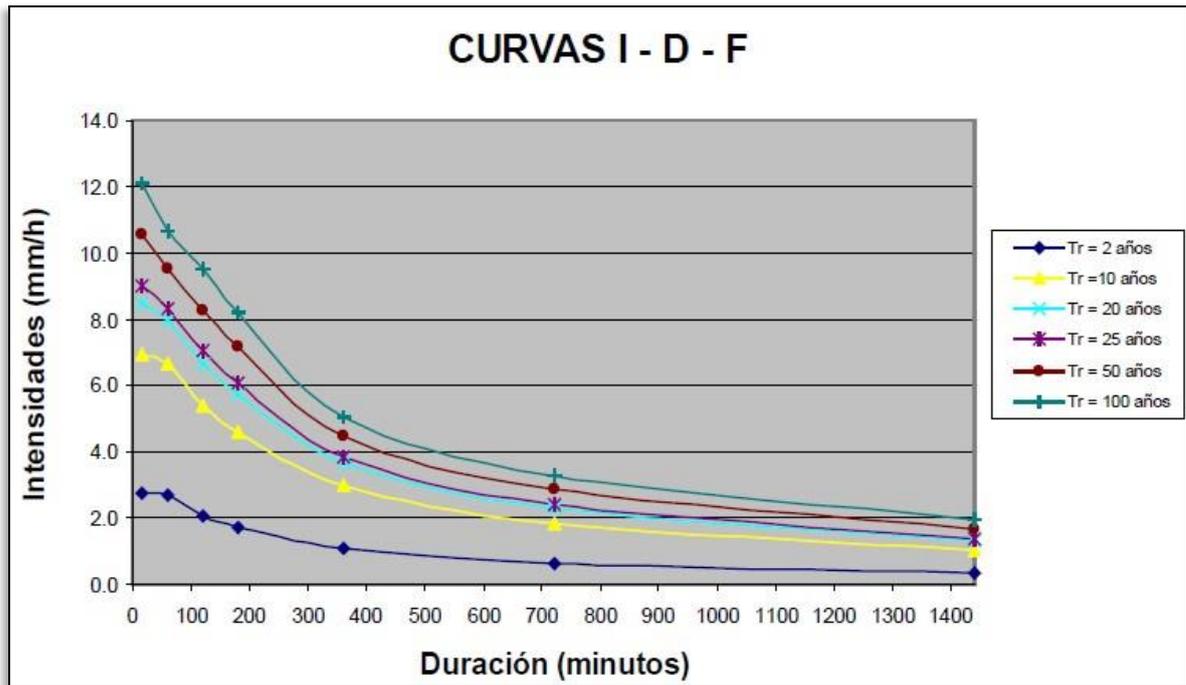


Figura 3: Curvas Intensidad – Duración - Frecuencia

Fuente: Manual de Carreteras, Hidrología, hidráulica y drenaje.

En nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración. Manual de Carreteras, Hidrología, hidráulica y drenaje (2016).

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia, se calculan indirectamente, mediante la siguiente relación:

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

Dónde:

I = Intensidad máxima (mm/min)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min).

Si se toman los logaritmos de la ecuación anterior se obtiene:

$$\text{Log (I)} = \text{Log (K)} + m \text{Log (T)} - n \text{Log (t)}$$

O bien: $Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2$

Dónde:

$$Y = \text{Log (I)}, \quad a_0 = \text{Log K}$$

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

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

Los factores de K, m, n, se obtienen a partir de las intensidades máximas calculadas anteriormente, mediante regresión múltiple. Manual de Carreteras, Hidrología, hidráulica y drenaje (2016).

4.4.6. Tiempo de concentración

Según Villon (2002) se denomina tiempo de concentración, al tiempo transcurrido, desde que una gota de agua cae, en el punto más alejado de la cuenca hasta que llega a la salida de ésta (estación de aforo). Este tiempo es función de ciertas características geográficas y topográficas de la cuenca.

El tiempo de concentración debe incluir los escurrimientos sobre terrenos, canales, cunetas y los recorridos sobre la misma estructura que se diseña.

Existen varias fórmulas para calcular este parámetro, en el presente estudio se ha empleado tres fórmulas ampliamente utilizadas: Temez, Bransby -Williams y la fórmula del SCS, que se muestran a continuación

Fórmula de Temez

$$T_c = 0.30 \frac{L^{0.76}}{S^{0.19}}$$

Dónde:

T_c = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del curso principal en kilómetros.

S = Pendiente a lo largo del cauce en m/m.

La fórmula de Temez es la más sencilla debido a que solo usa dos parámetros. En la fórmula de Bransby Williams se necesitan la longitud del cauce principal y la pendiente de la cuenca. A continuación se presenta esa fórmula:

Fórmula de Bransby – Williams

$$T_c = 0.2433 \frac{L}{A^{0.1} S^{0.2}}$$

Dónde:

T_c = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del curso principal en kilómetros.

A = Área de cuenca en Km².

S = Pendiente a lo largo del cauce en m/m.

Para la fórmula de Bransby Williams, es necesaria determinar la longitud del cauce, área de la cuenca y la pendiente del cauce del río. Estos parámetros se obtienen de las características morfológicas de la cuenca.

También existe otra fórmula para calcular el tiempo de concentración de la SCS que se muestra a continuación:

Fórmula SCS

$$T_c = \frac{4.3611 L^{0.8} \left[\frac{1000}{CN} - 9 \right]^{0.7}}{1900 S^{0.5}}$$

Dónde:

T_c = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del curso principal en metros.

S = Pendiente a lo largo del cauce en porcentaje.

CN = Número de curva del SCS.

4.4.7. Hietograma

Es un gráfico de forma escalonada como un histograma, 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. Villon (2002).

4.4.7.1. Hietograma Método del bloque alterno

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

Ven Te Chow (1964).

En la Figura 4 se tiene un ejemplo de modelo de hietograma por el método de bloques alternos.

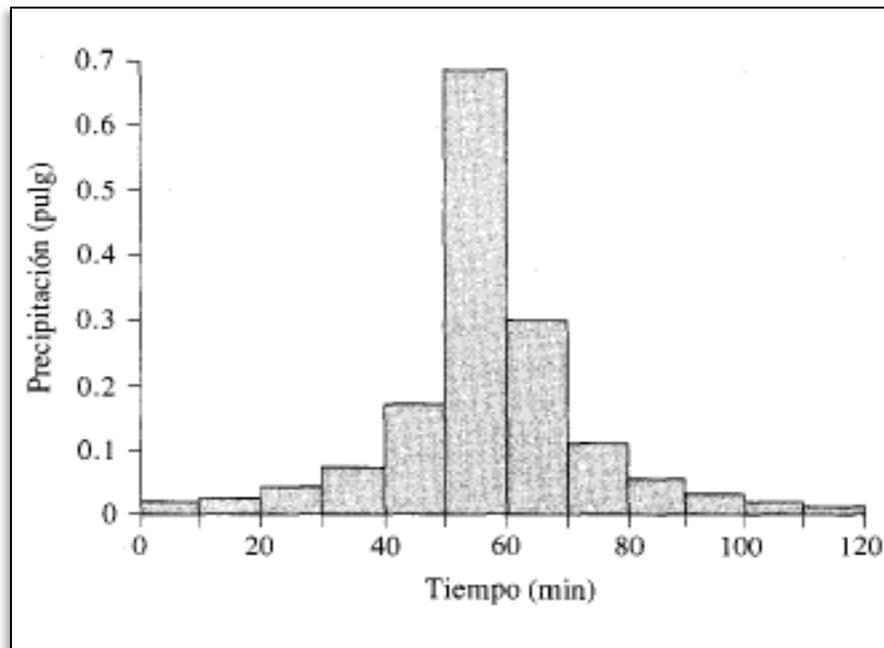


Figura 4: Hietograma por el método de bloques alternos

Fuente: Hidrología Aplicada Ven te Chow

4.5. ESCORRENTIA

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca Aparicio (1989).

El agua proveniente de la precipitación que llega hasta la superficie terrestre una vez que una parte ha sido interceptada y evaporada sigue diversos caminos hasta llegar a la salida de la cuenca. Conviene dividir estos caminos en tres clases: escurrimiento superficial, subsuperficial y subterráneo.

- Escurrimiento superficial: Es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escurre sobre toda la superficie del suelo.

- Esguerrimiento subsuperficial: Es aquel que proviene de una parte de la precipitación infiltrada.
- Esguerrimiento subterráneo: Es aquel que proviene del agua subterránea, la cual es recargada por la parte de la precipitación que se infiltra, una vez que el suelo se ha saturado. Villon (2002)

4.6. INFILTRACION

Según Aparicio (1989) se define como el movimiento del agua, a través de la superficie del suelo y hacia adentro del mismo, producido por la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares.

La diferencia entre el volumen de agua que llueve en una cuenca y el que escurre por su salida recibe el nombre genérico de pérdidas. En general, las pérdidas están constituidas por la intercepción en el follaje de las plantas y en los techos de las construcciones, la retención en depresiones o charcos (que posteriormente se evapora o se infiltra), la evaporación y la infiltración. Además de que en la práctica es difícil separar estos cuatro componentes, la porción más considerable de las pérdidas está dada por la infiltración, por lo que es costumbre calcularlas conjuntamente bajo este nombre.

La infiltración juega un papel de primer orden en la relación lluvia- esguerrimiento y, por lo tanto, en los problemas de diseño y predicción asociados a la dimensión y operación de obras hidráulicas. En general, el volumen de infiltración es varias veces mayor que el de esguerrimiento durante una tormenta dada, especialmente en cuencas con un grado de urbanización relativamente bajo. Sin embargo, la infiltración recibe poca atención por parte de los ingenieros proyectistas, quizá por la falta de herramientas adecuadas para su tratamiento. Por ello, en este capítulo se hará una revisión de los métodos existentes para el cálculo de la infiltración más completa que lo usual.

4.7. EVAPORACION Y TRANSPIRACION

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica es importante conocer, por un lado, la cantidad de agua que se pierde por evaporación en grandes depósitos, como presas, lagos o en sistemas de conducción, y, por otro, la cantidad de agua con que es necesario dotar a los distritos de riego, para determinar las fuentes y dimensiones de los sistemas de abastecimiento. Aparicio (1989).

Evaporación: Es el proceso por el cual el agua pasa del estado líquido en que se encuentra en los almacenamientos, conducciones y en el suelo, en las capas cercanas a su superficie, ha estado gaseoso y se transfiere a la atmósfera.

Transpiración: Es el agua que se despiden en forma de vapor de las hojas de las plantas. Esta agua es tomada por las plantas, naturalmente, del suelo.

Evapotranspiración: Es la combinación de evaporación y transpiración.

4.8. FLUJO SUBTERRANEO

El flujo subterráneo está conformado por el agua que fluye desde el almacenamiento del agua subterránea hacia los cauces. Este ocurre cuando los cauces interceptan el agua subterránea, ya sea desde el nivel freático como de acuíferos más profundos. Este flujo es llamado flujo base o caudal base. El flujo base ocurre siempre que exista un almacenamiento subterráneo. El caudal mínimo de un cauce es llamado caudal de estiaje. Agustín Felipe Breña Puyol y Marco Antonio Jacob Villa (“Principios y Fundamentos de la Hidrología Superficial” Universidad Autónoma Metropolitana – México).

4.9. HIDROGRAMA DE CAUDAL

Un hidrograma de caudal es una gráfica o una tabla que muestra la tasa de flujo como función del tiempo en un lugar dado de la corriente. En efecto, el 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, 1959). Dos tipos de hidrograma son particularmente importantes: el hidrograma anual y el hidrograma de tormenta.

4.9.1. Hidrograma anual

El hidrograma anual, una gráfica de caudal vs. Tiempo en un año, muestra el balance de largo plazo de la precipitación, la evaporación y el caudal en una cuenca.

4.9.2. Hidrograma de tormenta

El estudio de los hidrogramas anuales muestra que los picos de crecientes se producen en forma poco frecuente y son el resultado de la lluvia por sí sola o acompañada por el derretimiento de nieve. La Figura 5 muestra cuatro componentes de un hidrograma de caudal durante una tormenta.

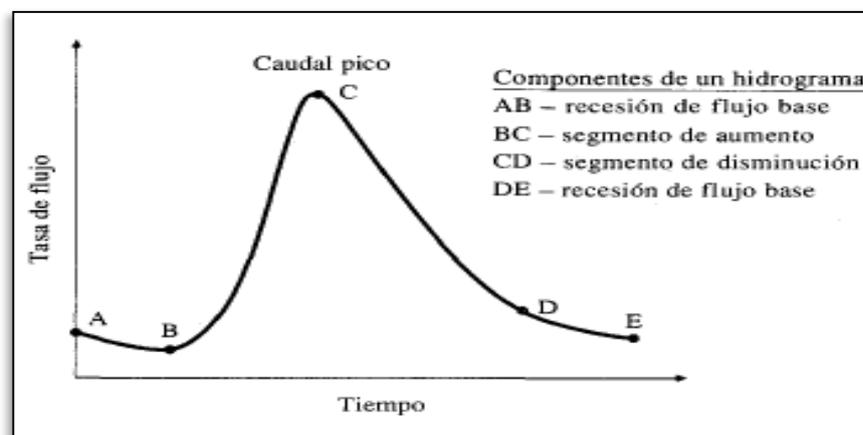


Figura 5: Componentes de un hidrograma de caudal durante una tormenta

Fuente: Hidrología Aplicada (Vente Chow)

4.9.3. Hidrograma unitario

El hidrograma unitario de una cuenca se define como el hidrograma de escurrimiento debido a una precipitación con altura de exceso unitaria, repartida uniformemente sobre la cuenca, con una intensidad constante durante un periodo específico de tiempo (duración en exceso). Villon (2002).

El hidrograma unitario, es un hidrograma típico de la cuenca. Como las características fisiográficas de la cuenca (área, forma, pendiente, etc) son relativamente constantes, cabe esperar una considerable similitud en la forma de los hidrogramas, correspondientes a precipitaciones de características similares (duración, intensidad, distribución, cantidad de escurrimiento, etc.). Sería erróneo asegurar que un hidrograma típico, sería suficiente para cualquier cuenca, ya que las características variables de la precipitación, causan variaciones en la forma de los hidrogramas resultantes.

4.9.4. Hidrograma Unitario Sintético

Para usar el método del hidrograma unitario, siempre es necesario contar con al menos un hidrograma medido a la salida de la cuenca, además de los registros de precipitación. Sin embargo, la mayor parte de las cuencas, no cuentan con una estación hidrométrica o bien con los registros pluviográficos necesarios. Villon (2012).

Por ello, es conveniente contar con métodos con los que se puedan obtener hidrogramas unitarios usando únicamente datos de características generales de la cuenca. Los hidrogramas unitarios así obtenidos se denominan sintéticos.

Debido a su importancia, se ha desarrollado una gran cantidad de hidrogramas unitarios sintéticos; a continuación, se explicarán dos de ellos.

4.9.4.1. Hidrograma Unitario sintético Snyder

En un estudio de cuencas localizadas principalmente en los montes Apalaches de los Estados Unidos y con tamaños que variaban desde cerca de 10 hasta 10,000 mi² (30 a 30,000 km²), Snyder (1938) encontró relaciones sintéticas para algunas características de un hidrograma unitario estándar ver la Figura 6 (Hidrograma unitario estándar ($t_p=5.5$ tr)). Algunas relaciones del mismo tipo fueron encontradas más tarde (U.S. Army Corps of Engineers, 1959). Estas relaciones, en una forma modificada, están dadas más adelante. A partir de las relaciones, pueden calcularse cinco características de un hidrograma unitario requerido ver la Figura 7 (Hidrograma unitario requerido ($t_pR = 5.5$ tr)) para una duración de exceso de lluvia dada: el caudal pico por unidad de área de la cuenca, q_pR , el retardo de cuenca, t_pR

(diferencia de tiempo entre el centroide del hietograma de exceso de lluvia y el pico del hidrograma unitario), el tiempo base t_b , y los anchos W (en unidades de tiempo) del hidrograma unitario al 50 y 75% del caudal pico. Chow (1994).

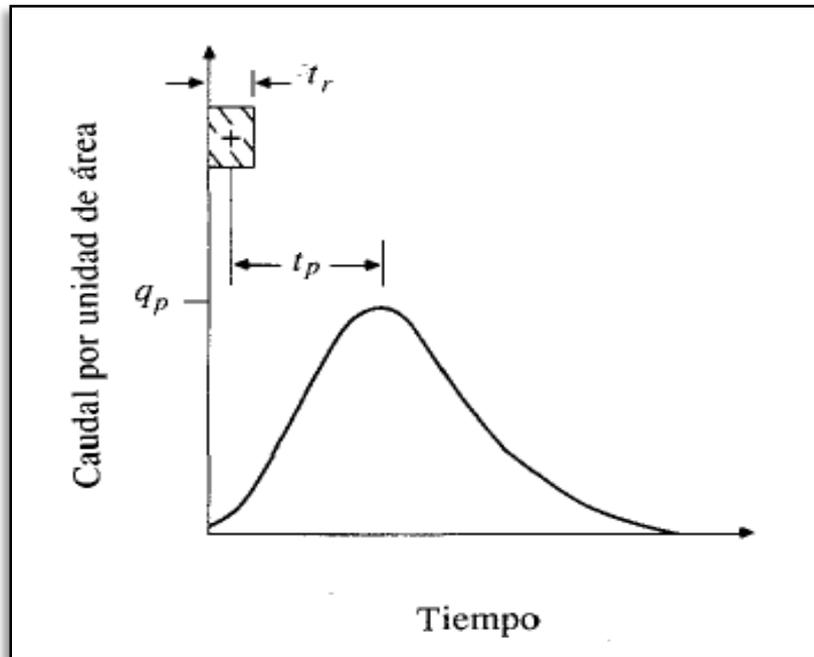


Figura 6: Hidrograma Unitario estándar ($t_p = 5.5 t_r$)

Fuente: Hidrología Aplicada (Vente Chow)

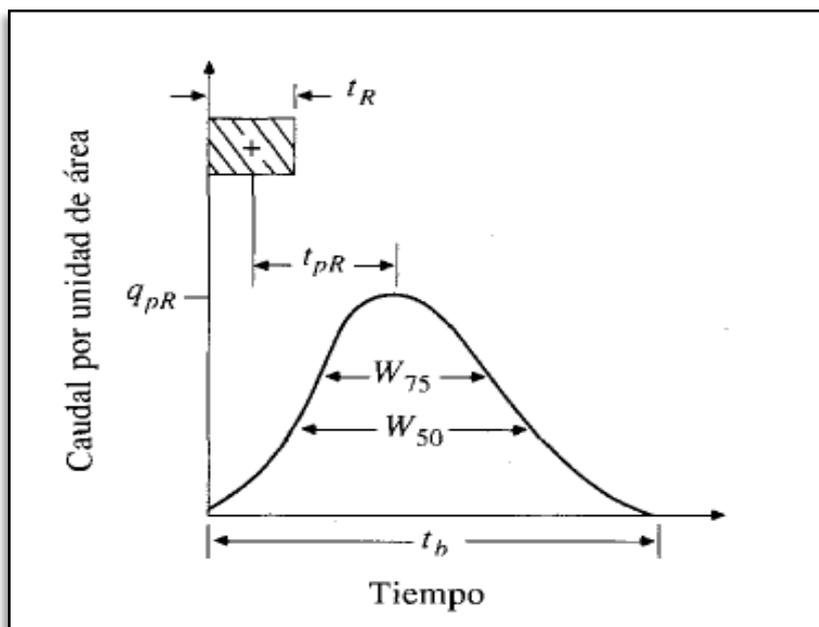


Figura 7: Hidrograma unitario requerido ($t_{pR} = 5.5 t_R$)

Fuente: Hidrología Aplicada (Vente Chow)

Snyder definió el hidrograma unitario estándar como aquel cuya duración de lluvia t_r está relacionada con el retardo de cuenca t_p por:

$$t_p = 5.5 t_r$$

Para un hidrograma unitario estándar encontró que:

1. El retardo de cuenca es:

$$t_p = C \times C_t (L \times L_c)^{0.3}$$

Donde t_p está en horas, L es la longitud de la corriente principal en kilómetros desde la salida de la cuenca hasta la divisoria de aguas arriba, L_c es la distancia en kilómetros desde la salida de la cuenca hasta el punto de la corriente más cercano al centroide del área de la cuenca, $C = 0.75$ y C_t es un coeficiente basado en cuencas instrumentadas en la misma región.

2. El caudal pico por unidad de área de drenaje en $m^3/s \cdot km^2$ del hidrograma unitario estándar es:

$$q_p = \frac{C_2 \times C_p}{t_p}$$

Donde $C_2 = 2.75$ (640 para el sistema inglés de unidades) y C_p es un coeficiente basado en cuencas instrumentadas en la misma región.

3. La relación entre q_p y el caudal pico por unidad de área de drenaje q_{pr} del hidrograma unitario requerido es:

$$q_{pr} = \frac{q_p \times t_p}{t_{pr}}$$

4. El tiempo base t_b en horas del hidrograma unitario puede determinarse utilizando el hecho de que el área bajo el hidrograma unitario es equivalente a una escurriente directa

de 1 cm. Suponiendo una forma triangular para el hidrograma unitario, el tiempo base puede estimarse por

$$t_b = \frac{C_3}{q_{pr}}$$

Donde $C_3 = 5.56$.

El ancho en horas de un hidrograma unitario a un caudal igual a cierto porcentaje del caudal pico q_{pr} está dado por:

$$W = C_w \times q_{pr}^{-1.08}$$

Donde $C_w = 1.22$ para un ancho del 75% y 2.14 para un ancho de 50%. Usualmente un tercio de este ancho se distribuye antes del momento en que ocurre el pico del hidrograma unitario y dos tercios después de dicho pico.

4.9.4.2. Hidrograma adimensional SCS

El hidrograma adimensional SCS es un hidrograma unitario sintético en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal q con respecto al caudal pico q_p y el tiempo por la relación del tiempo t con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario, T_p . Dados el caudal pico y el tiempo de retardo para la duración de exceso de precipitación, el hidrograma unitario puede estimarse a partir del hidrograma sintético adimensional para la cuenca dada. La Figura 8 muestra uno de estos hidrogramas adimensionales, preparado utilizando los hidrogramas unitarios para una variedad de cuencas. Los valores de q_p y T_p pueden estimarse utilizando un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular tal como se muestra en la Figura 9 en donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m^3/s (Soil Conservation Service, 1972).

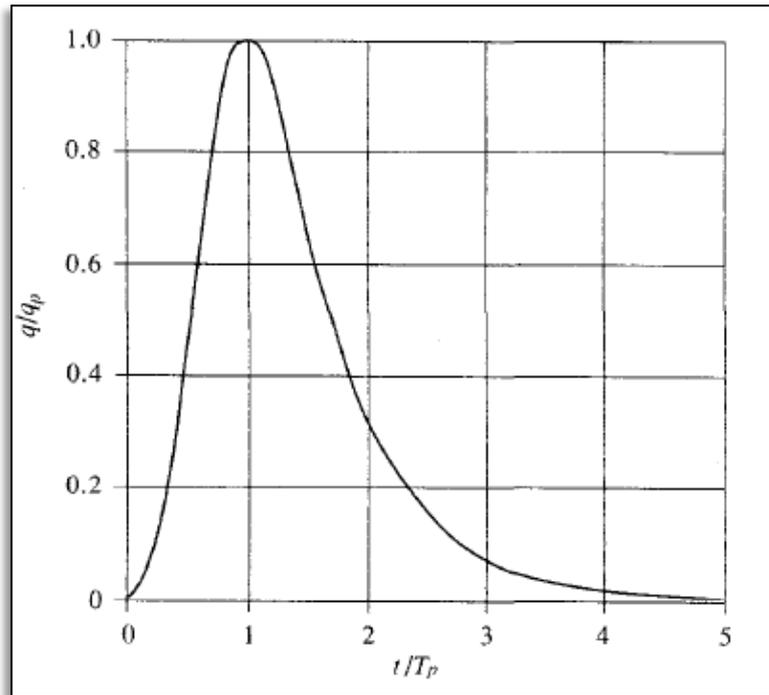


Figura 8: Hidrograma adimensional SCS

Fuente: Hidrología Aplicada (Vente Chow)

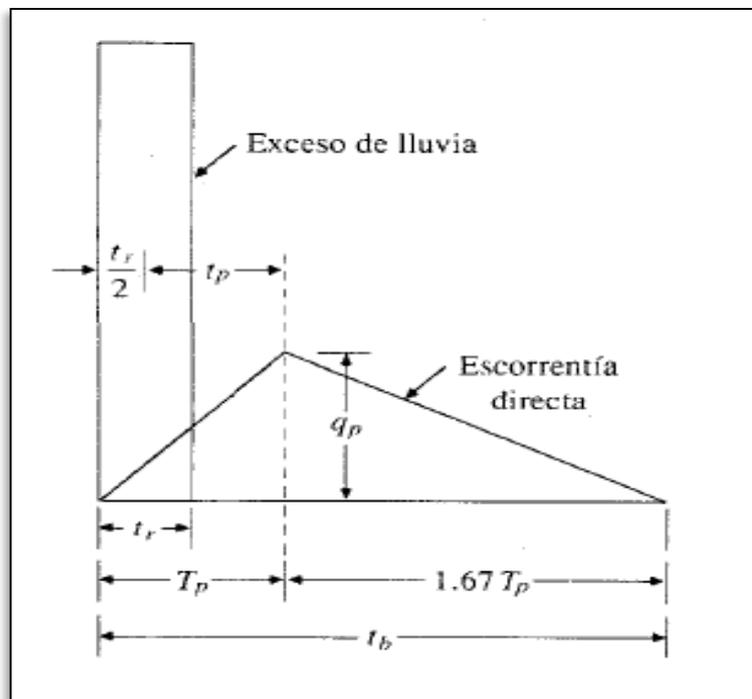


Figura 9: Hidrograma adimensional SCS

Fuente: Hidrología Aplicada (Vente Chow)

4.10. CAUDAL MAXIMO

Para diseñar la luz en puentes se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que para esos casos, son los caudales máximos.

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de esta. Villon (2002).

4.11. ANALISIS ESTADISTICO DE DATOS HIDROLOGICOS

4.11.1. Funciones de distribución de probabilidad

Una vez que se asigna un periodo de retorno al gasto de diseño de la obra en cuestión, generalmente es necesario, para conocer dicho gasto de diseño, hacer extrapolaciones a partir de los gastos máximos anuales registrados, pues rara vez este periodo es menor al periodo de datos.

En la estadística existen decenas de funciones de distribución de probabilidad Teóricas; de hecho, existen tantas como se quiera, y obviamente no es posible probarlas todas para un problema particular. Por lo tanto, es necesario escoger, de esas funciones, las que se adapten mejor al problema bajo análisis.

Entre las funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología, Las más usadas son las siguientes según Aparicio (1989):

- Distribución Normal.
- Distribución Log Normal 2 Parámetros.
- Distribución Log Normal 3 Parámetros.
- Distribución Gamma 2 Parámetros.
- Distribución Gamma 3 Parámetros.
- Distribución Log Pearson Tipo I.
- Distribución Gumbel.
- Distribución Log Gumbel.

4.11.2. Pruebas de ajuste de bondad

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

Las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son el error mínimo cuadrático, chi-cuadrado (χ^2), Kolmogorov-Smirnov:

4.11.2.1. Error mínimo cuadrático

Consiste en calcular, para cada función de distribución, el error cuadrático donde X_e es el i -ésimo dato estimado y X_o es el i -ésimo dato calculado con la función de distribución bajo análisis. Aparicio (1989).

$$C = \left[\sum_{i=1}^n (X_i - Y_i)^2 \right]^{1/2}$$

4.11.2.2. Chi-cuadrado (χ^2)

Esta prueba fue propuesta por Karl Pearson en 1900, se aplica para verificar bondad de las distribuciones normales y log normales.

Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en un número k de intervalos de clase. Luego se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k (\theta_i - \epsilon_i)^2 / \epsilon_i$$

Donde:

θ_i es el número observado de eventos en el intervalo i y ε_i es el número esperado de eventos en el mismo intervalo.

ε_i se calcula como:

$$\varepsilon_i = n[F(S_i) - F(I_i)] \quad i = 1, 2, \dots, k$$

Asimismo; $F(S_i)$ es la función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo i , $F(I_i)$ es la misma función en el límite inferior y n es el número de eventos

Una vez calculado el parámetro D para cada función de distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución χ^2 para $v = k-1-m$ grados de libertad y un nivel de significancia α , donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

Para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir:

$$D \leq \chi^2_{1-\alpha, k-1-m}$$

El valor de $\chi^2_{1-\alpha, k-1-m}$ se obtiene de tablas de la función de distribución χ^2 .

Cabe recalcar que la prueba del (χ^2), desde un punto de vista matemático solo debería usarse para comprobar la normalidad de las funciones normal y Log normal.

4.11.2.3. Kolmogorov-Smirnov

Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste.

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

$$D = \max / F_o(x_m) - F(x_m)/$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado (Cuadro 3). Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de X^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(x_m) = 1 - m / (n+1)$$

Donde m es el número de orden de dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos. Aparicio (1996).

Cuadro 3 : Valores críticos d para la prueba Kolmogorov – Smirnov

Tamaño de la muestra	$\infty = 0.10$	$\infty = 0.05$	$\infty = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.50
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.20	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

Fuente: Aparicio (1999)

4.12. SISTEMA DE MODELADO HIDROLOGICO DEL CENTRO DE INGENIERIA HIDROLOGICA DE LOS ESTADOS UNIDOS (HEC-HMS)

HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System) es un programa de computo que está diseñado para simular el proceso de precipitación escurrimiento en cuencas. Está diseñado para ser aplicado en un amplio rango de regiones geográficas para solucionar un rango general de problemas. Puede ser utilizado en pequeñas cuencas urbanas, o en grandes cuencas sin intervención, los resultados se pueden aplicar para estudios de disponibilidad de agua, drenaje urbano, observación de flujo, impacto de

intervenciones en cuencas, reducción del daño por inundaciones, operación de sistemas, etc. Fuente Manual para el uso del modelo hidrológico HEC–HMS. Camilo Bastidas. Departamento Ingeniería Hidrometeorológica. Fac. Ingeniería – UCV.

El HEC – HMS está desarrollado para estimar los hidrogramas de salida en una sola cuenca o varias subcuencas (información resultante: caudales máximos y tiempo pico) a partir de información de lluvia, aplicando para ello métodos de cálculo de transformación de lluvia a escorrentía, pérdidas por infiltración y flujo base. Fuente Manual básico HEC-HMS Leonardo S. Nania.

4.13. CENTRO DE INGENIERIA HIDROLOGICA – SISTEMA DE ANALISIS DE RIOS (HEC-RAS)

HEC-Ras es una herramienta computacional para el modelamiento hidráulico, con la cual el usuario puede realizar, de una manera simple e intuitiva, cálculos numéricos de ejes hidráulicos en cursos naturales de ríos, a los cuales se les puede agregar singularidades producidas por la intervención del ser humano, como puentes, alcantarillas o vertederos laterales. La aplicación tiene una interfaz gráfica que permite al usuario introducir la información necesaria para una simulación mediante módulos integrados y obtener respuestas gráficas o tabuladas de fácil comprensión e impresión, relacionadas con el perfil longitudinal del cauce y de sus secciones transversales. Fuente HEC RAS-EJEMPLOS Máximo Villon.

4.13.1. MODELAMIENTO DE PUENTES CON HEC - RAS

HEC-RAS calcula las pérdidas de energía causadas por estructuras tales como puentes en tres partes. Una parte consiste en pérdidas que generalmente tiene lugar una expansión del flujo. La segunda parte son las pérdidas en la estructura misma, que se puede modelar con varios métodos diferentes. La tercera parte consiste en pérdidas que ocurren en el alcance inmediatamente aguas arriba de la estructura, donde el flujo generalmente se contrae para atravesar la abertura. Fuente HEC RAS 4.1 Reference Manual.

4.13.1.1. Pautas generales de modelado

Las consideraciones para modelar la geometría de un alcance del río en la vecindad de un puente son esencialmente las mismas para cualquiera de los enfoques de modelado de puente disponibles dentro de HEC-RAS. Las pautas de modelado tienen que regirse a localizar secciones transversales; definiendo áreas de flujo ineficaz; y evaluando las pérdidas por contracción y expansión alrededor de los puentes. Fuente HEC RAS 4.1 Reference Manual.

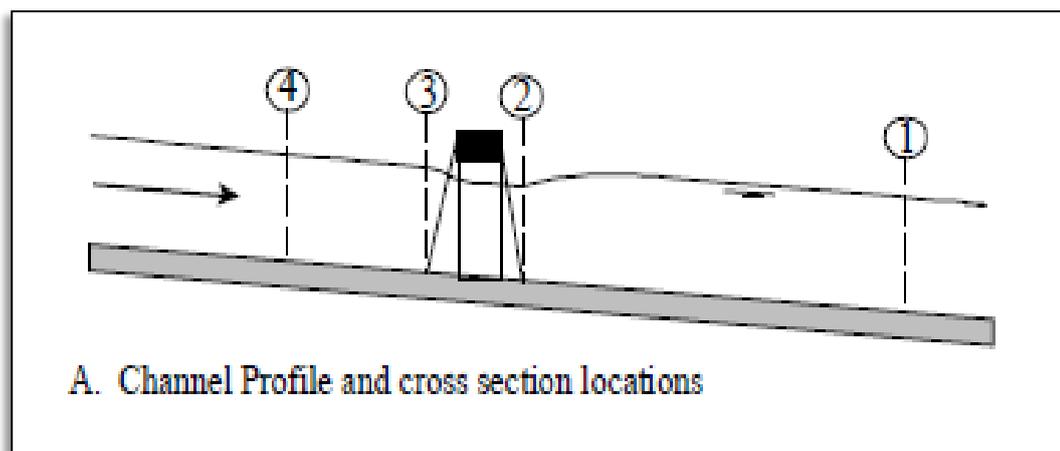


Figura 9: Perfil de canal y ubicaciones de sección transversal

Fuente HEC RAS 4.1 Reference Manual

4.13.1.2. Cálculos hidráulicos a través del puente

Cálculos hidráulicos a través del puente Las rutinas de puente en HEC RAS le permiten al modelador analizar un puente con varios métodos diferentes sin cambiar la geometría del puente. Las rutinas del puente tienen la capacidad de modelar flujo bajo (clase A, B y C), flujo bajo y flujo de vertedero (con ajustes para sumergir en el vertedero), flujo de presión (orificio y compuertas de compuerta), presión y flujo de vertedero, y altamente flujos sumergidos (el programa cambiará automáticamente a la ecuación de energía cuando el flujo sobre la carretera esté muy sumergido). Fuente HEC RAS 4.1 Reference Manual.

V. MATERIALES Y METODOS

5.1. TIPO DE INVESTIGACION

El tipo de investigación de la tesis es explorativo pues se evaluará hidrológica e hidráulicamente el río Runichinchay en el sector del puente Runichinchay, aguas arriba y aguas abajo, a fin de determinar las dimensiones hidráulicas del puente de reemplazo sobre el río Runichinchay, se usaran los métodos y criterios adecuados a fin de dar una solución con el puente de reemplazo propuesto, y poder asegurar la transitabilidad en la vía.

5.2. FORMULACION DE LA HIPOTESIS

¿El modelamiento hidrológico en el *software* HEC-HMS es adecuado para el modelamiento hidrológico en cuencas y así poder determinar el caudal máximo de avenida?

¿El modelamiento hidráulico en el software HEC-RAS es adecuado para el modelamiento hidráulico en Ríos y así poder determinar en este caso las dimensiones hidráulicas del puente?

5.3. IDENTIFICACION DE VARIABLES

5.3.1 Variables Independientes

- Área.
- Perímetro.
- Longitud de cauce principal.
- Pendiente de cauce principal.
- Modelo de elevación digital (DEM).
- Precipitación.

5.3.2 Variables Dependientes

- Altura de lluvia (mm).
- Intensidad de lluvia (mm/hr).
- Caudal de diseño para máximas avenidas (m^3/s).
- Nivel de agua máximo extraordinario (NAME).

5.4. UBICACIÓN POLITICA

- Departamento: Ancash
- Provincia: Huari
- Distrito: Huari

5.5. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La ubicación del puente sobre el río Runichinchay comprende las siguientes coordenadas:

Coordenadas Geográficas WGS84:

- Latitud: 9°24'33.97"
- Longitud: 77°11'48.26"
- Altitud: 2989 msnm

Coordenadas UTM- WGS84:

- Norte: 8, 959,125.00 m
- Este: 258,769.00 m
- Altitud: 2989 msnm



Figura 10: Mapa de ubicación Departamental

Fuente Elaboración Propia



Figura 11: Mapa de ubicación Provincial

Fuente Elaboración Propia

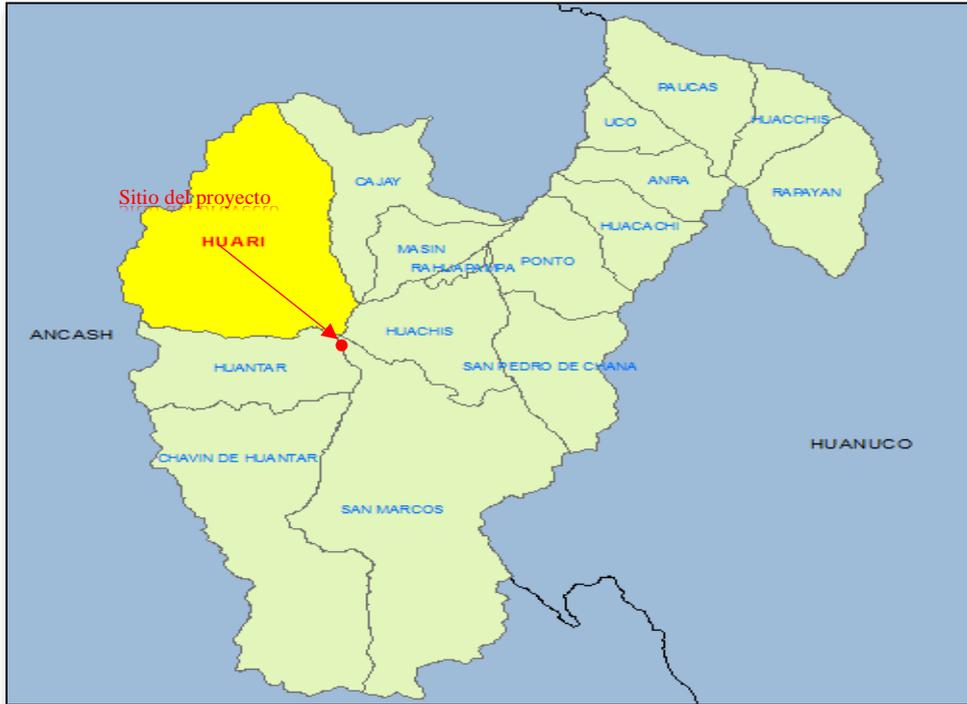


Figura 12: Mapa de ubicación distrital

Fuente Elaboración Propia



Figura 13: Imagen satelital del puente Runichinchay para su reemplazo

Fuente Elaboración Propia

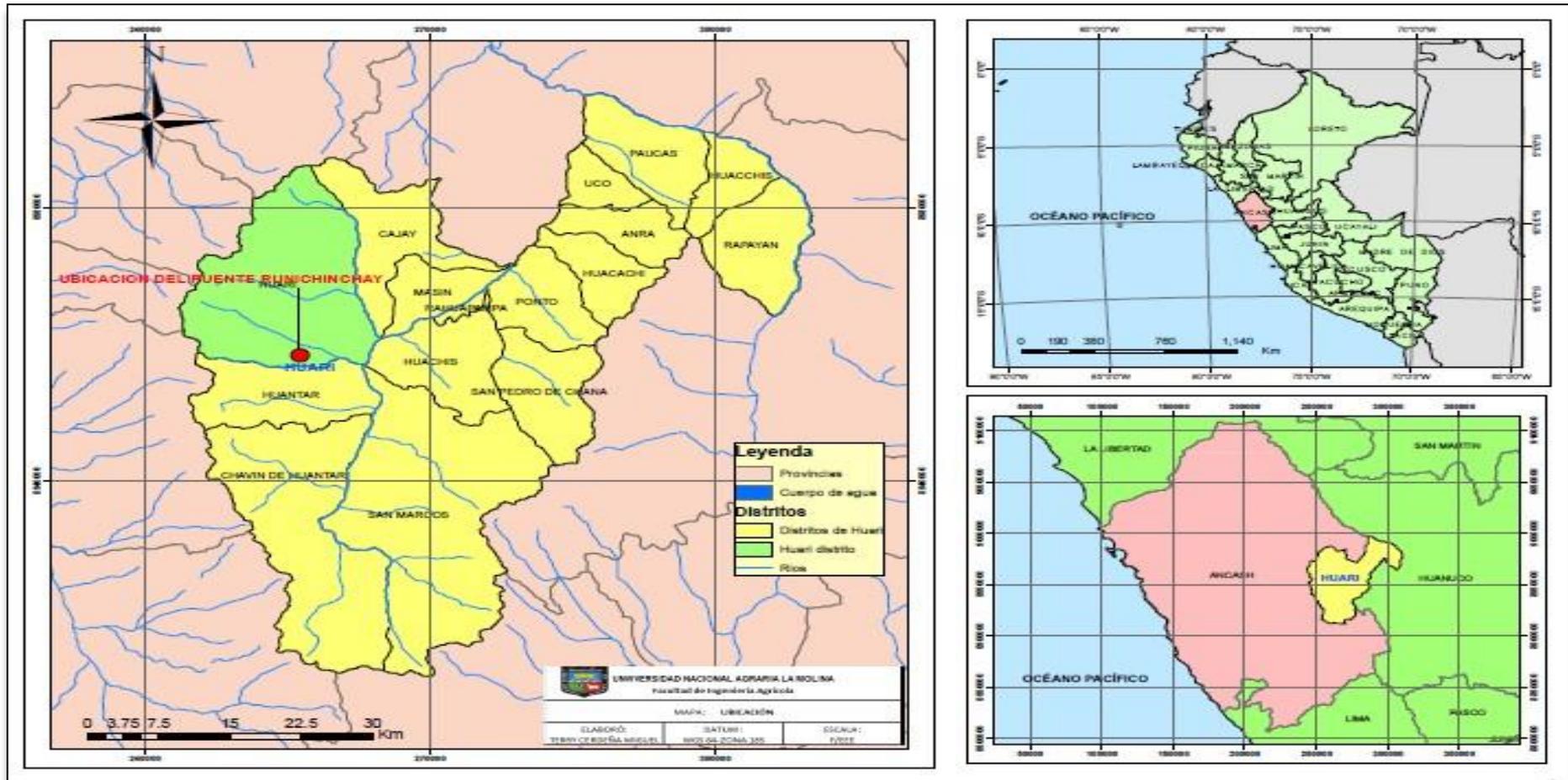


Figura 14: Mapa de Ubicación General

Fuente: Elaboración Propia

5.6. UBICACIÓN HIDROGRAFICA

- Región Hidrográfica: Amazonas
- Cuenca: Alto Marañón V

5.7. CARACTERÍSTICAS DEL RIO RUNICHINCHAY EN EL SITIO DEL PUENTE

El puente actual sobre el río Runichinchay es una estructura con algunos años de antigüedad, presenta una superestructura con rollizos de madera y material de relleno de 0.30 cm de altura, los estribos en la subestructura son de material de concreto armado. Aparentemente el nivel de la rasante del puente es adecuado con respecto al caudal del río Runichinchay que pasa en el sector del puente, cuenta con una luz hidráulica corta donde existe una contracción del río; a pesar de esto la capacidad hidráulica no se ve reducida ni afectada.

El cauce del río Runichinchay no es sinuoso, no tiene arrastre de palizadas ni escombros, de acuerdo a entrevista con los pobladores de la zona el nivel de agua no sobrepasa la altura del puente en las épocas de lluvias muy fuertes.

El río Runichinchay es un afluente del río Mosna. Su confluencia se da unos 4.73 km abajo del sitio donde está ubicado el puente Runichinchay.

En las Figuras del 15 al 17 se muestran las vistas fotográficas del puente actual existente, así como, la vista fotográfica del río Runichinchay aguas arriba y aguas debajo de la ubicación del puente respectivamente:

Figura 15: Vista Fotográfica del puente actual existente Runichinchay



Fuente: Elaboración Propia

Figura 16: Vista fotográfica aguas arriba de la ubicación del puente Runichinchay



Fuente: Elaboración Propia



Figura 17: Vista fotográfica aguas abajo de la ubicación del puente Runichinchay

Fuente: Elaboración Propia

5.8. MATERIALES, EQUIPOS E INSTRUMENTOS DE COLECTA DE DATOS

Se cuenta con la información necesaria para realizar satisfactoriamente el trabajo de tesis, así como, también se cuenta con los materiales e instrumentos para realizar la fase de campo y gabinete.

Se cuenta con la siguiente información, instrumentos y materiales:

- Datos históricos de Pp máx. 24 hr, con una con una cantidad en años de datos históricos de precipitación de 28 años.
- Equipos de topografía (estación total, GPS) para realizar el levantamiento topográfico a ambos márgenes del río, con una distancia mínima de 200 metros aguas arriba y 200 metros aguas abajo del río tomando como punto de referencia la ubicación del puente.

- Mapas del Instituto Geográfico Nacional (IGN) a escala 1/100 000.
- Imágenes satelitales Landsat.
- Imágenes DEM.
- Equipo de cómputo.
- Útiles de escritorio.

5.9. METODO

5.9.1. Fase de pre-campo

En esta fase se realizara la recopilación de datos y/o antecedentes de estudios a nivel perfil o estudios que hayan sido realizados en el corredor vial para el punto de interés que es el puente sobre el río Runichinchay, en coordinación con instituciones, Gobierno Regional y/o municipalidades que sirvan como base para llevar de manera eficiente el presente trabajo de tesis. Se averiguara con pobladores de la zona si es que en épocas de fuertes lluvias el tirante del río sobrepasa la altura del puente, originando desbordes y/o inundaciones de ser el caso.

Se recopilaran datos de Pp máx. 24 hr para posteriormente tratar la información de lluvia y estimar el caudal de máxima avenida en el punto de aforo (puente Runichinchay), la información de Pp. máx. 24 hr será proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI).

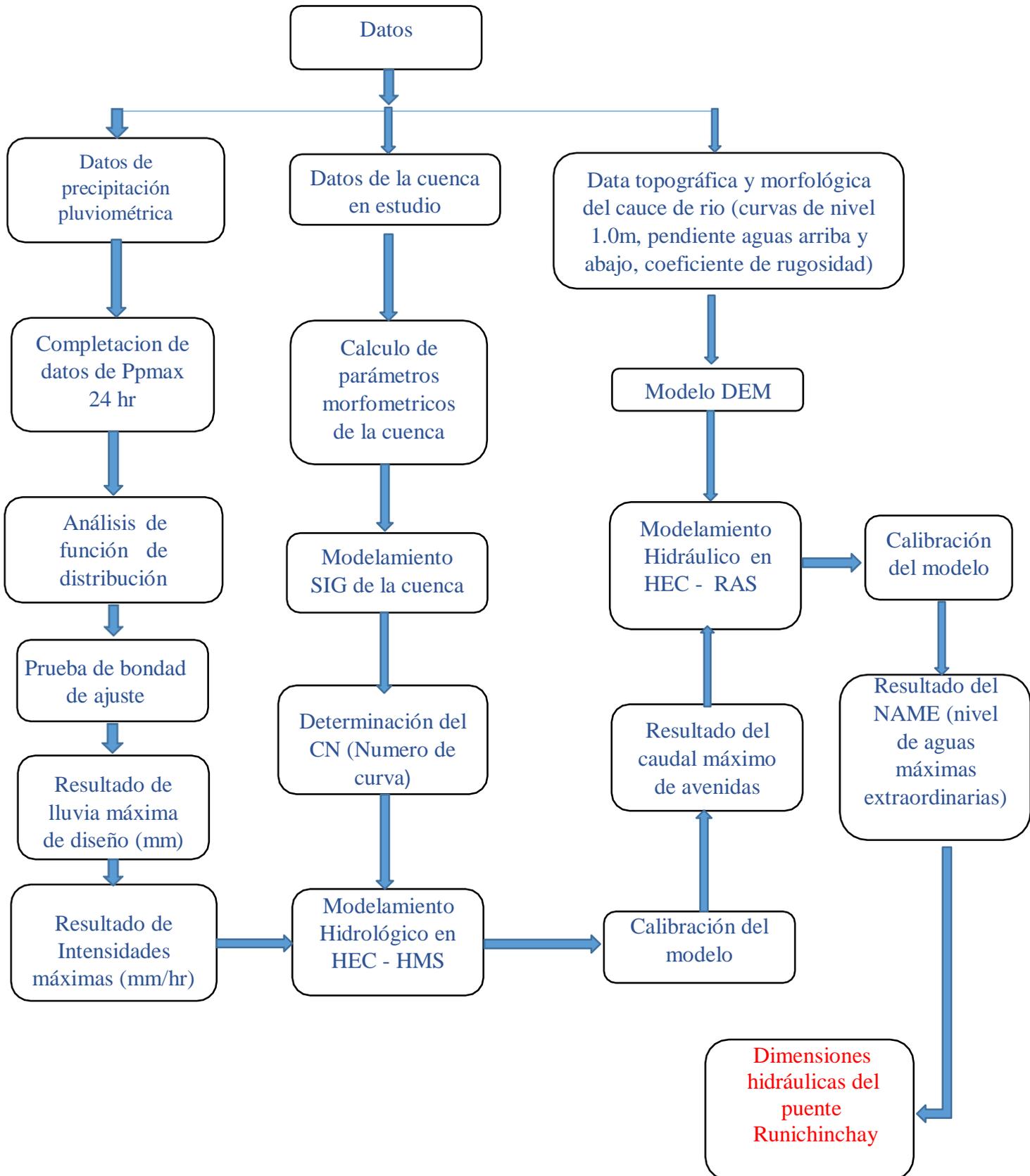
5.9.2. Fase de campo

En esta fase o etapa se realizara la visita técnica a la zona a fin de determinar la solución técnica más apropiada. Se identificará la huella hídrica o marca de agua máxima registrada en las subestructuras del puente actual para realizar la calibración de caudal en el modelamiento hidrológico e hidráulico, se realizaran los trabajos topográficos haciendo el levantamiento topográfica con una distancia mínima de 200 metros aguas arriba y 200 metros aguas abajo en el río Runichinchay tomando como referencia el puente, que sirva como base para realizar el modelamiento hidráulico del río Runichinchay.

Se identificara si el cauce presenta piedras, boloneria y/o exista colmatación que haga que en épocas de fuerte lluvia el tirante se eleve, de ser el caso de que el cauce del río presente una severa colmatación, se recomendara una limpieza de cauce 150 metros aguas arribas y abajo del puente.

5.9.3. Fase de gabinete

5.9.3.1. Flujograma de metodología de trabajo de gabinete



5.9.4. Metodología de trabajo

5.9.4.1. Delimitación de Sub-cuencas y características morfométricas principales

En esta fase de la metodología de trabajo se delimito la cuenca total y subcuencas aguas arribas de la ubicación del puente Runichinchay, exactamente donde intersectan la vía existente y el puente actual. Posteriormente se determinó los principales parámetros morfométricos de las subcuencas delimitadas.

Requerimientos:

- Imágenes ASTER DEM de resolución 12.5m.
- *Software* ARC GIS 10.2.
- Extensión de *software* HEC-GeoHMS.

Procedimiento:

- Descargar el modelo de elevación digital ASTER DEM de resolución 12.5m. de la plataforma *Ver tex Alaska*.
- Procesar el modelo digital de terreno (MDT) AsterDEM en el *software* ARC GIS.
- Usar la extensión HEC-GeoHMS en el *software* ARC GIS para la delimitación de subcuencas.

Resultado:

- Cuenca y Subcuencas delimitadas aguas arriba del puente Runichinchay.

5.9.4.2. Procesamiento de la Información Pluviométrica

Se utilizaron los datos de Pp máx. 24 hr de la estación pluviométrica Chavín, esta cuenta con incidencia directa en la cuenca Runichinchay, con el de poder estimar indirectamente el

caudal de máxima avenida ya que no se cuenta con estaciones hidrométricas en el sitio ni zonas aledañas aguas arriba ni aguas abajo del puente Runichinchay.

La estación pluviométrica Chavín cuenta con una cantidad de años de datos históricos de Pp máx. 24 hr de 28 años (1989-2016).

Requerimientos:

- Información de Pp máx. 24 hr de la estación pluviométrica Chavín.
- Registro de datos mínimos de Pp max 24 hr de 25 años en la estación pluviométrica Chavín.

Procedimiento:

- Prueba y análisis de datos dudosos.
- Ajuste estadístico para las funciones de distribución probabilísticas.
- Prueba de la bondad de ajuste por el método Kolmogorov – Smirnov y chi cuadrado (χ^2).
- Calculo de las lluvias máximas (mm).
- Calculo de las intensidades de lluvia (mm/hr).
- Determinación de la curva intensidad-duración-frecuencia.
- Determinación del hietograma de precipitación de diseño para los periodos de retorno de 28 años, 140 años y 500 años.

Resultados:

- Precipitación máxima para los periodos de retorno 28 años, 140 años y 500 años.
- Hietograma de precipitación de diseño para un periodo de retorno de 28 años, 140 años y 500 años.

5.9.4.3. Modelamiento Hidrológico

Se hizo el modelamiento hidrológico con el software HEC-HMS y la extensión HEC-GeoHMS, para esto se utilizaron en los métodos de pérdida y transformación precipitación-escorrentía, los método del Servicio de conservación de suelos (SCS) y el hidrograma

unitario SCS respectivamente, donde los parámetros principales son el Numero de Curva y el tiempo de retardo de la cuenca.

Se estimó el caudal de máxima avenida para el periodo de retorno seleccionado y sugerido por el Manual de carreteras, hidrología, hidráulica y drenaje, y así poder calcular el NAME (nivel de aguas máximo extraordinario) en el software HEC-RAS.

Requisitos:

- *Software* Arc Gis y extensión HEC-GeoHMS.
- *Software* HEC-HMS.
- Información de Pp máx. 24 hr de la estación pluviométrica Chavín.
- Precipitación máxima anual para el periodo de retorno seleccionado.
- Área en kilómetros de las subcuencas involucradas.
- Numero de curva de las subcuentas involucradas.
- Tiempo de retardo en horas de las subcuencas involucradas.

Procedimiento:

- Método de pérdida de escorrentía SCS.
- Método de transformación precipitación-escorrentía hidrograma unitario SCS.
- Calibración y validación del caudal de máxima avenida, con el periodo de retorno seleccionado y el nivel de la marca de agua tomada en campo, modificando parámetros en el modelo hasta alcanzar el caudal de calibración.
- Utilización de la precipitación máxima anual para el periodo de retorno seleccionado de 28 años, 140 años y 500 años, con la finalidad de simular y estimar el caudal de diseño, así como, el cálculo de socavación local en estribos.

Resultados:

- Caudal de diseño con el periodo de retorno de 28 años, 140 años y 500 años sugeridos para el diseño hidráulico y el cálculo de socavación local en estribos del puente propuesto Runichinchay.

5.9.4.4. Modelamiento Hidráulico

Se hizo el modelamiento hidráulico con el software HEC-RAS, para determinar la luz hidráulica y la altura libre del puente propuesto Runichinchay.

Requisitos:

- *Software* AutoCAD Civil 3D 2018.
- *Software* HEC RAS.
- Curvas de nivel cada metro en los márgenes, aguas arriba y agua abajo del puente.
- Estimación del coeficiente de rugosidad o manning para el lecho y márgenes del río Runichinchay.
- Ensayos de granulometría en el lecho del río Runichinchay.
- Caudal de diseño para el puente Runichinchay.

Procedimiento:

- Crear una superficie en el *software* AutoCAD Civil 3D 2018 a partir de las curvas de nivel.
- Crear el eje del río sobre la superficie.
- Crear las secciones transversales al eje del río Runichinchay.
- Exportar el modelo al *software* HEC-RAS.
- Realizar la simulación del modelamiento hidráulico en el *software* HEC-RAS para el periodo de retorno seleccionado.
- Validación del modelo ingresando caudales, hasta que el tirante de agua llegue a la marca de agua máxima registrada en campo.

Resultados:

- La luz hidráulica y la altura libre del puente Runichinchay.
- El NAME.
- La socavación local en estribos.

VI. RESULTADOS Y DISCUSION

6.1. CARACTERIZACION DE LA CUENCA DEL RIO RUNICHINCHAY

6.1.1. Delimitación de la cuenca y sus subcuencas

Con el uso del software Arc Gis y la extensión del mismo software HEC-GeoHMS se hizo la delimitación de la cuenca Runichinchay definida en el sitio de la ubicación del puente, para esto se requirió de un modelo digital de terreno (MDT) AsterDEM, descargado de la plataforma Vertex Alaska perteneciente a la Administración Nacional de la Aeronáutica y del Espacio (NASA).

El MDT que se utilizó cuenta con un resolución de 12.5 m x 12.5 m., brinda una buena precisión al realizar la delimitación de la cuenca y/o subcuencas con el software Arc Gis y la extensión HEC-GeoHMS antes ya mencionados, el MDT utilizado se muestra en la Figura 18.

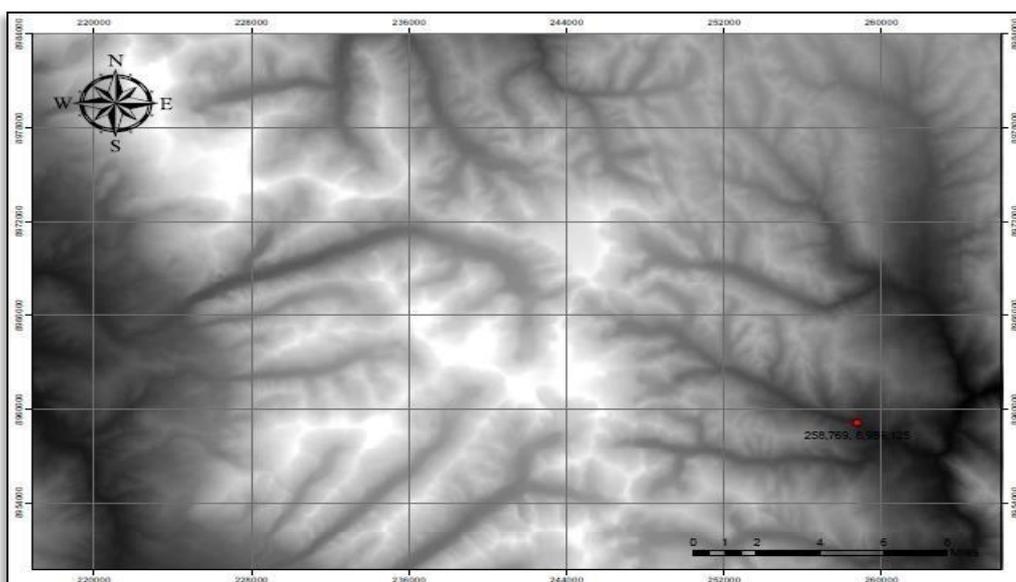


Figura 18: MDT de resolución 12.5 m x 12.5m

Fuente: *Software Arc Gis y extensión Geo HEC HMS*

Para la delimitación de la cuenca con el uso del software Arc Gis y la extensión HEC-GeoHMS, se realizaron una serie de pasos secuenciales que se detallan a continuación:

a) *Fill Sinks*

Con la herramienta fill sinks se rellenaron las depresiones que no forman parte de la red de drenaje, se obtuvo una imagen corregida del MDT. En la Figura 19 se muestra el MDT corregido con la herramienta fill sinks

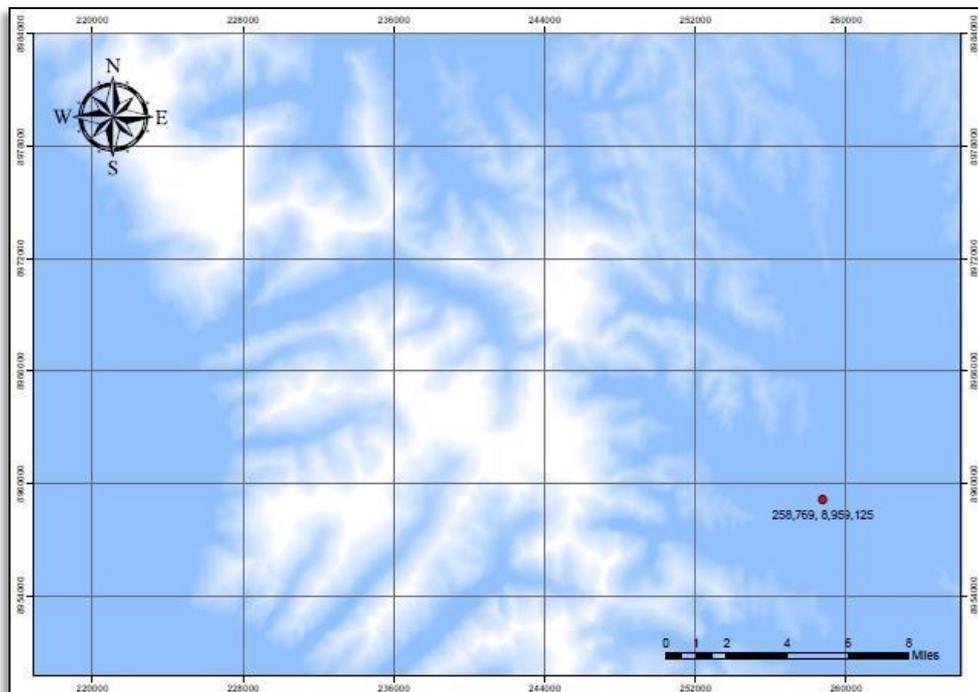


Figura 19: MDT corregido con la herramienta *fills sinks*

Fuente: *Software Arc Gis y extensión Geo HEC HMS*

b) *Flow Direction*

En base al MDT corregido con la herramienta Fill Sinks, se creó la dirección de flujo donde cada color representa una dirección del flujo. La dirección de flujo obtenida se muestra en la Figura 20.

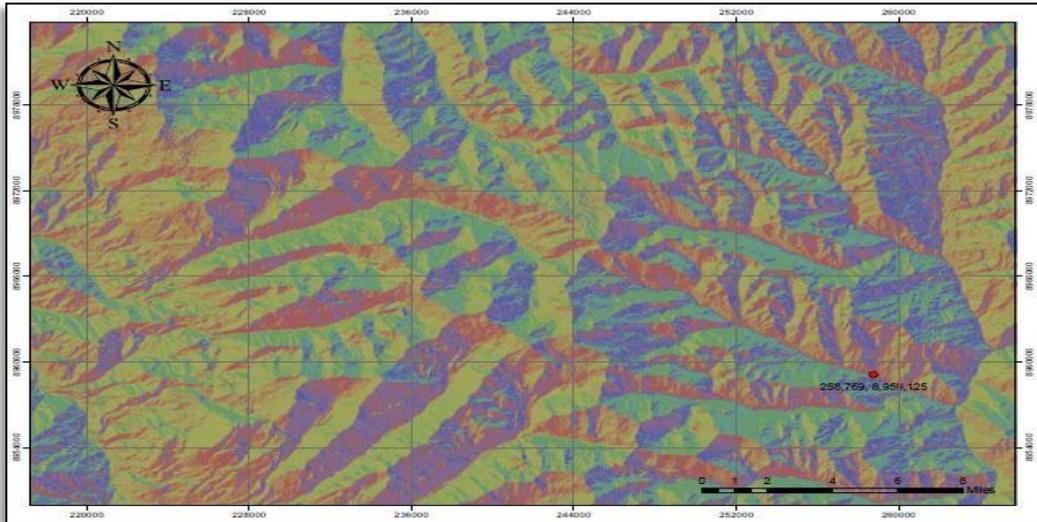


Figura 20: Dirección de flujo

Fuente: *Software Arc Gis y extensión Geo HEC HMS*

c) Flow Accumulation

La herramienta flow accumulation permitio definir la acumulación de flujo. La acumulación de flujo se muestra en la Figura 21.

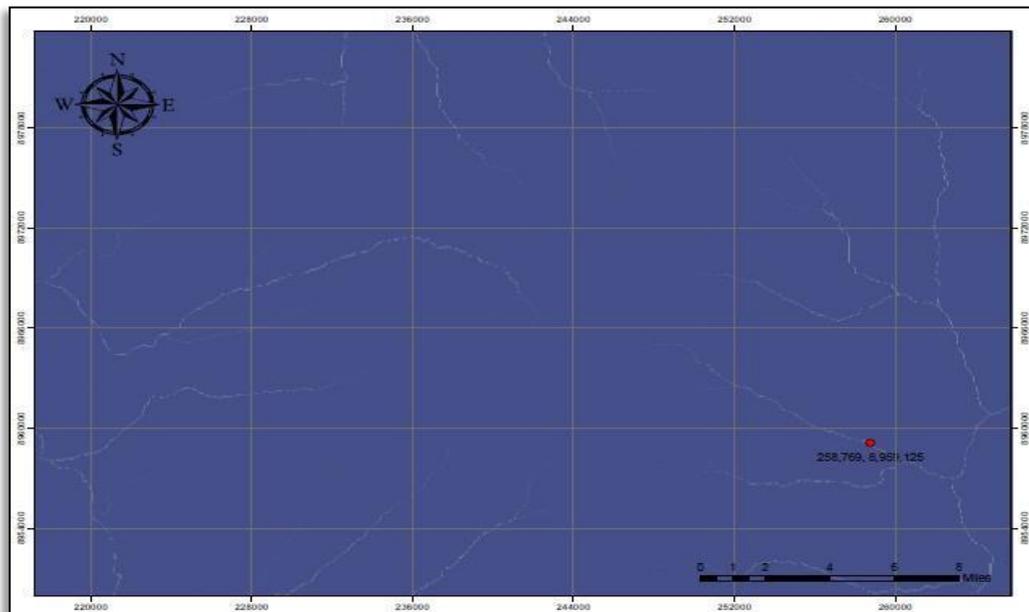


Figura 21: Acumulación de flujo

Fuente: *Software Arc Gis y extensión Geo HEC HMS*

d) *Stream Definition*

Con la herramienta Stream definition se logro crear o definir la red de drenaje. En la Figura 22 se muestra la red de drenaje.

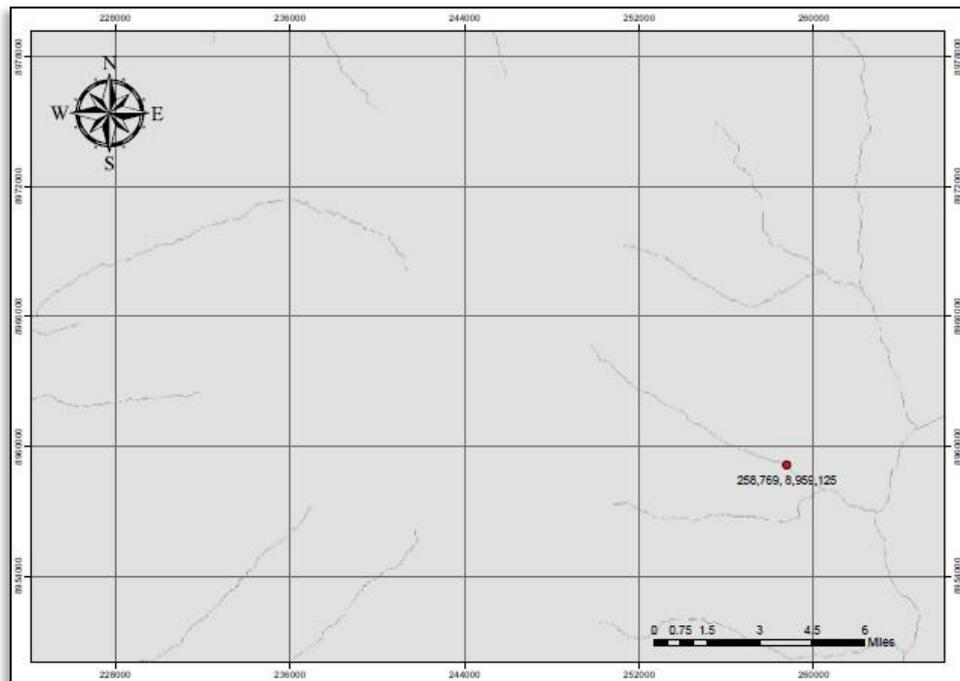


Figura 22: Red de drenaje

Fuente: *Software Arc Gis y extensión Geo HEC HMS*

e) *Stream Segmentation*

Se definió a partir de la herramienta *stream segmentation*, la segmentación de la corriente o red de drenaje. Se muestra la segmentación de la corriente o red de drenaje en la Figura 23.

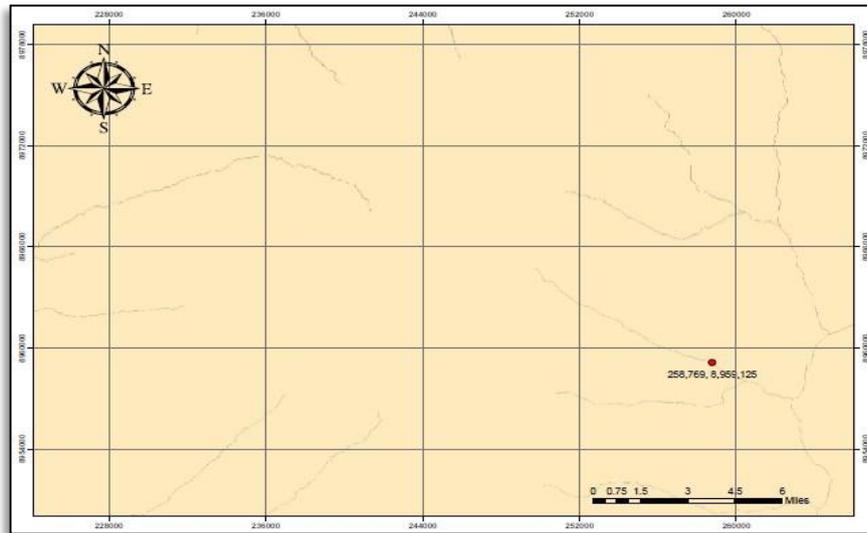


Figura 23: Segmentación de la red de drenaje

Fuente: software Arc Gis y extensión Geo HEC HMS

f) Catchment Grid Delineation

Con la herramienta Catchment Grid Delineation se generaron los raster de áreas de drenaje. En la figura 24 se tiene los raster de áreas de drenaje.

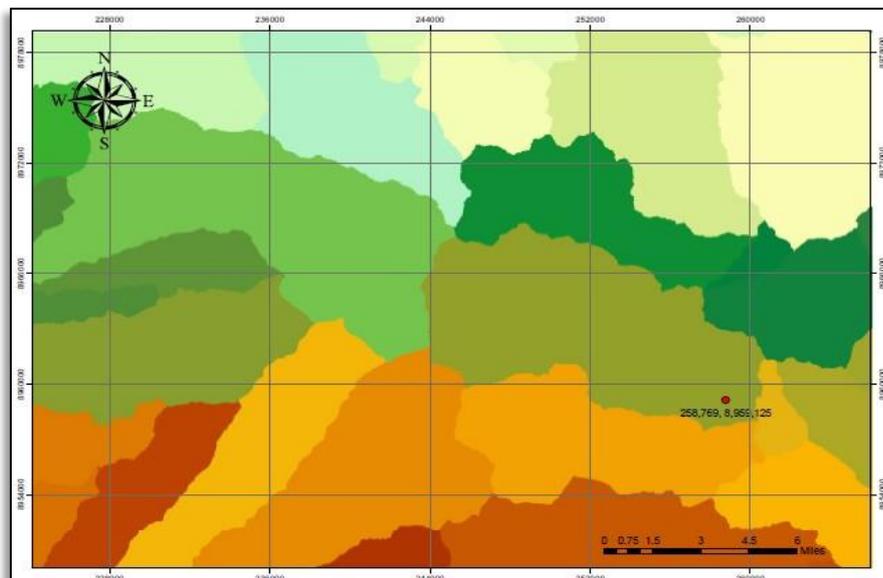


Figura 24: Formato raster de las áreas de drenaje

Fuente: Software Arc Gis y extensión Geo HEC HMS

g) *Catchment polygon processing*

Con la herramienta *Catchment polygon processing* se transformaron los raster de áreas de drenaje en formato shape. En la Figura 25 se muestran las áreas de drenaje en formato shape.

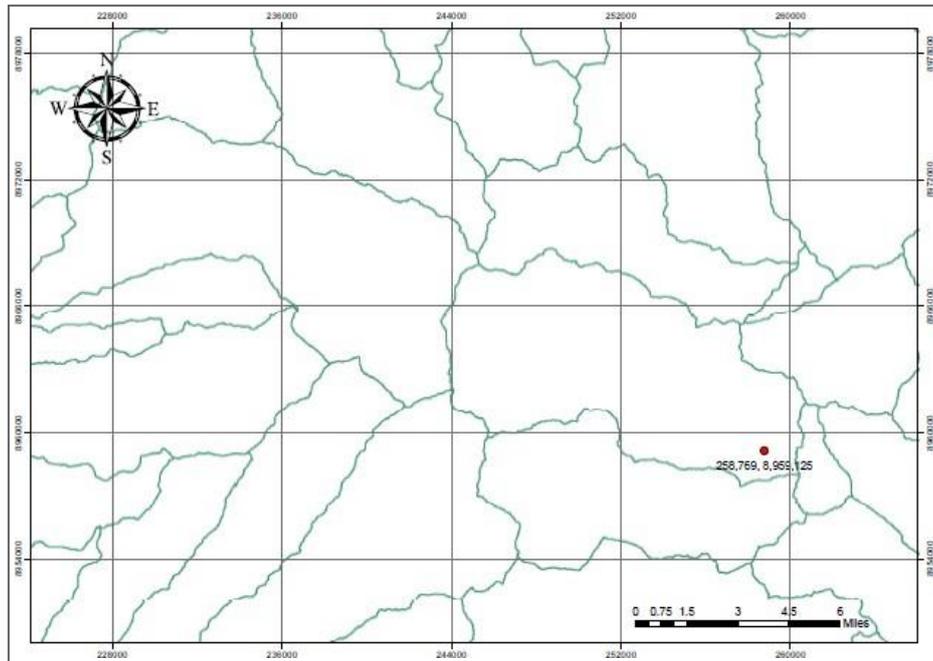


Figura 25: Áreas de drenaje en formato *shape*

Fuente: *Software Arc Gis y extensión Geo HEC HMS*

h) *Drainage Line Processing*

Con la herramienta *Drainage Line Processing* se creó la red de drenaje en formato shape como polilínea. En la Figura 26 se observa la red de drenaje como polilíneas.

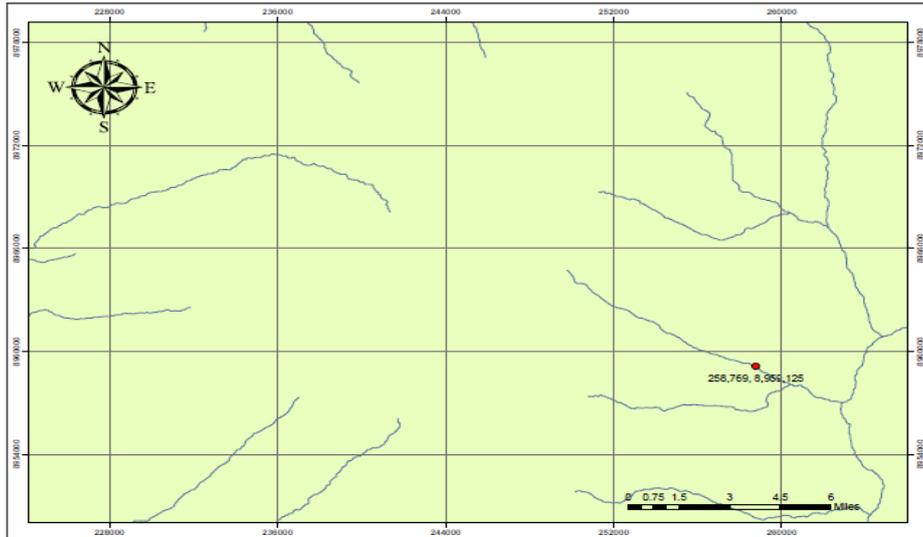


Figura 26: Red de drenaje como polilíneas en formato *shape*

Fuente: *Software Arc Gis y extensión Geo HEC HMS*

i) Adjoint Catchment Processing

Con la herramienta Adjoint Catchment Processing se adjunto las cuencas vecinas, paso previo a la delimitación de la cuenca en el sitio del puente. En la Figura 27 se muestran las cuencas adyacentes.

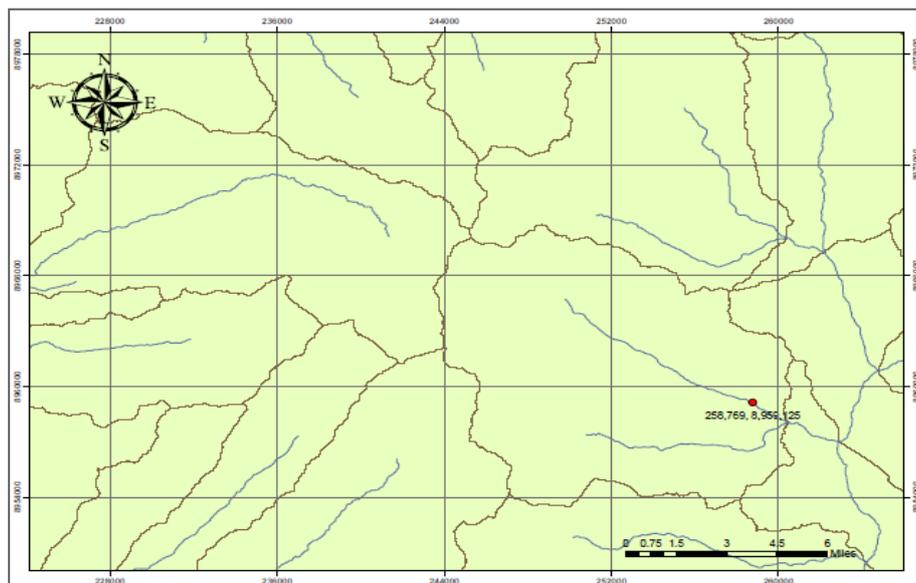


Figura 27: Cuencas adyacentes adjuntadas

Fuente: *Software Arc Gis y extensión Geo HEC HMS*

j) *Start New Project y Generate Project*

Luego de seguir secuencialmente los pasos indicados, se creó un nuevo proyecto , posteriormente se generó el proyecto, indicando el punto a partir de donde se delimito la cuenca aguas arriba, el punto de interés es el sitio de ubicación del puente Runichinchay. A continuación se muestra en la Figura 28 la delimitación de la cuenca Runichinchay aguas arriba del puente Runichinchay.

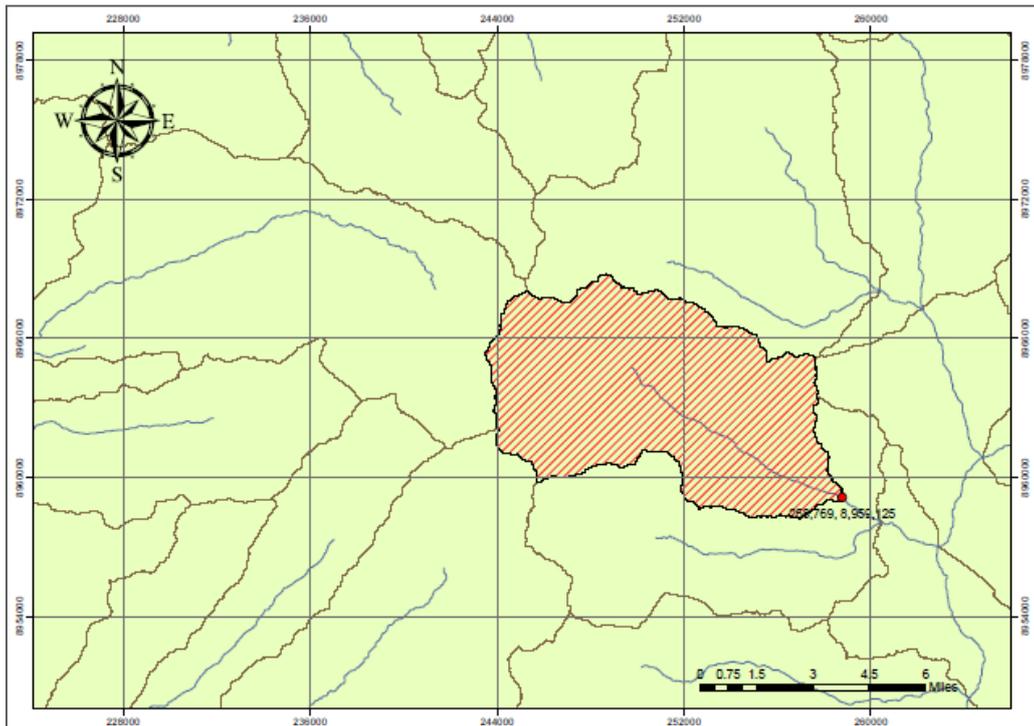


Figura 28: Delimitación de la cuenca Runichinchay aguas arriba del puente Runichinchay

Fuente: *Software Arc Gis y extensión Geo HEC HMS*

La cuenca total delimitada tiene un área de 104.41 km², para la estimación del caudal de máxima avenida en el software HEC-HMS se dividió la cuenca total en tres subcuencas, para poder simular el tránsito de avenidas aguas arriba, donde confluyen dos quebradas afluentes del río Runichinchay, y así poder realizar un mejor análisis. En la Figura 29 se muestran las tres subcuencas resultado de la subdivisión de la cuenca total.

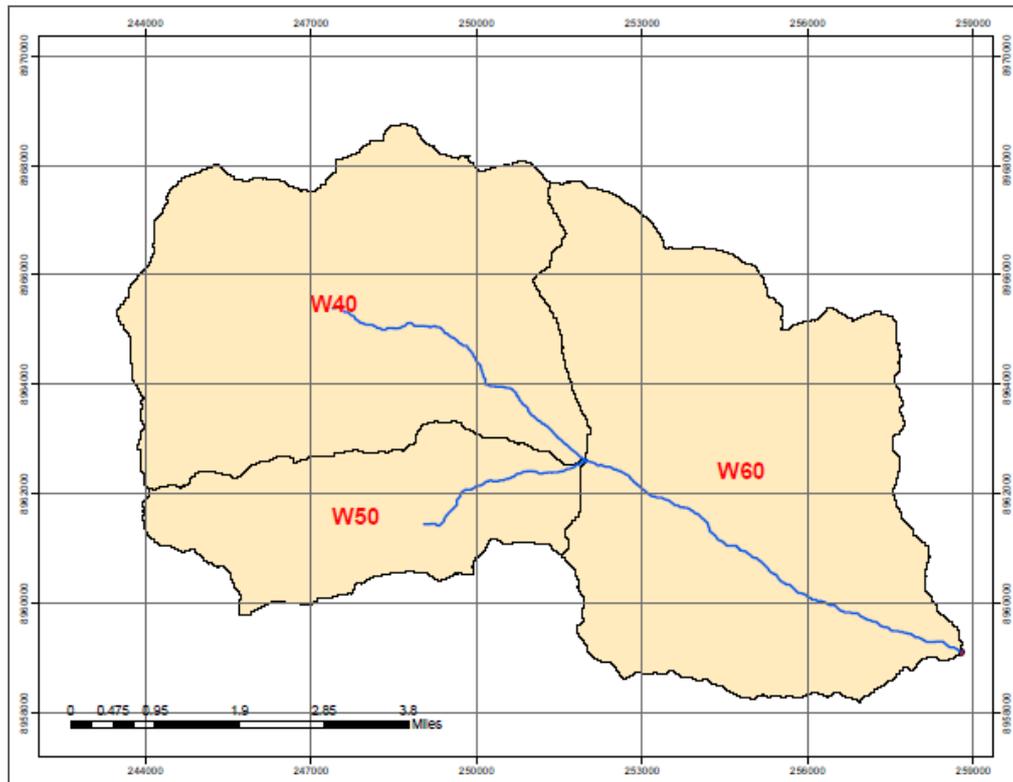


Figura 29: Subcuencas de la Cuenca Runichinchay

Fuente: *Software Arc Gis y extensión Geo HEC HMS*

Cada subcuenca tiene un nombre asignado por el mismo software ArcGis y la extensión HEC GeoHMS mediante la herramienta basin autname nombra a las subcuencas con una secuencia de aguas arriba hacia aguas abajo.

Los cursos de agua de las subcuencas W40 y W50 confluyen aguas arribas de la subcuenca W60 transitando aguas abajo al punto de aforo en el sitio de ubicación del puente Runichinchay donde se estimara el caudal de máxima avenida para el diseño hidráulico del puente propuesto Runichinchay.

6.1.2. Características morfométricas principales de la Cuenca Runichinchay

La cuenca total tiene un área de 104.41 km², para una mejor simulación de la cuenca en el software HEC-HMS como ya se mencionó se subdividió en tres subcuencas la cuenca total, las subcuencas W40, W50 Y W60.

La subcuenca W40 tiene un área de 40.24 km², la longitud del cauce principal (cauce más largo) es 6.31 km y tiene una diferencia de cotas de 396 m, siendo la cota máxima 4033 msnm y la mínima 3637 msnm, cabe mencionar que la longitud de cauce principal fue calculada con el software ArcGis y la extensión HEC GeoHMS.

La forma de la cuenca es moderadamente alargada e irregular (índice de compacidad 1.67) con una longitud en su eje mayor de 8.78 km y un ancho promedio de 6.02 km.

El factor forma de la subcuenca es 1.01 este coeficiente junto al índice de compacidad representa de manera cuantitativa la geometría de la subcuenca, un índice de compacidad mayor a la unidad indica una geometría de la subcuenca alargada o irregular y un factor forma menor a la unidad comprueba esta geometría. Siendo el factor forma de la subcuenca W40 1.01 y el índice de compacidad 1.67, se tiene una forma moderadamente alargada e irregular de la subcuenca que es menos propensa a crecientes o eventos extremos.

La pendiente media de la subcuenca W40 se estimó en 62.09 por ciento obteniendo este resultado con la herramienta basin slope, las pendientes más fuertes se tienen en la parte media y alta de la subcuenca, se trata de pendientes altas donde el terreno es propenso a erosión debido a estas altas pendientes y las altas velocidades con que se da la escorrentía superficial.

A continuación en el Cuadro 4 se muestran los principales parámetros morfométricos de la subcuenca W40:

Cuadro 4: Parámetros morfométricos de la subcuenca W40

Características	Valor
Área (Km ²)	40.24
Perímetro (km)	37.55
Índice de compacidad de Gravelius	1.67
Pendiente media de la cuenca (%)	62.09
Elevación máxima de la cuenca (msnm)	6193
Elevación mínima de la cuenca (msnm)	3637
Longitud del cauce principal (Km)	6.31
Elevación máxima del cauce (msnm)	4033
Elevación mínima del cauce (msnm)	3637
Pendiente media del cauce principal (m/m)	0.0628

Fuente: Elaboración Propia

La subcuenca W50 cuenta con un área de 16.64 km², la longitud de su cauce principal es 3.67 km y la diferencia de elevaciones es 491 m, siendo la cota máxima 4128 msnm y la mínima 3637 msnm.

La forma de la cuenca es alargada (índice de compacidad de Gravelius 1.85) cuenta con una longitud en su eje mayor de 8.00 km y un ancho promedio de 2.85 km, el factor forma de la subcuenca tiene un valor de 1.24.

La pendiente media de la subcuenca W50 tiene un valor de 60.07 por ciento, las pendientes más altas se dan en la parte baja y alta de la subcuenca, donde la zona es propensa a la erosión del suelo por causa de las altas velocidad que se generan por la escorrentía superficial.

En el Cuadro 5 se muestran los principales parámetros morfométricos de la subcuenca W50:

Cuadro 5: Parámetros morfométricos de la subcuenca W50

Características	Valor
Área (Km ²)	16.64
Perímetro (km)	26.75
Índice de compacidad de Gravelius	1.85
Pendiente media de la cuenca (%)	60.07
Elevación máxima de la cuenca (msnm)	6077
Elevación mínima de la cuenca (msnm)	3637
Longitud del cauce principal (Km)	3.67
Elevación máxima del cauce (msnm)	4128
Elevación mínima del cauce (msnm)	3637
Pendiente media del cauce principal (m/m)	0.1339

Fuente: Elaboración Propia

El área de la subcuenca W60 es 47.53 km², la longitud de su cauce principal tiene un valor de 8.37 km, la diferencia de elevaciones es 637 m, siendo la cota máxima 3637 msnm y la mínima 3000 msnm.

De acuerdo al índice de compacidad que tiene un valor de 1.71 la forma de la subcuenca es alargada e irregular, geometría que es comprobada con el valor del factor forma con un

valor de 0.68, para este tipo y forma de cuencas se tiene que es menos propensa a eventos extremos.

La pendiente media de la subcuenca W60 tiene un valor de 61.56 por ciento, se tienen pendientes altas y pronunciadas en toda la subcuenca. Debido a las altas velocidades del flujo de la escorrentía superficial por causa de las altas pendientes el terreno es propenso a una mayor erosión.

En el Cuadro 6 se muestra los parámetros morfométricos de la subcuenca W60:

Cuadro 6: Parámetros morfométricos de la subcuenca W60

Características	Valor
Área (Km ²)	47.53
Perímetro (km)	41.75
Índice de compacidad de Gravelius	1.71
Pendiente media de la cuenca (%)	61.56
Elevación máxima de la cuenca (msnm)	4770
Elevación mínima de la cuenca (msnm)	3000
Longitud del cauce principal (Km)	8.37
Elevación máxima del cauce (msnm)	3637
Elevación mínima del cauce (msnm)	3000
Pendiente media del cauce principal (m/m)	0.0761

Fuente: Elaboración Propia

6.2. CARACTERIZACION HIDROMETEOROLOGICA

6.2.1. Disponibilidad de datos de precipitación

En el río Runichinchay no se cuenta con estaciones hidrométricas cercanas ni aguas arriba del sitio de ubicación del puente Runichinchay ni aguas abajo, por lo tanto es necesario contar con información hidrometeorológica (Pp máx. 24 hr) para poder estimar de manera indirecta el caudal de diseño o de máxima avenida.

La estación meteorológica más cercana y adecuada para utilizar sus datos de Pp máx. 24 hr con respecto a la cuenca Runichinchay es la estación pluviométrica Chavín ubicada en el

distrito de Chavín de Huantar, provincia de Huari, Ancash. En la Figura 30 se muestra espacialmente la estación pluviométrica respecto a la cuenca:



Figura 30: Ubicación de la estación pluviométrica Chavín

Fuente: Imágenes *software* Google Earth

La estación pluviométrica Chavín de Huantar se encuentra a una altitud de 3137 msnm, con respecto a la distancia medida desde la ubicación de la estación hasta el centroide de la cuenca es de 24.70 km, la estación tiene influencia directa sobre la cuenca y subcuencas tanto por la distancia medida como por ser la única y más cercana a la cuenca y subcuencas. Además las condiciones topográficas, cobertura vegetal y altitud de la ubicación de la estación son similares a las de la cuenca y subcuencas.

El parámetro a utilizar para realizar el análisis y procesamiento de la información pluviométrica es la Pp máx. 24 hr, en el Cuadro 7 se muestra el registro de Pp máx. 24 hr histórico de la estación pluviométrica Chavín desde el año 1989 al 2016:

Los datos de Pp máx. 24 hr de la estación pluviométrica Chavín en cuanto a cantidad de años se refiere es de 28 años, de acuerdo al Manual de carreteras, hidrología, hidráulica y drenaje del Ministerio de transporte y comunicaciones para realizar el análisis y procesamiento de datos pluviométricos se debe contar con una cantidad de 25 años como mínimo, esta recomendación se hace a fin de que los resultados luego del proceso de dicha información sean confiables pues pasan por procesos y métodos estadísticos.

Se multiplico por 1.13 (Factor de Weiss) a las Pp máx. 24hr. valor que es el factor de corrección de Pp máx. 24 hr recomendado por la OMM (Organización Meteorológica Mundial) que consiste en aumentarle el 13 por ciento del valor de la precipitación para que el valor sea ajustado y más acorde con la lectura que se tomó en la realidad, esto quiere decir que al multiplicar los valores de Pp máx. 24 hr por el factor de 1.13 los resultados son los verdaderos valores de las Pp máx. 24 hr.

La información del máximo valor de Pp máx. 24 hr. con la Pp máx. 24 hr. corregida (precipitación que se utilizó para el proceso de datos pluviométricos) para cada año de la estación pluviométrica Chavín y su histograma se presentan en el Cuadro 8 y la Figura 31 respectivamente

Cuadro 7: Registro de Pp máx. 24 hr de la estación pluviométrica Chavín

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
1989	14.1	19.5	15.1	17.1	6.4	8.1	1.9	7.2	14.9	10.3	14.9	21.2
1990	13.4	19.9	22.5	12.9	10.4	17.2	6.7	0.0	11.2	23.2	10.4	19.0
1991	15.8	18.2	19.9	13.5	9.3	4.1	2.8	0.0	16.0	11.5	19.2	16.1
1992	9.1	19.7	13.8	9.8	0.0	2.8	2.4	14.5	5.6	8.5	17.1	18.7
1993	26.6	22.6	17.2	9.9	5.9	2.8	5.0	7.1	23.1	13.6	24.9	31.7
1994	20.0	24.1	18.2	24.4	4.8	8.4	0.0	0.0	23.7	18.3	17.3	13.6
1995	24.2	23.8	20.4	18.4	20.6	14.1	1.0	0.0	10.5	27.4	21.4	24.2
1996	20.0	17.2	17.5	27.5	12.1	2.4	0.0	8.8	9.9	10.1	9.2	14.8
1997	19.8	13.0	21.0	5.7	6.0	1.5	1.4	4.6	11.6	12.4	15.9	11.7
1998	18.4	18.0	10.1	12.8	5.6	3.0	0.0	3.7	4.3	10.7	32.6	11.0
1999	17.5	26.1	19.9	11.9	3.2	5.3	2.9	2.1	11.0	14.7	17.0	10.7
2000	10.2	19.3	11.2	17.7	7.7	3.2	3.7	12.0	5.8	3.7	13.2	14.5
2001	13.6	11.9	16.5	10.6	9.1	1.9	2.9	6.9	8.7	22.5	13.2	18.6
2002	10.0	13.1	21.5	16.0	8.4	1.8	11.0	2.6	5.6	9.4	12.8	13.8
2003	8.5	15.2	20.4	8.8	7.0	6.7	1.0	15.3	5.1	8.3	11.0	15.4
2004	9.4	17.5	6.3	4.4	4.7	6.6	5.2	2.9	11.7	15.1	13.2	15.8
2005	8.5	15.2	10.4	6.5	10.2	1.4	0.8	3.1	5.4	15.9	16.1	9.7
2006	5.7	13.4	13.7	13.6	4.6	27.9	3.7	3.1	10.0	9.9	18.0	15.7
2007	13.7	6.8	28.6	18.4	7.5	0.9	2.6	5.1	8.6	21.5	15.4	14.5
2008	15.7	13.0	10.6	13.5	5.8	8.0	1.7	3.8	7.5	14.7	11.0	1.7
2009	19.8	12.9	18.3	15.6	9.2	7.6	4.1	2.9	3.2	16.7	6.0	20.6
2010	19.9	25.0	9.5	6.3	13.1	1.3	7.5	1.6	10.8	9.7	11.5	14.2
2011	12.5	15.2	16.7	27.6	4.2	0.0	5.0	2.2	7.4	11.2	13.2	29.5
2012	12.8	19.8	15.2	15.1	5.0	4.0	0.0	3.3	8.8	11.8	13.4	12.6
2013	17.8	19.6	15.6	8.0	11.0	2.8	3.5	12.5	3.5	12.0	12.4	16.5
2014	15.4	23.8	16.9	15.8	10.8	1.3	1.1	0.0	13.2	17.0	11.1	9.4
2015	16.0	7.1	13.0	13.6	18.4	7.8	1.4	4.2	9.0	9.5	22.8	17.0
2016	6.5	20.5	10.5	22.0	3.2	2.4	2.3	1.5	12.8	15.7	12.5	13.0

Fuente: Elaboración Propia

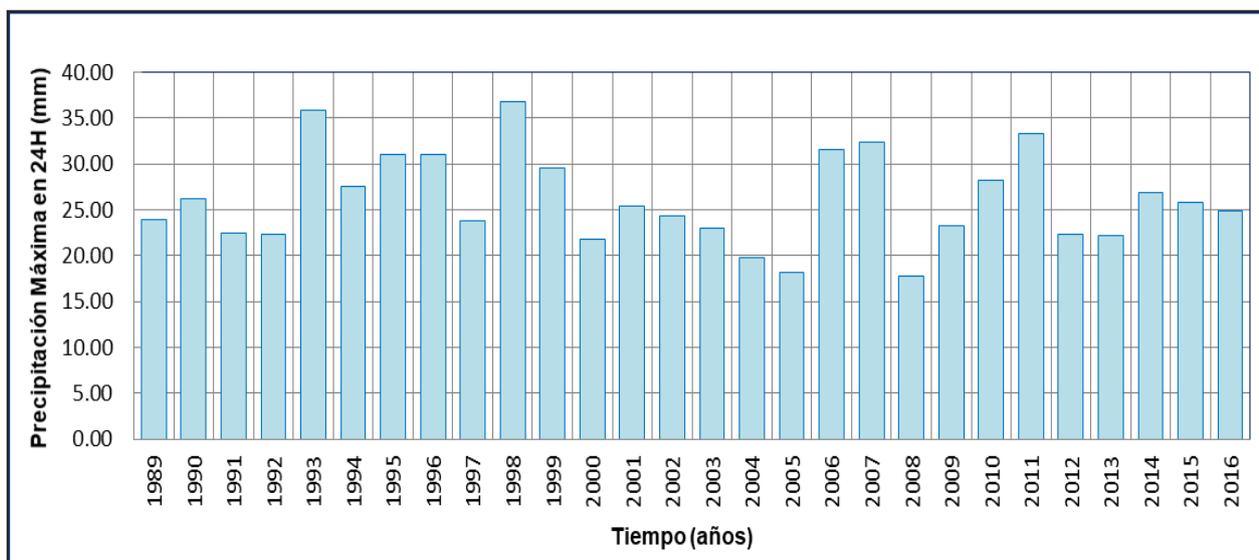
En el Anexo 1 se encuentra la información pluviométrica de Pp máx. 24 de la estación pluviométrica Chavín proporcionado por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI).

Cuadro 8: Precipitación máxima por año de la estación pluviométrica Chavín

Nº	Año	Pp máx. 24 hr.	Pp máx. 24 hr. corregida
1	1989	21.20	23.96
2	1990	23.20	26.22
3	1991	19.90	22.49
4	1992	19.70	22.26
5	1993	31.70	35.82
6	1994	24.40	27.57
7	1995	27.40	30.96
8	1996	27.50	31.08
9	1997	21.00	23.73
10	1998	32.60	36.84
11	1999	26.10	29.49
12	2000	19.30	21.81
13	2001	22.50	25.43
14	2002	21.50	24.30
15	2003	20.40	23.05
16	2004	17.50	19.78
17	2005	16.10	18.19
18	2006	27.90	31.53
19	2007	28.60	32.32
20	2008	15.70	17.74
21	2009	20.60	23.28
22	2010	25.00	28.25
23	2011	29.50	33.34
24	2012	19.80	22.37
25	2013	19.60	22.15
26	2014	23.80	26.89
27	2015	22.80	25.76
28	2016	22.00	24.86

Fuente: Elaboración Propia

Figura 31: Histograma de Pp máx. 24 hr corregida de la estación pluviométrica Chavín



Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo al Cuadro 8 y al histograma de la Figura 31 se tiene que la precipitación máxima se tiene en el año 1998 con un valor de 36.84 mm y la precipitación mínima se tiene en el año 2008 con un valor histórico mínimo de 17.74 mm.

6.2.2. Prueba de datos dudosos

Para detectar los datos dudosos, se calcularon umbrales superiores e inferiores para cada serie de precipitaciones máximas de la estación pluviométrica Chavín, de acuerdo a las siguientes ecuaciones de frecuencia.

$$Y_h = y + KnSy$$

$$Y_l = y - KnSy$$

Donde:

Y_h: Umbral superior para datos dudosos en unidades logarítmicas.

Y_l: Umbral inferior para datos dudosos en unidades logarítmicas.

Y: Promedio de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

S_y: Desviación estándar de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

K. Valor tabulado para una muestra de tamaño n (ver Cuadro 9)

Cuadro 9: Valores tabulados para distintos tamaños de muestra

N	Kn	N	Kn	n	Kn	n	Kn
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	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)

En los Cuadros 10 y 11 se muestran los valores de las precipitaciones máximas en 24 horas y los logaritmos de estos valores para cada año, así como, los parámetros estadísticos de ambos valores para la estación pluviométrica Chavín respectivamente:

Cuadro 10: Pp máx. 24 hr y logaritmos de Pp máx. 24 hr para cada año

Nº	AÑO	P24	log(P24)
1	1989	23.96	1.3794
2	1990	26.22	1.4186
3	1991	22.49	1.3519
4	1992	22.26	1.3475
5	1993	35.82	1.5541
6	1994	27.57	1.4405
7	1995	30.96	1.4908
8	1996	31.08	1.4924
9	1997	23.73	1.3753
10	1998	36.84	1.5663
11	1999	29.49	1.4697
12	2000	21.81	1.3386
13	2001	25.43	1.4053
14	2002	24.3	1.3855
15	2003	23.05	1.3627
16	2004	19.78	1.2961
17	2005	18.19	1.2599
18	2006	31.53	1.4987

Nº	AÑO	P24	log(P24)
19	2007	32.32	1.5094
20	2008	17.74	1.2490
21	2009	23.28	1.3669
22	2010	28.25	1.4510
23	2011	33.34	1.5229
24	2012	22.37	1.3497
25	2013	22.15	1.3453
26	2014	26.89	1.4297
27	2015	25.76	1.4110
28	2016	24.86	1.3955

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 11: Parámetros estadísticos de las Pp máx. 24 hr y logaritmos de Pp máx. 24 hr

Parámetro estadístico	Valor	Valor
Numero de datos n	28	28
Suma Σ	731.45	39.46
Máximo	36.84	1.57
Mínimo	17.74	1.25
Promedio \bar{x}	26.12	1.41
Desviación estándar s	5.01	0.08
Coficiente asimetría Cs	0.47	0.07
Cs/6 k	0.08	0.01

Fuente: Elaboración Propia

$$Y_h = 1.62$$

$$Y_l = 1.20$$

$$P_h = 41.57 \text{ mm}$$

$$P_l = 15.85 \text{ mm}$$

Después de realizar la prueba de datos dudosos se tiene que los valores de Pp máx. 24 hr se encuentran entre los valores de 15.85 mm y 41.57 mm, por lo tanto no existen datos dudosos que superen el umbral máximo ni sean menores que el umbral mínimo en el registro histórico de la estación pluviométrica Chavín del año 1989 al 2016, por lo tanto, la información pluviométrica es confiable y se procedió a realizar el análisis y procesamiento de datos pluviométricos.

6.2.3. Análisis estadístico de precipitaciones

Para la aplicación de la distribución de frecuencias se emplearon las siguientes funciones de distribución teórica con las cuales se hizo el tratamiento de la Pp máx. 24 hr:

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

A continuación se muestra en el Cuadro 12 los valores máximos de Pp máx. en 24 hr y los valores esperados de cada función de distribución probabilística:

Cuadro 12: Valores máximos de la Pp máx. 24 hr y los valores esperados de cada función de distribución probabilística

N	T	P(X≤xT)	VALOR OBSERVADO		NORMAL		GUMBEL		LOGNORMAL		PEARSON III		LOGPEARSON III	
			P24	log(P24)	K _T	Ve								
1	29.00	3.45%	36.8	1.5663	1.8186	35.2	2.1618	37.0	1.8186	36.3	1.9868	36.1	1.8471	36.5
2	14.50	6.90%	35.8	1.5541	1.4835	33.6	1.6073	34.2	1.4835	34.0	1.5649	34.0	1.4982	34.1
3	9.67	10.34%	33.3	1.5229	1.2621	32.5	1.2767	32.5	1.2621	32.6	1.2968	32.6	1.2692	32.7
4	7.25	13.79%	32.3	1.5094	1.0897	31.6	1.0374	31.3	1.0897	31.6	1.0936	31.6	1.0917	31.6
5	5.80	17.24%	31.5	1.4987	0.9447	30.9	0.8479	30.4	0.9447	30.7	0.9267	30.8	0.9431	30.7
6	4.83	20.69%	31.1	1.4924	0.8172	30.2	0.6898	29.6	0.8172	30.0	0.7829	30.0	0.8129	30.0
7	4.14	24.14%	31.0	1.4908	0.7019	29.6	0.5530	28.9	0.7019	29.3	0.6550	29.4	0.6954	29.3
8	3.63	27.59%	29.5	1.4697	0.5952	29.1	0.4316	28.3	0.5952	28.7	0.5387	28.8	0.5870	28.7
9	3.22	31.03%	28.3	1.4510	0.4949	28.6	0.3219	27.7	0.4949	28.2	0.4310	28.3	0.4853	28.2
10	2.90	34.48%	27.6	1.4405	0.3993	28.1	0.2211	27.2	0.3993	27.7	0.3299	27.8	0.3887	27.6
11	2.64	37.93%	26.9	1.4297	0.3073	27.7	0.1272	26.8	0.3073	27.2	0.2339	27.3	0.2959	27.2
12	2.42	41.38%	26.2	1.4186	0.2178	27.2	0.0390	26.3	0.2178	26.8	0.1418	26.8	0.2059	26.7
13	2.23	44.83%	25.8	1.4110	0.1300	26.8	-0.0448	25.9	0.1300	26.3	0.0527	26.4	0.1177	26.3
14	2.07	48.28%	25.4	1.4053	0.0432	26.3	-0.1252	25.5	0.0432	25.9	-0.0342	26.0	0.0308	25.8
15	1.93	51.72%	24.9	1.3955	-0.0432	25.9	-0.2028	25.1	-0.0432	25.5	-0.1196	25.5	-0.0556	25.4
16	1.81	55.17%	24.3	1.3855	-0.1300	25.5	-0.2783	24.7	-0.1300	25.0	-0.2042	25.1	-0.1422	25.0
17	1.71	58.62%	24.0	1.3794	-0.2178	25.0	-0.3525	24.4	-0.2178	24.6	-0.2886	24.7	-0.2296	24.6
18	1.61	62.07%	23.7	1.3753	-0.3073	24.6	-0.4258	24.0	-0.3073	24.2	-0.3735	24.3	-0.3185	24.2
19	1.53	65.52%	23.3	1.3669	-0.3993	24.1	-0.4989	23.6	-0.3993	23.8	-0.4594	23.8	-0.4097	23.7
20	1.45	68.97%	23.1	1.3627	-0.4949	23.6	-0.5725	23.3	-0.4949	23.4	-0.5474	23.4	-0.5041	23.3
21	1.38	72.41%	22.5	1.3519	-0.5952	23.1	-0.6473	22.9	-0.5952	22.9	-0.6382	22.9	-0.6030	22.9
22	1.32	75.86%	22.4	1.3497	-0.7019	22.6	-0.7242	22.5	-0.7019	22.5	-0.7333	22.4	-0.7080	22.4
23	1.26	79.31%	22.3	1.3475	-0.8172	22.0	-0.8045	22.1	-0.8172	22.0	-0.8341	21.9	-0.8211	22.0
24	1.21	82.76%	22.1	1.3453	-0.9447	21.4	-0.8899	21.7	-0.9447	21.4	-0.9433	21.4	-0.9458	21.4
25	1.16	86.21%	21.8	1.3386	-1.0897	20.7	-0.9830	21.2	-1.0897	20.9	-1.0647	20.8	-1.0871	20.9
26	1.12	89.66%	19.8	1.2961	-1.2621	19.8	-1.0888	20.7	-1.2621	20.2	-1.2053	20.1	-1.2545	20.2
27	1.07	93.10%	18.2	1.2599	-1.4835	18.7	-1.2170	20.0	-1.4835	19.4	-1.3797	19.2	-1.4683	19.4
28	1.04	96.55%	17.7	1.2490	-1.8186	17.0	-1.3967	19.1	-1.8186	18.2	-1.6310	17.9	-1.7897	18.3

Fuente: Elaboración Propia

Las gráficas de probabilidades donde se aprecia el valor observado de la Pp máx. 24 hr y la línea de tendencia de cada función de distribución se muestran en las Figuras del 32 al 36 para la distribución Normal, Gumbel, Log Normal, Pearson Tipo III y Log Pearson Tipo III respectivamente:

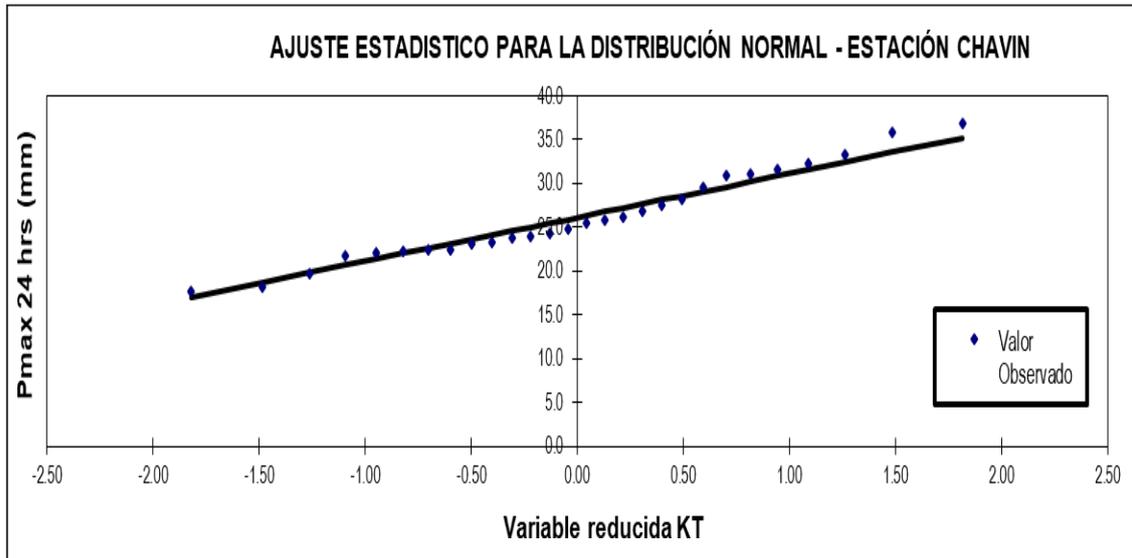


Figura 32: Grafica de probabilidad de la función Normal

Fuente: Elaboración Propia

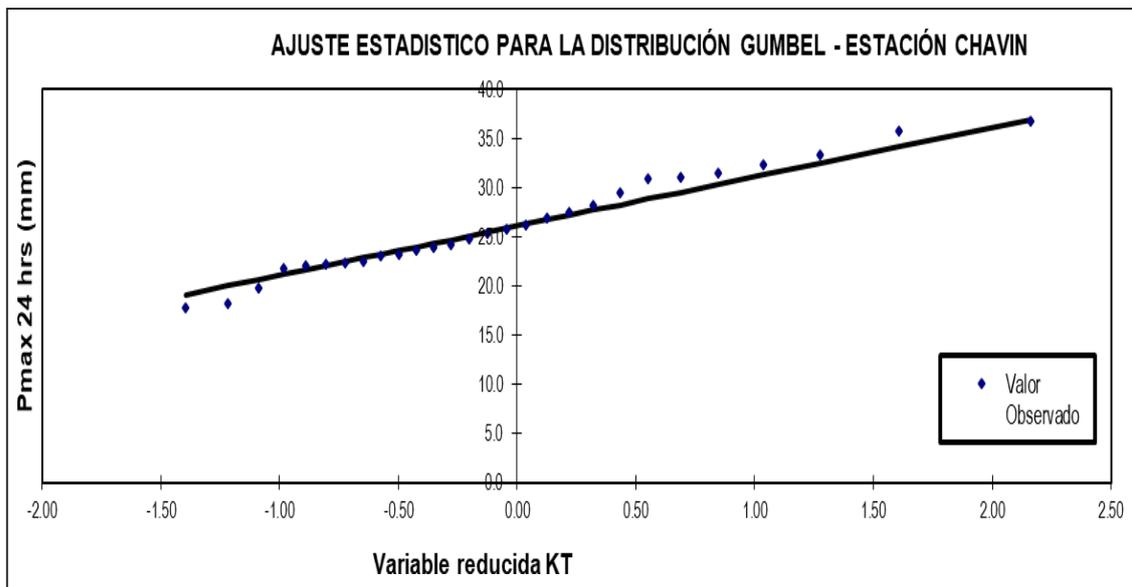


Figura 33: Grafica de probabilidad de la función Gumbel

Fuente: Elaboración Propia

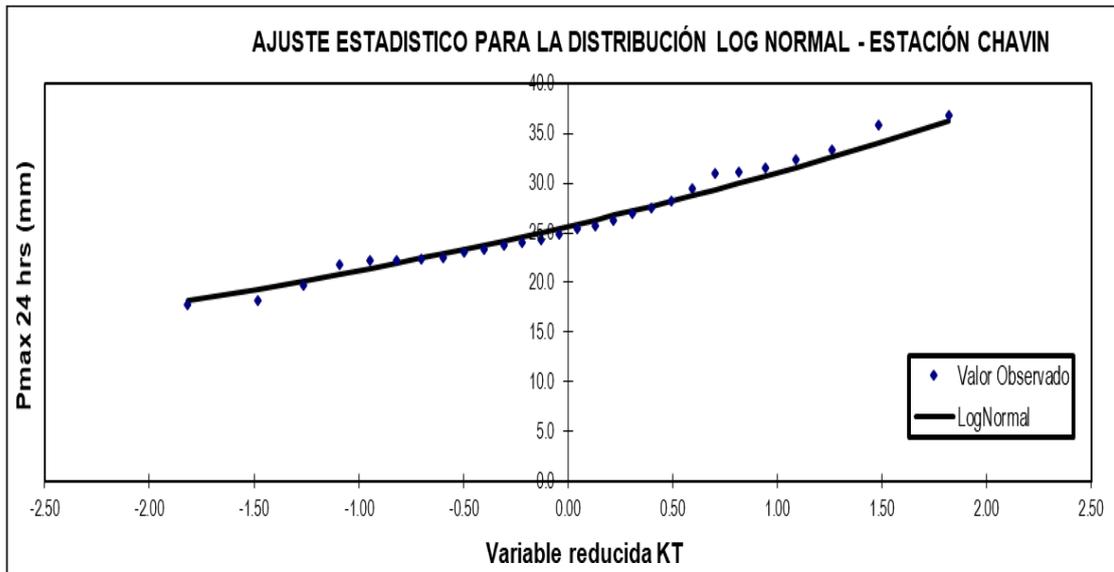


Figura 34: Grafica de probabilidad de la función Log Normal

Fuente: Elaboración Propia

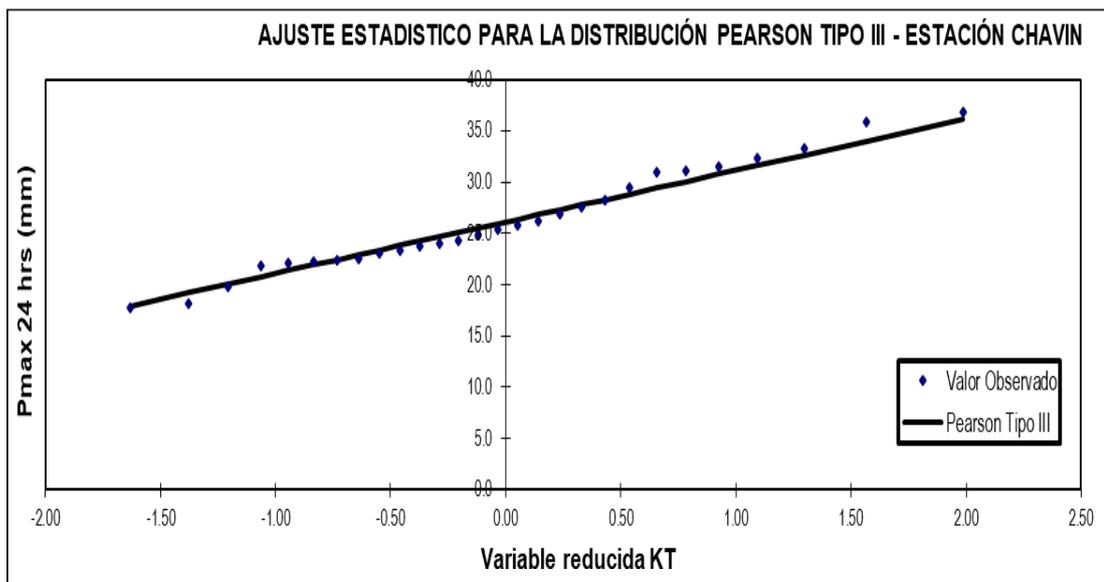


Figura 35: Grafica de probabilidad de la función Pearson Tipo III

Fuente: Elaboración Propia

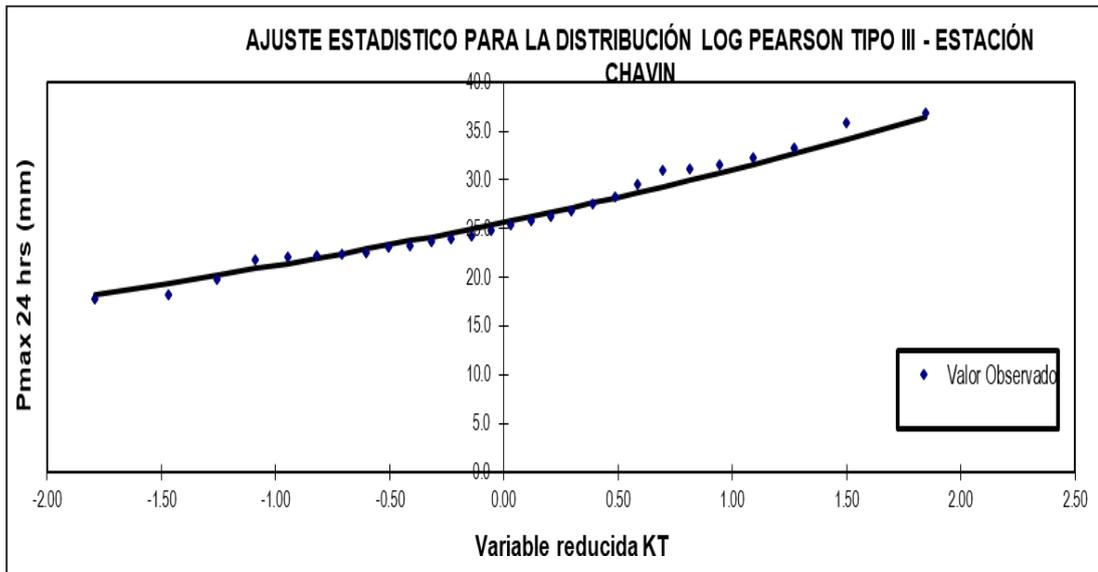


Figura 36: Grafica de probabilidad de la función Log Pearson Tipo III

Fuente: Elaboración Propia

Para seleccionar la función de distribución probabilística que mejor se ajuste a la muestra (datos de Pp máx. 24 hr) visualmente por medio de los gráficos se debería elegir la función de distribución que se apegue visualmente mejor a los datos de precipitación medidos, como es un método con alto grado de subjetividad se utilizaron el método de error cuadrático mínimo y las pruebas de bondad de ajuste que son menos subjetivas que el método visual gráfico para la elección de la función de distribución de probabilidad.

El análisis de frecuencia se realizó con cinco funciones de distribución teórica, el Manual de carreteras de hidrología, hidráulica y drenaje del Ministerio de transporte y comunicaciones dentro de las funciones de distribución que recomienda utilizar para estimar precipitaciones e intensidades se encuentran las distribuciones Normal, Log normal, Pearson Tipo III, Gumbel y Log Pearson Tipo III, se recomienda utilizar al menos tres funciones de distribución teórica para realizar el análisis de frecuencia.

Con el objetivo de encontrar la mejor y adecuada distribución de frecuencia para nuestra muestra Pp máx. 24 hr se requirió realizar una prueba de bondad de ajuste.

6.2.3.1. Error Cuadrático Mínimo

Se utilizó el método del error cuadrático mínimo como uno de los métodos para la elección de la función de distribución de probabilidad, con el software SMADA se hizo el análisis estadístico y de distribución, los resultados se pueden ver en el Anexo 2; en el Cuadro 13 se muestran los resultados del método del error cuadrático mínimo y cuál es la función de distribución que mejor se ajusta de acuerdo a este método, la función de distribución Log-Pearson Tipo III tiene el menor valor 3.41 es la que mejor se ajusta a los datos de Pp máx. 24 hr, las demás funciones de distribución de probabilidad no difieren mucho del resultado de la función de distribución Log-Pearson Tipo III, sobre todo las funciones Pearson Tipo III y Gumbel que pueden también ser utilizadas.

Cuadro 13: Elección de la función de distribución por método de error cuadrático mínimo

Orden	Weibull												
		Pp _{máx.24h}	Normal			Log-Normal-3P		Gumbel		Pearson-III		Log-Pearson-III	
		Xe	Yo	(Xe-Yo) ²	Yo	(Xe-Yo) ²	Yo	(Xe-Yo) ²	Yo	(Xe-Yo) ²	Yo	(Xe-Yo) ²	
		(mm)	(mm)		(mm)		(mm)		(mm)		(mm)		
1	0.034	17.74	17.00	0.55	17.83	0.01	18.94	1.44	18.24	0.25	18.06	0.10	
2	0.069	18.19	18.68	0.24	19.15	0.92	19.89	2.88	19.38	1.41	19.23	1.08	
3	0.103	19.78	19.80	0.00	20.05	0.08	20.56	0.62	20.19	0.17	20.05	0.08	
4	0.138	21.81	20.66	1.32	20.78	1.06	21.12	0.47	20.84	0.94	20.72	1.19	
5	0.172	22.15	21.39	0.57	21.40	0.56	21.61	0.29	21.42	0.53	21.30	0.72	
6	0.207	22.26	22.03	0.05	21.96	0.09	22.06	0.04	21.93	0.11	21.83	0.19	
7	0.241	22.37	22.61	0.06	22.48	0.01	22.48	0.01	22.42	0.00	22.32	0.00	
8	0.276	22.49	23.14	0.43	22.96	0.22	22.89	0.16	22.87	0.15	22.78	0.09	
9	0.310	23.05	23.64	0.35	23.42	0.14	23.28	0.05	23.31	0.07	23.23	0.03	
10	0.345	23.28	24.12	0.71	23.86	0.34	23.67	0.15	23.74	0.21	23.67	0.15	
11	0.379	23.73	24.59	0.74	24.30	0.32	24.06	0.11	24.16	0.18	24.10	0.14	
12	0.414	23.96	25.03	1.15	24.72	0.58	24.44	0.23	24.58	0.39	24.52	0.32	
13	0.448	24.30	25.47	1.38	25.15	0.73	24.83	0.29	24.99	0.48	24.95	0.43	
14	0.483	24.86	25.91	1.10	25.57	0.50	25.23	0.14	25.41	0.30	25.38	0.27	
15	0.517	25.43	26.34	0.84	26.00	0.33	25.64	0.05	25.84	0.17	25.81	0.15	
16	0.552	25.76	26.77	1.01	26.43	0.44	26.06	0.09	26.27	0.26	26.26	0.25	
17	0.586	26.22	27.21	0.99	26.87	0.43	26.51	0.09	26.71	0.24	26.72	0.25	
18	0.621	26.89	27.66	0.59	27.33	0.19	26.97	0.01	27.18	0.08	27.20	0.09	
19	0.655	27.57	28.12	0.30	27.81	0.06	27.47	0.01	27.66	0.01	27.70	0.02	
20	0.690	28.25	28.60	0.12	28.31	0.00	28.00	0.06	28.18	0.00	28.24	0.00	
21	0.724	29.49	29.11	0.15	28.85	0.41	28.57	0.85	28.72	0.60	28.81	0.47	
22	0.759	30.96	29.64	1.75	29.42	2.38	29.21	3.07	29.32	2.70	29.44	2.32	
23	0.793	31.08	30.22	0.73	30.06	1.03	29.93	1.31	29.98	1.20	30.13	0.89	

Orden	Weibull	Pp _{máx.24h}	Normal		Log-Normal-3P		Gumbel		Pearson-III		Log-Pearson-III		
			Xe	Yo	(Xe-Yo) ²	Yo	(Xe-Yo) ²						
			(mm)	(mm)		(mm)		(mm)		(mm)		(mm)	
24	0.828	31.53	30.86	0.44	30.77	0.57	30.77	0.57	30.72	0.65	30.92	0.37	
25	0.862	32.32	31.59	0.53	31.59	0.53	31.77	0.30	31.59	0.53	31.84	0.23	
26	0.897	33.34	32.45	0.78	32.60	0.54	33.03	0.09	32.66	0.46	32.99	0.12	
27	0.931	35.82	33.56	5.11	33.92	3.61	34.77	1.10	34.07	3.07	34.52	1.69	
28	0.966	36.84	35.24	2.55	36.00	0.70	37.69	0.73	36.32	0.27	37.01	0.03	
				24.54		16.79		15.21		15.43		11.64	
				4.95		4.10		3.90		3.93		3.41	
		$\sum_{i=1}^n (\lambda_{e_i} - \lambda_{o_i})^2$											

Fuente: Elaboración Propia

6.2.3.2. Prueba de bondad de ajuste

La prueba de bondad de ajuste se realizó mediante dos métodos: Kolmogorov-Smirnov y χ^2 (chi cuadrado), ambos métodos se desarrollaron en el software Hydrognomon (software utilizado para el análisis de información hidrológica) los resultados del software Hydrognomon se muestran en el Anexo 3.

En el Cuadro 14 se observan los resultados de la prueba de bondad de ajuste por el método Kolmogorov-Smirnov en donde la función de distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los datos de Pp máx. 24 hr es la función de distribución probabilística Pearson Tipo III, si bien todas las funciones de distribución se ajustan y son aceptadas por este método la que tiene un menor valor es la distribución Pearson Tipo III seguida por la Log Normal, Log Pearson Tipo III, Normal y por último la función de distribución Gumbel.

Cuadro 14: Prueba de bondad de ajuste por el método Kolmogorov-Smirnov

Test Kolmogorov-Smirnov	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	94.84%	0.09028
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.15%	0.07985
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.68%	0.07708
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.33%	0.07898
Gumbel	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	94.54%	0.09096

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados del Cuadro 14 indicaron que la función de distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los datos de la muestra es la función Pearson tipo III.

Para realizar la prueba de bondad de ajuste por el método χ^2 se utilizó el software Hydrognomon, los resultados se muestran a continuación en el Cuadro 15:

Cuadro 15: Prueba de bondad de ajuste por el método χ^2

Test χ^2	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	Pearson Param.
Normal	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	8.16%	6.71429
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	20.60%	4.57143
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	10.17%	4.57143
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	10.17%	4.57143
Gumbel	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	29.40%	3.71429

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados del método χ^2 en el valor del parámetro de Pearson es el mismo para las funciones de distribución Log Normal, Pearson Tipo III y Log Pearson Tipo III, el menor valor corresponde a la función de distribución Gumbel con valor de 3.71.

En el Cuadro 16 se han calificado las funciones de distribución de probabilidad de acuerdo al orden de prioridad que se obtuvo en el método del error cuadrático mínimo y las pruebas de bondad de ajuste tanto para el método Kolmogorov-Smirnov y χ^2 , se dio una calificación de uno a la función de distribución que mejor se ajusta a los datos observados y una calificación de cinco a la función de distribución que menos se ajusta.

Cuadro 16: Calificación las funciones de distribución de probabilidad

Función	Error cuadrático mínimo	Kolmogorov-Smirnov	χ^2
Normal	5	4	3
Log Normal	4	3	2
Pearson III	2	1	2
Log Pearson III	1	2	2
Gumbel	3	5	1

Fuente: Elaboración Propia

La función de distribución de probabilidad Pearson tipo III, es la función de distribución que mejor se ajusta a lo datos de Pp máx. 24 hr de la estación pluviométrica Chavín y es la función de distribución seleccionada para procesar la información pluviométrica, cabe mencionar que la diferencia de la función de distribución Pearson tipo III con la Log Pearson Tipo III es mínima en cuanto a la ponderación resumida en el Cuadro 16, de todas maneras se eligió como función de distribución de probabilidad la función de distribución Pearson tipo III por ser la que mejor se ajusta a las pruebas de bondad de

ajuste de Kolmogorov -Smirnov y la escasa diferencia del mínimo valor en la prueba de error cuadrático mínimo con respecto a la función de distribución Log Pearson tipo III..

6.2.4. Precipitaciones para diferentes periodos de retorno

Con la función de distribución probabilística que mejor se ajustó al registro de Pp máx. 24 hr de la estación pluviométrica Chavín se determinó la precipitación máxima probable para diferentes periodos de retorno. En el Cuadro 17 se muestran las precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno.

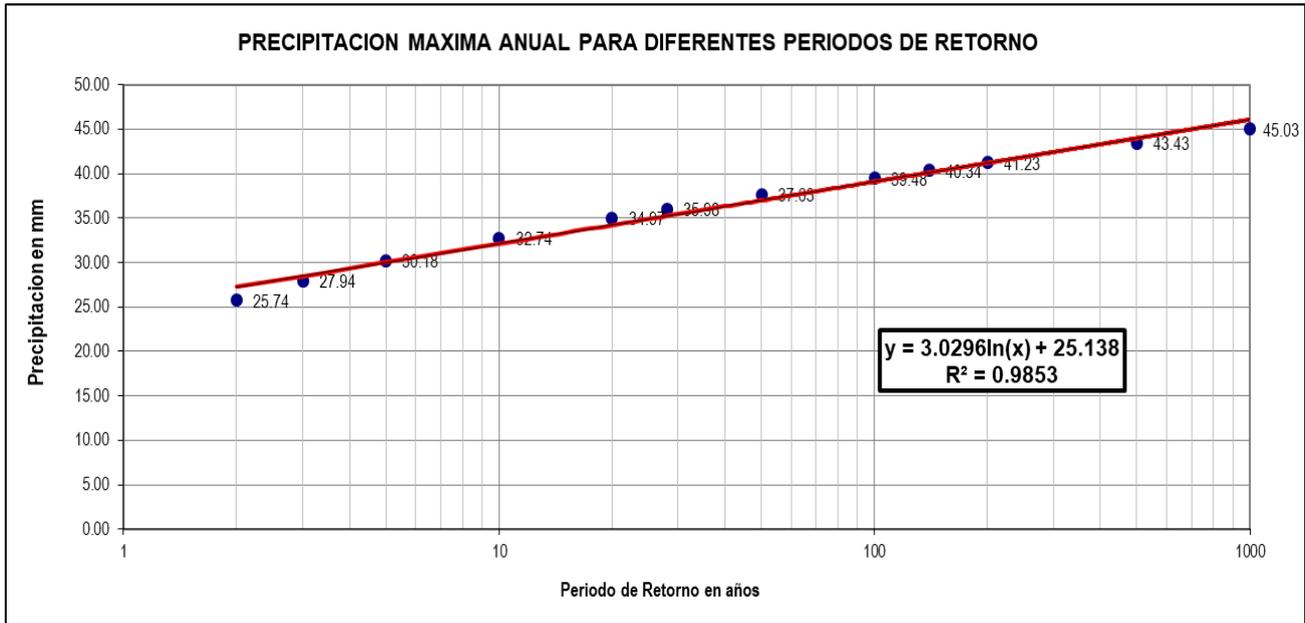
Cuadro 17: Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno

T (años)	P(X≤x _T)	DISTRIB. PEARSON III		DISTRIB. LOG PEARSON III			P _{MAX} (mm)
		K _T	x _T	K _T	X _t	10 [^] x _T	
2	0.500	-0.0771	25.7	-0.0124	1.4084	25.6	25.74
3	0.667	0.3629	27.9	0.4205	1.4442	27.8	27.94
5	0.800	0.8102	30.2	0.8378	1.4786	30.1	30.18
10	0.900	1.3199	32.7	1.2893	1.5160	32.8	32.74
20	0.950	1.7655	35.0	1.6658	1.5471	35.2	34.97
28	0.964	1.9663	36.0	1.8305	1.5607	36.4	35.98
50	0.980	2.2945	37.6	2.0936	1.5824	38.2	37.63
100	0.990	2.6638	39.5	2.3812	1.6062	40.4	39.48
140	0.993	2.8357	40.3	2.5122	1.6170	41.4	40.34
200	0.995	3.0135	41.2	2.6460	1.6281	42.5	41.23
500	0.998	3.4529	43.4	2.9691	1.6548	45.2	43.43
1000	0.999	3.7713	45.0	3.1972	1.6736	47.2	45.03

Fuente: Elaboración Propia

En la Figura 37 se muestran los valores de Pp máx. 24 hr para diferentes periodos de retorno.

Figura 37: Valores de Pp máx. 24 hr para diferentes periodos de retorno.



Fuente: Elaboración Propia

6.2.5. Intensidad de lluvia

La estación pluviométrica Chavín, no cuenta con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas. Para poder estimar las intensidades máximas se recurrió al principio conceptual, referente a que los valores extremos de lluvias de alta intensidad y corta duración aparecen, en el mayor de los casos, marginalmente dependientes de la localización geográfica, con base en el hecho de que estos eventos de lluvia están asociados con celdas atmosféricas las cuales tienen propiedades físicas similares en la mayor parte del mundo.

Para estimar la intensidad a partir de la Pp máx. 24 hr se utilizó el modelo de Frederick Bell que permite calcular la lluvia máxima en función del período de retorno, la duración de la tormenta en minutos y la precipitación máxima de una hora de duración y periodo de retorno de 10 años. Para la precipitación caída durante 60 minutos y un periodo de retorno de 10 años se calculó por el método de Yance Tueros que estima la intensidad máxima horaria a partir de la Pp máx. 24 hr.

La estimación de lluvia máxima en función del periodo de retorno, la duración de la tormenta en minutos y la precipitación máxima de una hora de duración y periodo de

retorno de 10 años, así como, la estimación de las intensidades máximas a partir de la Pp máx. 24 hr se muestran en los Cuadro 18 y 19 respectivamente:

Cuadro 18: Lluvias máximas

TR	Pp. Máx.	Duración (minutos)					
años	24 Horas	5	10	15	20	30	60
500	43.43	5.49	8.21	10.04	11.45	13.63	17.89
140	40.34	4.68	7.01	8.57	9.78	11.63	15.27
50	37.63	4.03	6.04	7.38	8.42	10.02	13.15
28	35.98	3.67	5.49	6.71	7.65	9.11	11.96
20	34.97	3.45	5.17	6.32	7.21	8.58	11.27
10	32.74	3.02	4.52	5.52	6.30	7.49	9.78
5	30.18	2.58	3.86	4.72	5.38	6.41	8.41
2	25.74	2.00	2.99	3.66	4.18	4.97	6.53

Fuente: Elaboración Propia siguiendo el Modelo Frederich Bell

Cuadro 19: Intensidades máximas

TR	Pp. Máx.	Duración (minutos)					
años	24 Horas	5	10	15	20	30	60
500	43.43	65.80	49.30	40.20	34.40	27.30	17.90
140	40.34	56.20	42.10	34.30	29.30	23.30	15.30
50	37.63	48.40	36.20	29.50	25.30	20.00	13.20
28	35.98	44.00	32.90	26.80	23.00	18.20	12.00
20	34.97	41.40	31.00	25.30	21.60	17.20	11.30
10	32.74	36.20	27.10	22.10	18.90	15.00	9.80
5	30.18	30.90	23.20	18.90	16.20	12.80	8.40
2	25.74	24.00	18.00	14.60	12.50	9.90	6.50

Fuente: Elaboración Propia

6.2.6. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia

Para determinar los parámetros K, m y n de la ecuación de intensidad (se muestra en el Figura 38) máxima calculada cuyos resultados se mostraron en el en el ítem anterior, se requirio hacer un análisis de regresión lineal múltiple estos resultados se muestran en el Cuadro 20:

Figura 38: Ecuación de Intensidad

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

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 20: Regresión Lineal múltiple

Constante	1.755		Log K=	1.755	K=	56.90
Err. estándar de est. Y	0.033				m=	0.180
R cuadrada	0.986				n=	0.527
Núm. de observaciones	48			I=	56.90T ^{0.180}	
Grado de libertad	47		Donde:		t ^{0.527}	
				I= mm/h		
Coeficiente(s) X	0.180	-		T= años		
Error estándar de coef.	0.005	0.011		t= minutos		

Fuente: Elaboración Propia

La ecuación de intensidad con los parámetros k, m y n luego de hacer el análisis de regresión lineal múltiple se muestra en el la Figura 39:

Figura 39: Ecuación de Intensidad con los parámetros k, m y n

$$I = \frac{56.90 * T^{0.18}}{t^{0.527}}$$

Fuente: Elaboración Propia

El parámetro k tiene un valor de 56.90 y los parámetros m y n un valor de 0.180 y 0.527 respectivamente, estos parámetros sirvieron para hacer la gráfica de la curva intensidad-duración-frecuencia, en el Cuadro 21 se muestra la intensidad de diseño:

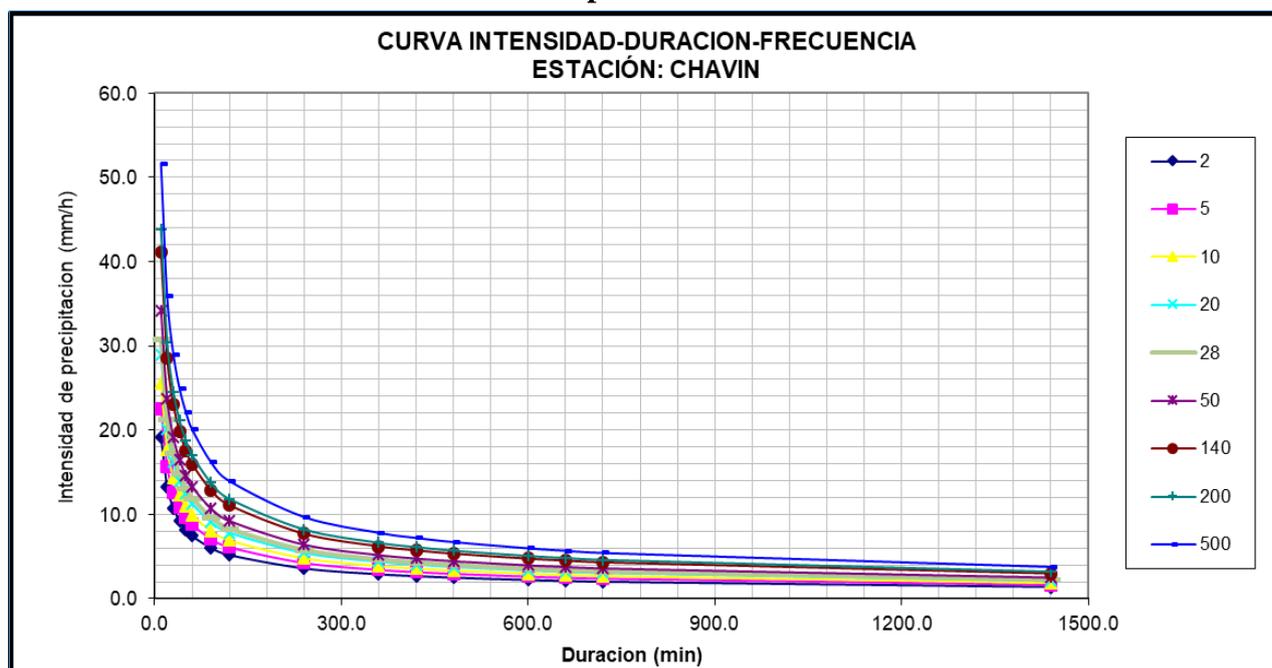
Cuadro 21: Intensidad de diseño de la estación pluviométrica Chavín

DURACIÓN		PERÍODO DE RETORNO (años)								
Hr	min	2	5	10	20	28	50	140	200	500
0.17	10.00	19.14	22.57	25.57	28.96	30.77	34.15	41.09	43.81	51.65
0.33	20.00	13.29	15.67	17.75	20.10	21.36	23.70	28.52	30.41	35.86
0.50	30.00	10.73	12.66	14.34	16.24	17.25	19.15	23.04	24.56	28.96
0.67	40.00	9.23	10.88	12.32	13.96	14.83	16.45	19.80	21.11	24.89
0.83	50.00	8.20	9.67	10.95	12.41	13.18	14.63	17.60	18.77	22.13
1.00	60.00	7.45	8.79	9.95	11.27	11.97	13.29	15.99	17.05	20.10
1.50	90.00	6.02	7.10	8.04	9.10	9.67	10.74	12.92	13.77	16.24
2.00	120.00	5.17	6.10	6.91	7.82	8.31	9.23	11.10	11.84	13.96
4.00	240.00	3.59	4.23	4.80	5.43	5.77	6.40	7.71	8.22	9.69
6.00	360.00	2.90	3.42	3.87	4.39	4.66	5.17	6.22	6.64	7.83
7.00	420.00	2.67	3.15	3.57	4.05	4.30	4.77	5.74	6.12	7.22
8.00	480.00	2.49	2.94	3.33	3.77	4.01	4.45	5.35	5.70	6.73
10.00	600.00	2.22	2.61	2.96	3.35	3.56	3.95	4.76	5.07	5.98
11.00	660.00	2.11	2.49	2.81	3.19	3.39	3.76	4.52	4.82	5.69
12.00	720.00	2.01	2.37	2.69	3.05	3.24	3.59	4.32	4.61	5.43
24.00	1440.00	1.40	1.65	1.87	2.11	2.25	2.49	3.00	3.20	3.77

Fuente: Elaboración Propia

En la Figura 40 a continuación se muestran las curvas intensidad-duración-frecuencia:

Figura 40: Curva intensidad-duración-frecuencia de la estación pluviométrica Chavín



Fuente: Elaboración Propia

6.2.7. Hietograma de diseño

El hietograma de diseño se hizo mediante el método de los bloques alternos, para los periodos de retorno seleccionados.

6.2.7.1. Selección del periodo de retorno

Para la selección del periodo de retorno se tomó en cuenta la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, de acuerdo al Manual de carreteras de hidrología, hidráulica y drenaje se seleccionó un periodo de retorno de 140 años para el diseño hidráulico del puente Runichinchay y 500 años para el cálculo de la socavación local en estribos, además para la calibración y validación del caudal que pasa por el nivel de cota de la huella hídrica o marca de agua máxima identificada en campo se seleccionó un periodo de retorno de 28 años que es la cantidad de años de datos de Pp máx. 24 hr que se tiene en la estación pluviométrica Chavín.

En los cuadros 22 y 23 se muestran los valores de periodo de retorno para el diseño hidráulico del puente Runichinchay y los valores máximos recomendados de riesgo admisible en obras de drenaje respectivamente.

Cuadro 22: Valores de periodo de retorno para el diseño hidráulica del puente Runichinchay

RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)										
	1	2	3	5	10	20	25	40	50	100	200
0,01	100	199	299	498	995	1990	2488		4975	9950	19900
0,02	50	99	149	248	495	990	1238		2475	4950	9900
0,05	20	39	59	98	195	390	488		975	1950	3900
0,10	10	19	29	48	95	190	238		475	950	1899
0,20	5	10	14	23	45	90	113		225	449	897
0,25	4	7	11	18	35	70	87	140	174	348	695
0,50	2	3	5	8	15	29	37		73	154	289
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	15	18		37	73	144

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje MTC

Cuadro 23: Valores máximos recomendados de riesgo admisible en obras de drenaje respectivamente.

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

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje MTC

(*) - Para la 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. (recomendaciones de acuerdo al Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del Ministerio de transporte y comunicaciones).

6.2.7.2. Elaboración del hietograma de diseño

La elaboración del hietograma de diseño se hizo con los periodos de retorno de 28, 140 y 500 años y para un tiempo de duración de ocho horas.

En los Cuadros del 24 al 26 se tienen los resultados de los hietogramas de diseño para los periodo de retorno de 28, 140 y 500 años respectivamente, así mismo, en las Figuras del 41 al 43 se muestra el desarrollo del hietograma para los periodo de retorno de 28, 140 y 500 años respectivamente.

Cuadro 24: Hietograma de precipitación diseño para Tr = 28 años

DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA	PROFUNDIDAD	TIEMPO	PRECIPITACION
		ACUMULADA	INCREMENTAL		
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
20	21.357	7.119	7.119	0-15	0.64
40	14.825	9.884	2.765	20-40	0.67
60	11.975	11.975	2.091	40-60	0.71
80	10.292	13.722	1.747	60-80	0.75
100	9.15	15.251	1.529	80-100	0.8
120	8.313	16.626	1.375	100-120	0.86
140	7.665	17.884	1.259	120-140	0.93
160	7.144	19.051	1.167	140-160	1.03
180	6.714	20.143	1.092	160-180	1.17
200	6.352	21.174	1.03	180-200	1.37
220	6.041	22.151	0.977	200-220	1.75
240	5.771	23.082	0.931	220-240	2.76
260	5.532	23.974	0.891	240-260	7.12

DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
280	5.321	24.829	0.856	260-280	2.09
300	5.131	25.654	0.824	280-300	1.53
320	4.959	26.45	0.796	300-320	1.26
340	4.803	27.22	0.77	320-340	1.09
360	4.661	27.966	0.747	340-360	0.98
380	4.53	28.691	0.725	360-380	0.89
400	4.409	29.396	0.705	380-400	0.82
420	4.298	30.083	0.687	400-420	0.77
440	4.194	30.753	0.67	420-440	0.73
460	4.097	31.407	0.654	440-460	0.69
480	4.006	32.046	0.639	460-480	0.65

Fuente: Elaboración Propia

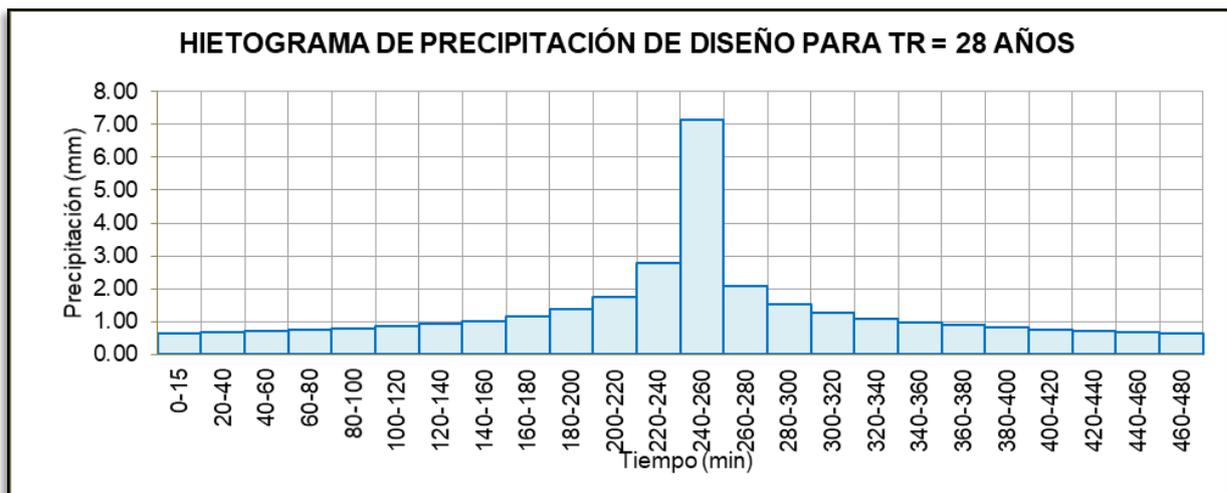


Figura 41: Hietograma de precipitación de diseño para Tr = 28 años

Fuente: Elaboración Propia

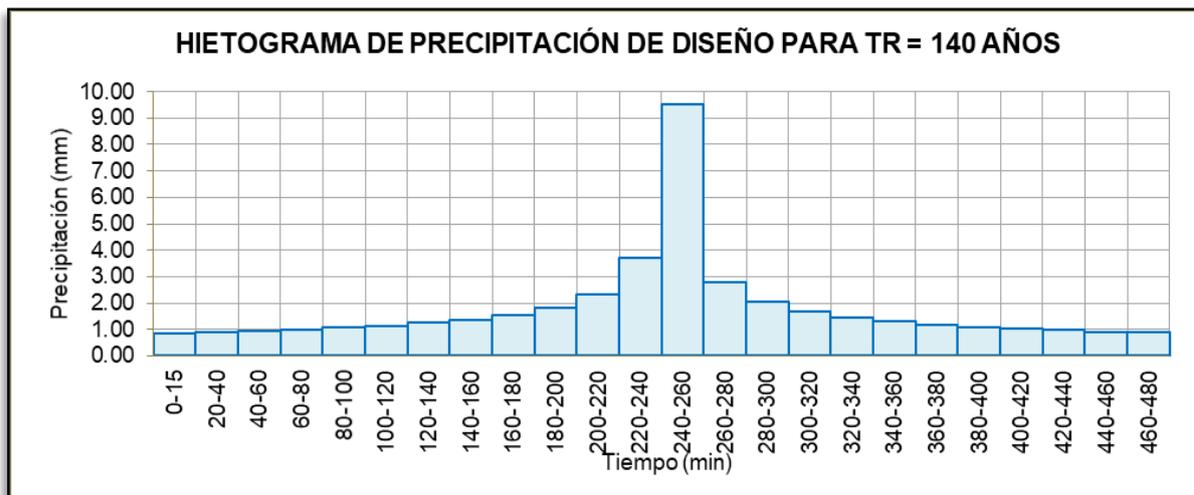
Cuadro 25: Hietograma de precipitación diseño para Tr = 140 años

DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
20	28.522	9.507	9.507	0-15	0.85
40	19.799	13.199	3.692	20-40	0.89
60	15.992	15.992	2.793	40-60	0.94
80	13.744	18.326	2.333	60-80	1.00
100	12.22	20.367	2.042	80-100	1.06

DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA	PROFUNDIDAD	TIEMPO	PRECIPITACION
		ACUMULADA	INCREMENTAL		
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
120	11.102	22.203	1.836	100-120	1.14
140	10.236	23.884	1.681	120-140	1.24
160	9.541	25.442	1.558	140-160	1.38
180	8.967	26.901	1.459	160-180	1.56
200	8.483	28.277	1.376	180-200	1.84
220	8.068	29.582	1.305	200-220	2.33
240	7.706	30.826	1.244	220-240	3.69
260	7.388	32.016	1.19	240-260	9.51
280	7.106	33.159	1.143	260-280	2.79
300	6.852	34.26	1.101	280-300	2.04
320	6.623	35.323	1.063	300-320	1.68
340	6.415	36.351	1.028	320-340	1.46
360	6.225	37.348	0.997	340-360	1.31
380	6.050	38.317	0.968	360-380	1.19
400	5.889	39.258	0.942	380-400	1.10
420	5.739	40.176	0.917	400-420	1.03
440	5.600	41.07	0.895	420-440	0.97
460	5.471	41.944	0.873	440-460	0.92
80	5.350	42.797	0.854	460-480	0.87

Fuente: Elaboración Propia

Figura 42: Hietograma de precipitación de diseño para $Tr = 140$ años



Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 26: Hietograma de precipitación diseño para Tr = 500 años

DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
20	35.855	11.952	11.952	0-15	1.07
40	24.89	16.593	4.641	20-40	1.12
60	20.104	20.104	3.511	40-60	1.18
80	17.278	23.037	2.933	60-80	1.25
100	15.362	25.604	2.567	80-100	1.34
120	13.956	27.912	2.308	100-120	1.44
140	12.868	30.025	2.113	120-140	1.56
160	11.994	31.984	1.959	140-160	1.73
180	11.273	33.818	1.834	160-180	1.96
200	10.664	35.547	1.729	180-200	2.31
220	10.142	37.188	1.641	200-220	2.93
240	9.688	38.751	1.564	220-240	4.64
260	9.288	40.248	1.496	240-260	11.95
280	8.932	41.685	1.437	260-280	3.51
300	8.614	43.069	1.384	280-300	2.57
320	8.326	44.405	1.336	300-320	2.11
340	8.064	45.698	1.293	320-340	1.83
360	7.825	46.951	1.253	340-360	1.64
380	7.606	48.168	1.217	360-380	1.5
400	7.403	49.352	1.184	380-400	1.38
420	7.215	50.505	1.153	400-420	1.29
440	7.04	51.63	1.125	420-440	1.22
460	6.878	52.728	1.098	440-460	1.15
480	6.725	53.801	1.073	460-480	1.10

Fuente: Elaboración Propia

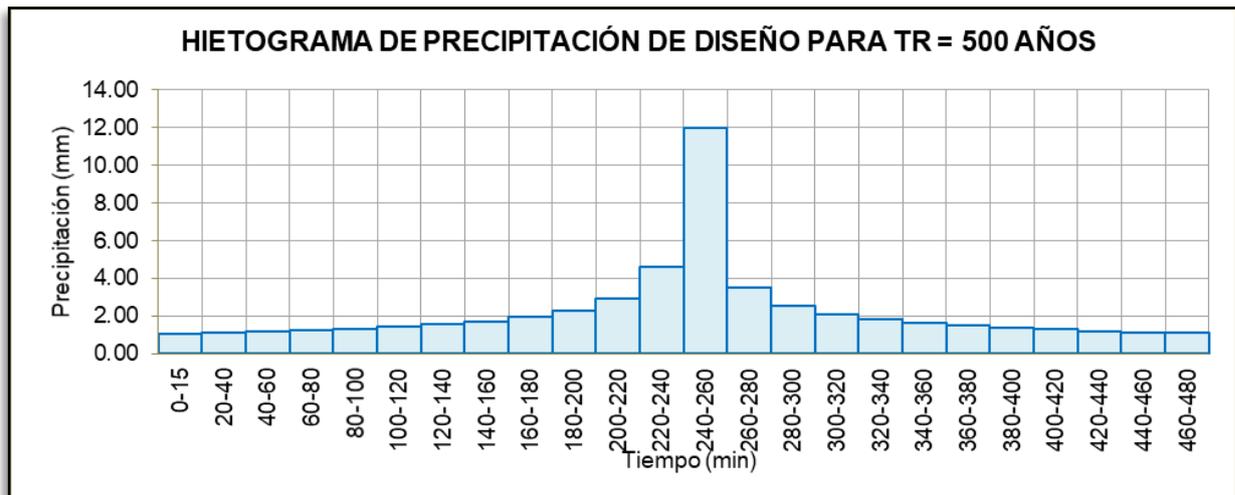


Figura 43: Hietograma de precipitación de diseño para Tr = 500 años

Fuente: Elaboración Propia

Se consideró un tiempo de duración de ocho horas en los hietogramas por el método del bloque alterno, pues es la cantidad de horas promedio que llueve en la región de la Sierra del país, en la investigación se observó que muchos estudios se realizan con hietogramas de diseño de duración de 24 horas por lo cual se obtendrían resultados muy conservadores, y sería un tiempo muy crítico lo cual daría como resultado un sobredimensionamiento de la obra, también se consideran tiempo de duración iguales al tiempo de concentración de la cuenca pero esto sobre todo para cuencas pequeñas.

6.3. CALIBRACION Y VALIDACION DEL CAUDAL DE MAXIMA AVENIDA

Como no se cuentan con datos hidrométricos en el río Runichinchay, se consideró hacer una visita técnica de campo para identificar la marca de agua máxima en el sitio de la ubicación del puente Runichinchay para poder determinar cuál es el caudal cuyo tirante de agua llegue hasta la cota de la marca de agua máxima.

Se hizo el uso del software HEC-RAS estimando caudales diferentes y observando cual es la relación tirante versus caudal hasta que coincida el caudal cuyo tirante de agua llegue a la cota de la marca de agua máxima registrada en campo.

En las Figuras 44 y 45 se muestran las vistas fotográficas del nivel de la marca de agua tomada en campo. El reporte fotográfico del puente actual Runichinchay se muestra en el Anexo 4.



Figura 44: Vista fotográfica de la marca de agua máxima en el estribó izquierdo del puente actual Runichinchay

Fuente: Elaboración Propia



Figura 45: Vista fotográfica de la marca de agua máxima en el estribó izquierdo del puente actual Runichinchay

Fuente: Elaboración Propia

El registro de la marca de agua máxima se tomó en el estribo izquierdo del puente actual Runichinchay, la marca de agua máxima tiene una cota de 2963.32 msnm. El puente Runichinchay tiene una antigüedad de más de 15 años en el sitio según los pobladores de la zona, si bien no se puede determinar con precisión el periodo de retorno para los caudales transitados con esta metodología de calibración puesto que se ignora en que épocas o cuantas veces se han presentado los flujos que dejaron la marcas de agua, se seleccionó un periodo de retorno de 28 años que es la cantidad de años de datos históricos de Pp máx. 24 hr con la que se cuenta en la estación pluviométrica Chavín, con lo cual se asegura que la marca de agua máxima tomada en el estribo izquierdo del puente llego para un determinado caudal durante el periodo de 1989-2016 que es el rango de años de los datos de Pp max 24 hr de la estación pluviométrica Chavín. En el Cuadro 27 se muestra la ubicación en coordenadas UTM (Universal Transverse Mercator) y la cota que alcanza la marca de agua en campo:

Cuadro 27: Ubicación y altitud de la marca de agua máxima

Parámetro	Valor
Coordenada Este (m)	258,769
Coordenada Norte (m)	8,959,125
Cota (msnm)	2963.32

Fuente: Elaboración Propia

Se realizó luego el modelamiento hidráulico en el software HEC RAS, se modelo la zona del puente existente con apoyo de la herramienta brigets/culverts, se puede observar la isometría de las secciones y vista pseudo 3D del modelamiento hidráulico para el puente existente y la sección del puente existente en las Figuras 46 y 47 respectivamente.

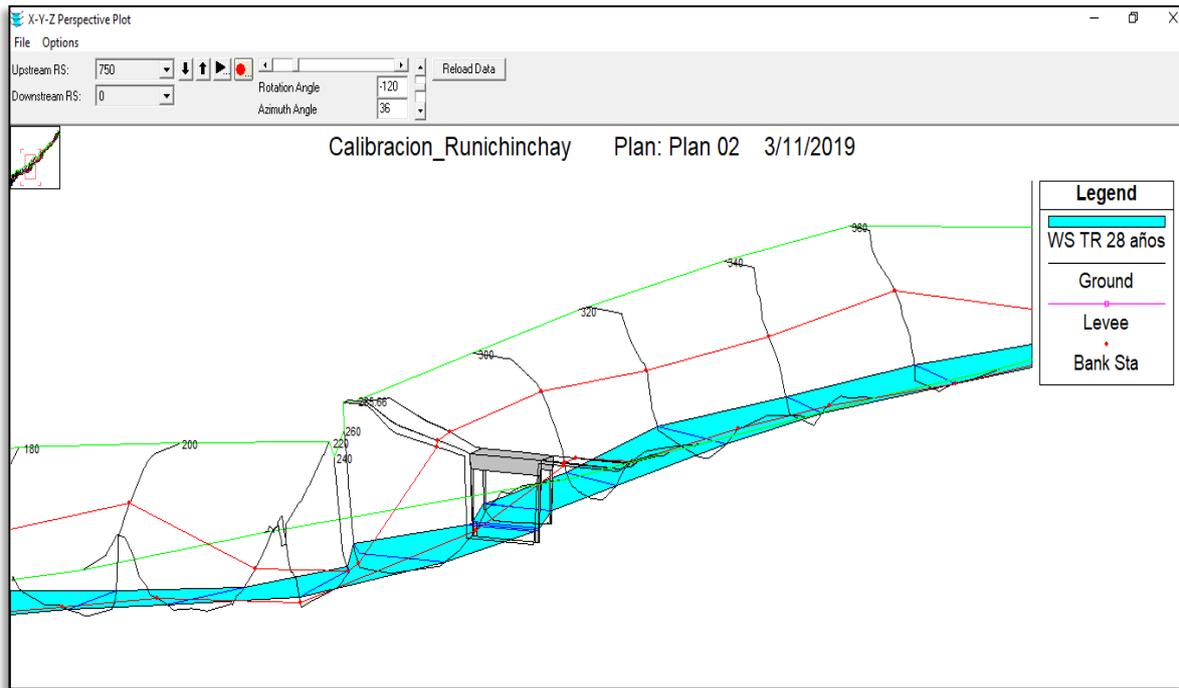


Figura 46: Vista pseudo 3D del modelamiento hidráulico del río Runichinchay para el puente actual existente

Fuente: Resultados del *software* HEC RAS

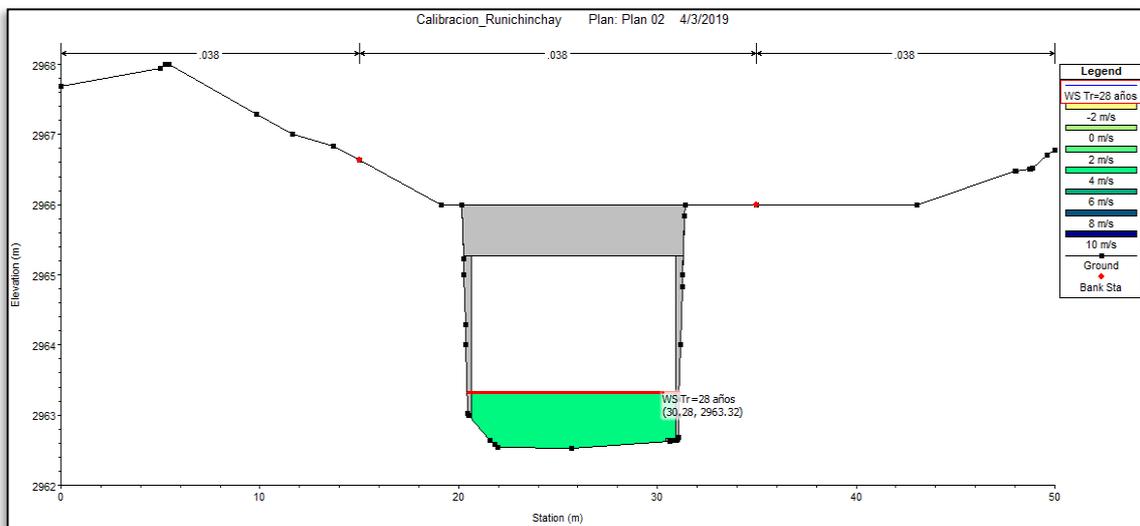


Figura 47: Sección del puente existente en el *software* HEC RAS

Fuente: Resultados del *software* HEC RAS

Para el modelamiento hidráulico en el software HEC-RAS se utilizó y estimo como parámetro más sensible e importante el coeficiente de rugosidad o coeficiente de manning.

6.3.1. Estimación del coeficiente de rugosidad

El coeficiente de rugosidad es un parámetro hidráulico sensible que influye de gran manera en el comportamiento del modelamiento numérico en el software HEC-RAS.

Se eligieron tres métodos para estimar y comparar el coeficiente de rugosidad: el método visual, Strickler y Cowan o multiparametrico.

6.3.1.1. Método Visual

Se hizo una comparación con valores de n de Manning verificados y comprobados para diferentes características de cauces hechos por la U.S. Geological Survey. Se muestran en los Cuadros 28 y 29, el cauce y llanuras de inundación del río Eastport, Idaho, así como, el cauce y las llanuras de inundación del río Runichinchay respectivamente, además del valor del coeficiente de rugosidad.

Cuadro 28: río Estport, Idaho

<i>Moyie River at Eastport, Idaho</i>	Rugosidad
	0.038

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 29: río *Estport, Idaho*

Aguas arriba del Puente Runichinchay	Rugosidad
	0.038

Fuente: Elaboración Propia

El valor del coeficiente de rugosidad verificado y comprobado por la U.S. Geological Survey para el río Eastport, Idaho tiene un valor de 0.038 este valor se eligió para el coeficiente de rugosidad del cauce y llanuras de inundación del río Runichinchay para el método visual.

6.3.1.2. Método de Strickler

El método de Strickler se calculó con el diámetro D50 estimado de la curva granulométrica resultado del análisis granulométrico hecho en el lecho del río Runichinchay.

El valor del coeficiente de rugosidad por el Método de Strickler se muestra en el Cuadro 30.

Cuadro 30: Coeficiente de rugosidad por el método de Strickler

Método	D50 (mm)	Coeficiente de rugosidad
Strickler	23.175	0.022

Fuente: Elaboración Propia

6.3.1.3. Método de Cowan

Se hizo también el cálculo del coeficiente de rugosidad por el método de Cowan cuyo método es práctico y de uso muy frecuente, estimando de manera correcta y efectiva cada coeficiente es el mejor método para estimar el coeficiente de rugosidad.

En el cuadro 31 se tienen los rangos de valores de los coeficientes n para estimar el coeficiente de rugosidad por el método de Cowan.

Cuadro 31: Coeficiente de rugosidad por el método de Strickler

Condiciones del cauce		Valores	
Material considerado	Tierra	n0	0.030
	Roca cortada		0.025
	grava fina		0.024
	grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	liso	n1	0.000
	menor		0.005
	moderado		0.010
	severa		0.020
Variación de sección transversal	gradual	n2	0.000
	ocasionalmente alternante		0.005
	frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de obstrucciones	despreciable	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		0.010-0.020
	alta		0.025-0.050
	muy alta		0.050-0.100
Cantidad de meandros	menor	n5	1.000
	apreciable		1.150
	severa		1.300

A continuación se tiene la estimación de los coeficientes n_0 , n_1 , n_2 , n_3 , n_4 y n_5 .

- **Valor de n_0 (material considerado)**

De la visita técnica a campo se logró identificar el material que predomina en este caso el material predominante es grava gruesa, por lo tanto se tiene un valor de $n_0 = 0.028$. En la figura 48 se muestra el tipo de material considerado.



Figura 48: material considerado para estimar el valor de n_0
Fuente: Elaboración propia

- **Valor de n_1 (grado de irregularidad)**

Presenta un grado de irregularidad menor con un coeficiente de $n_1 = 0.005$. En la figura 49 se tiene el grado de irregularidad.



Figura 49: grado de irregularidad para estimar el valor de n_1
Fuente: Elaboración propia

- **Valor de n_2 (variación de la sección transversal del cauce)**

Corresponde a una variación de la sección transversal del cauce del río Runichinchay de tipo gradual ya que no existen zonas estrechas ni ensanchamientos. Por lo tanto $n = 0.000$. En la figura 50 se muestra la variación de la sección transversal del cauce.



Figura 50: variación de la sección transversal del cauce para estimar el valor de n_2
Fuente: Elaboración propia

- **Valor de n3: (Efecto relativo de las obstrucciones)**

Representa la presencia de obstáculos (troncos, arboles, islotes, pilares de puentes), no se tiene obstáculos en el cauce del río Runichinchay cercana a la ubicación del puente Runichinchay, $n_3 = 0.000$ se considera despreciable. En la figura 51 se muestra que no existen obstrucciones.



Figura 51: Efecto relativo a las obstrucciones para estimar el valor de n3

Fuente: Elaboración propia

- **Valor de n4: (Vegetación)**

Presenta una vegetación baja en el lecho del río, sobre todo existe vegetación y presencia de arbustos y árboles en los márgenes altos del río Runichinchay. $n = 0.005$. En la figura 52 se muestra la vegetación.



Figura 52: vegetación en el lecho y márgenes del río
Fuente: Elaboración propia

- **Valor d n5: (Grado de sinuosidad)**

El grado de sinuosidad es bajo en el río Runichinchay, se considera un valor de $n5 = 1.000$.

En el cuadro 32 se muestran los valores de los coeficiente $n0$, $n1$, $n2$, $n3$, $n4$ y $n5$, así como, el valor del coeficiente de rugosidad correspondiente a el método de Cowan.

Cuadro 32: Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan

Método	n0	n1	n2	n3	n4	n5	Coeficiente de rugosidad
Cowan	0.028	0.005	0.000	0.000	0.005	1.000	0.038

Fuente: Elaboración Propia

Se hizo el cuadro comparativo con los resultados de coeficiente de rugosidad de los 3 distintos métodos que se utilizaron, en el Cuadro 33 se muestra el comparativo.

Cuadro 33: Cuadro comparativo de coeficiente de rugosidad

Método	Valor
Visual	0.038
Strickler	0.022
Cowan	0.038

Fuente: Elaboración Propia

De los resultados de la estimación del coeficiente de rugosidad por los tres métodos utilizados, el método de Strickler tiene el menor valor y es el que más difiere con respecto a los otros valores obtenidos por los otros dos métodos (Visual y Cowan), el método visual y Cowan tienen ambos el mismo valor; se seleccionó y utilizó el resultado del método Cowan ya que es un método empírico muy utilizado y al ser bien estimado cada coeficiente brinda resultados en la estimación del coeficiente de rugosidad.

6.3.2. Calibración de caudal

6.3.2.1. Calibración de caudal en *software* HEC-RAS

El objetivo de la calibración en el software HEC RAS es estimar el posible caudal transitado en el río Runichinchay aguas arriba y aguas abajo del puente Runichinchay, considerando la marca de agua máxima identificada en campo. Cabe indicar que no es posible determinar el tiempo de retorno con precisión, pero se estimó para la calibración de caudal un periodo de retorno de 28 años que es la cantidad de años de datos históricos de Pp máx. 24 hr de la estación pluviométrica Chavín que es la cantidad de años de datos históricos que se está utilizando. Se realizó la corrida para los caudales de 10 m³/s, 15 m³/s, 20 m³/s, 25 m³/s, 30 m³/s y 31.5 m³/s obteniendo los resultados mostrados en el Cuadro 34.

Cuadro 34: Resultados de la simulación en *software* HEC RAS

Caudal Total (m ³ /s)	Elev. Solera (m)	Elev. Nivel de Agua (m)	Tirante (m)	Elev. de Energía (m)	Gradiente de Energía (m/m)	Velocidad (m/s)	Numero de Froude
10.00	2962.59	2962.98	0.39	2963.29	0.032931	2.49	1.27
15.00	2962.59	2963.06	0.47	2963.54	0.039939	3.08	1.43
20.00	2962.59	2963.14	0.55	2963.77	0.043438	3.52	1.51
25.00	2962.59	2963.21	0.63	2963.98	0.045308	3.88	1.57
30.00	2962.59	2963.29	0.71	2964.16	0.044392	4.12	1.57
31.50	2962.59	2963.32	0.73	2964.21	0.043785	4.18	1.56

Elaboración: Fuente Propia

Los resultados indican que el comportamiento del flujo en la sección del puente Runichinchay se desarrolla en flujo supercrítico. Se observa que a medida que se

incrementa el caudal transitado la elevación de nivel de agua y el tirante incrementan también.

La marca del nivel de agua máxima medida en campo en el estribo izquierdo del puente Runichinchay se encuentra a una cota de 2963.32 msnm y el caudal cuyo tirante llega al nivel de esa cota es de 31.50 m³/s. Los resultados del software HEC RAS se muestran en el anexo 5.

6.3.2.2. Calibración de caudal utilizando la fórmula de Manning

Para corroborar la calibración del caudal en el software HEC-RAS, se utilizó la fórmula de Manning y así poder verificar el caudal de calibración, se necesitó determinar el área y perímetro mojado de la sección del puente Runichinchay con apoyo del software AutoCAD, en la figura 53 se muestra la sección del puente Runichinchay con los valores de área y perímetro mojado

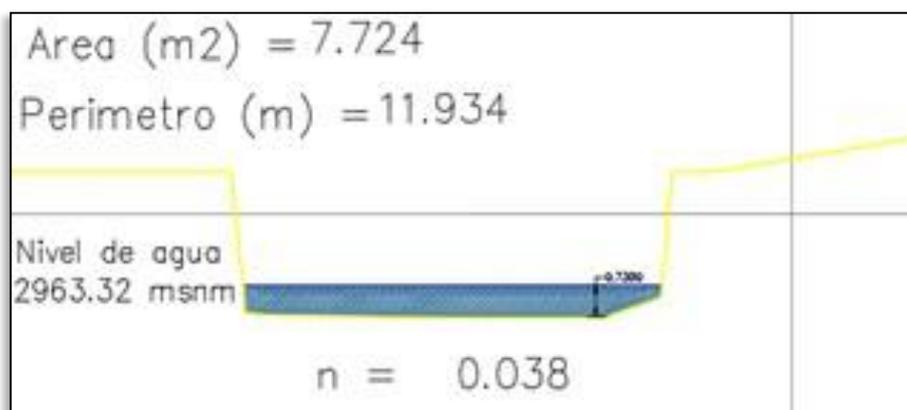


Figura 53: Sección del puente Runichinchay con los valores de área y perímetro mojado

Fuente: Elaboración propia

Aplicando la fórmula de Manning para estimar el caudal de calibración considerando la marca de agua máxima a una cota de 2963.32 msnm se tiene en el cuadro 35 el resultado de la fórmula de Manning.

Cuadro 35: Resultados de tiempo de concentración de las subcuencas

Cauce	A (m ²)	P (m)	Rh (m)	n	S (m/m)	Q (m ³ /s)
Río Runichinchay	7.72	11.93	0.65	0.038	0.045	31.54

Fuente: Elaboración propia

El resultado del caudal haciendo uso de la fórmula de Manning es de 31.54 m³/s, este valor es similar al resultado de la calibración de caudal utilizando el software HEC-RAS con un resultado de 31.50 m³/s. Utilizar el software HEC-RAS brinda un valor de caudal de calibración aceptable y esto se observa al comparar el resultado que se obtiene utilizando la fórmula de Manning.

6.4. MODELAMIENTO HIDROLOGICO

El modelamiento hidrológico se hizo en el software HEC HMS, ya calibrado el caudal en la sección del puente Runichinchay para la marca de agua máxima registrada en campo se hizo un primer modelamiento hidrológico se seleccionó el periodo de retorno de 28 años, que es el periodo de retorno de calibración y el número de años de datos históricos de Pp máx. 24 hr de la estación pluviométrica Chavín con la que se desarrolló el análisis de precipitación. Posteriormente se realizó el modelamiento hidrológico para un periodo de retornó de 140 años para el diseño hidráulico del puente y 500 años para el cálculo de la socavación local en estribos.

Los parámetros más importantes utilizados en el modelamiento hidrológico son el tiempo de concentración, retardo y el número de curva, parámetros sensibles para la variación del resultado de caudal de máxima avenida.

6.4.1. Tiempo de concentración

Para el cálculo del tiempo de concentración se utilizaron tres métodos: Bransby Williams, Temes y el SCS, siendo el promedio de estos tres métodos el utilizado como el tiempo de concentración de cada subcuenca.

Los resultados de los tiempos de concentración por los tres métodos mencionados para cada subcuenca (detalladas en el ítem 8.1.2), se muestran a continuación en el Cuadro 36.

Cuadro 36: Resultados de tiempo de concentración de las subcuencas

Sub Cuenca	Bransby Williams(hr)	scs(hr)	temes Tc(hr)	Promedio (Hr)
W40	2.80	2.00	2.70	2.50
W50	2.45	1.44	2.27	2.05
W60	3.70	4.22	3.45	3.79

Fuente: Elaboración Propia

Para el cálculo del tiempo de concentración se utilizó como curso principal de agua el Longestflowpath de cada subcuenca ver en la Figura 54, el Longestflowpath es el curso de agua más largo de cada subcuenca, tomando en cuenta que el tiempo de concentración es el tiempo que demora en recorrer una gota de agua desde el punto hidráulicamente más alejado de la cuenca hasta el punto de salida. El Longestflowpath se calculó en el software HEC HMS.

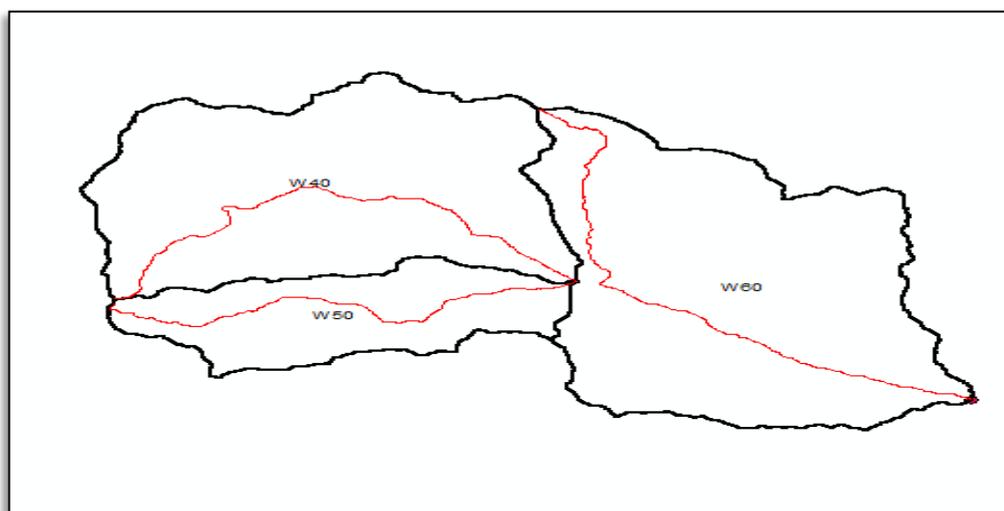


Figura 54: Longestflowpath de las subcuencas

Fuente: Elaboración Propia

El tiempo de retardo o lag time de cada subcuenca tiene un valor del 60 por ciento del tiempo de concentración para el método de transformación precipitación-escorrentía del hidrograma unitario del SCS, en el Cuadro 37 se muestran los tiempos de retardo en minutos de cada subcuenca.

Cuadro 37: Resultados de tiempo de retardo para el método del hidrograma unitario SCS

Sub Cuenca	<i>LongestFlowPath</i> (km)	Bransby Williams(hr)	scs(hr)	Temes Tc(hr)	Promedio (Hr)	Tiempo de retardo (min)
W40	12.20	2.80	2.00	2.70	2.50	90.09
W50	10.06	2.45	1.44	2.27	2.05	73.90
W60	14.66	3.70	4.22	3.45	3.79	136.39

Fuente: Elaboración Propia

El tiempo de retardo para cada subcuenca por el método de transformación precipitación-escorrentía por el método del hidrograma unitario de Snyder se muestra en el Cuadro 38:

Cuadro 38: Resultados de tiempo de retardo para el método del hidrograma unitario Snyder

Subcuenca	CI	Ct	Longitud de la corriente principal (Km)	Longitud hasta punto de centroide (km)	Tiempo de retardo (hr)
W40	0.75	1.65	12.20	5.90	4.46
W50	0.75	1.65	10.06	5.00	4.01
W60	0.75	1.65	14.66	5.94	4.73

Fuente: Elaboración Propia

6.4.2. Calculo de numero de curva

Para determinar el número de curva de cada subcuenca se utilizó el mapa de número curva a escala nacional publicado por la Autoridad Nacional del agua (ANA), el cálculo se hizo para condiciones normales de humedad, y el procedimiento se hizo utilizando el software ArcGis mediante la herramienta Extract by Mask entre el raster del número de curva y el archivo shape de cada subcuencas.

En la Figura 55 se muestra el mapa AsterDEM del número de curva adaptado a las subcuencas con la herramienta mencionada.

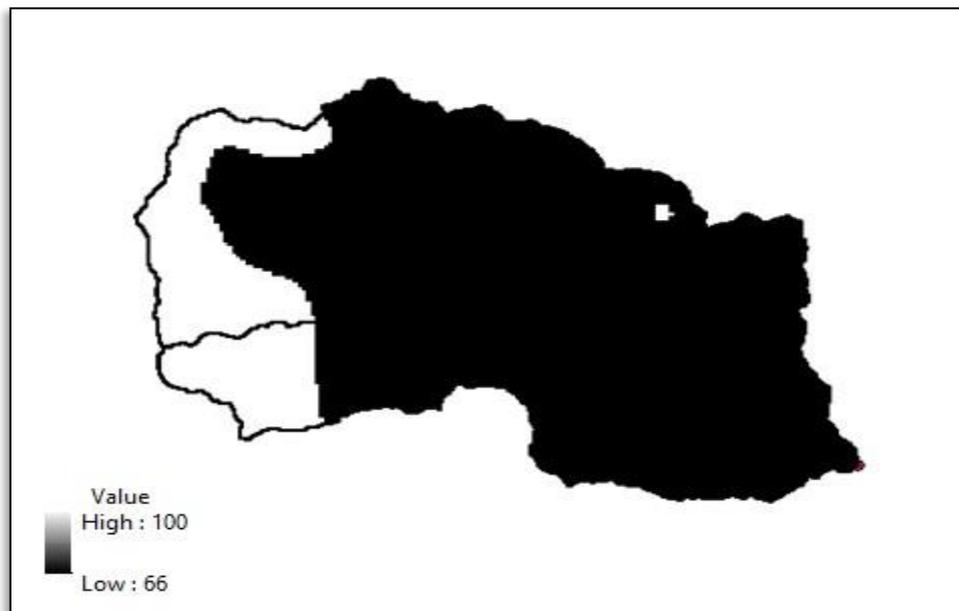


Figura 55: Mapa AsterDEM del número de curva para las subcuencas

Fuente: Elaboración Propia

El Mapa de numero curva a escala nacional se generó utilizando el mapa temático de cobertura vegetal, siendo este último mapa sensible a cambios, pues la cobertura vegetal varia con respecto al tiempo, a fin de comprobar que el mapa de cobertura vegetal adaptado a las subcuencas no haya sufrido cambios drásticos se hizo una comparación del mapa de cobertura vegetal de las subcuencas con las imágenes satelitales del software Google Earth. El mapa de cobertura vegetal y las imágenes satélites se muestran en las Figuras 56 y 57 respectivamente.

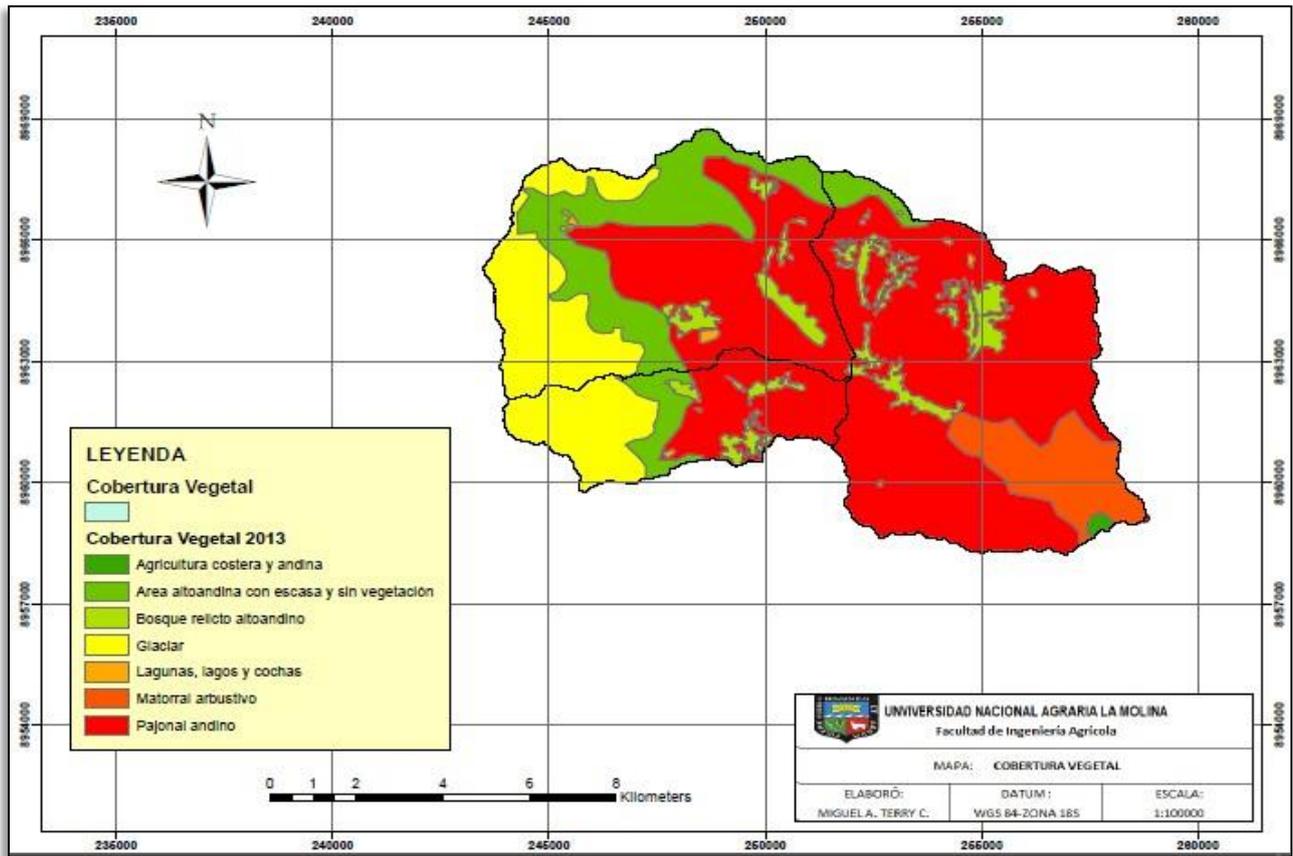


Figura 56: Mapa de cobertura vegetal
Fuente: Elaboración Propia

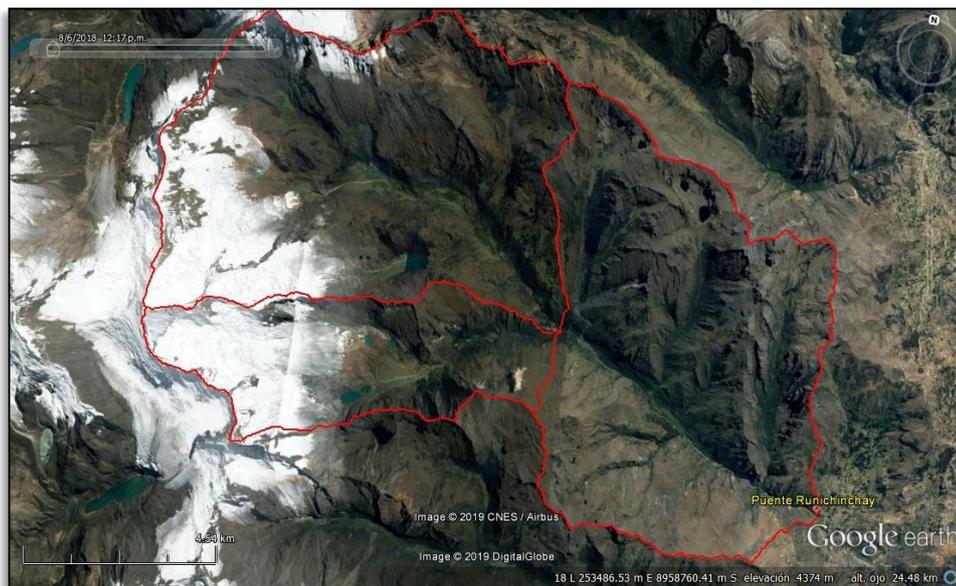


Figura 57: Imagen satelital de las subcuencas
Fuente: Elaboración Propia

La cobertura vegetal dentro de las subcuencas no ha sufrido variación, con lo cual el AsterDem de número de curva es aplicable para determinar el valor adimensional del número de curva. Los valores del número de curva para cada subcuenca se obtuvieron utilizando la herramienta Zonal Statistics as Table, los resultados se muestran en los Cuadros 39.

Cuadro 39: Valores del número de curva de las subcuencas

Subcuenca	Numero de Curva
W40	83.10
W50	86.07
W60	72.42

Fuente: Elaboración Propia

Los valores de número curva para las subcuencas son valores altos 83.10 y 86.07 para condiciones normales de humedad en las subcuencas W40 y W50 respectivamente, se debe a la presencia de glaciares en las zonas altas, además de tener áreas alto andinas sin vegetación, en la subcuenca W60 que es la parte media y baja de la cuenca total se tiene un valor más bajo 72.42, posiblemente por la existencia de depresiones donde queda almacenada el agua de escorrentía y por la presencia de zonas de cultivo andino y matorral arbustivo.

6.4.2.1. Modelamiento Hidrológico con el *software* HEC HMS

Para el método de pérdida se utilizó el método del SCS (Servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos) en la actualidad Servicio de conservación de recursos naturales y para el método de transformación de precipitación-escorrentía se utilizaron dos métodos el Hidrograma Unitario SCS y el Hidrograma unitario de Snyder, así mismo, para el modelo de precipitación se utilizaron dos tipos el de la tormenta SCS y el hietograma específico.

Las precipitaciones máximas para los periodos de retorno de 28 años, 140 años y 500 años que se ingresaron al modelo de precipitación de la tormenta SCS se muestran en el Cuadro 40.

Cuadro 40: Precipitación máximas corregidas

T (años)	P_{MAX} (corregida) mm
28	35.98
140	40.34
500	43.43

Fuente: Elaboración Propia

En el Cuadro 41 se tienen los resultados de los hietogramas para los periodos de retornos de 28 años, 140 años y 500 años que se ingresaron al modelo de precipitación del hietograma específico, para un tiempo de ocho horas de duración de lluvia con intervalos de 20 minutos.

Cuadro 41: Resultado de hietogramas para Tr = 28 años, 140 años y 500 años

DURACION	Tr = 28 años	Tr = 140 años	Tr =500 años
	PRECIPITACION	PRECIPITACION	PRECIPITACION
min	mm	mm	mm
20	0.639	0.854	1.073
40	0.670	0.895	1.125
60	0.705	0.942	1.184
80	0.747	0.997	1.253
100	0.796	1.063	1.336
120	0.856	1.143	1.437
140	0.931	1.244	1.564
160	1.030	1.376	1.729
180	1.167	1.558	1.959
200	1.375	1.836	2.308
220	1.747	2.333	2.933
240	2.765	3.692	4.641
260	7.119	9.507	11.952
280	2.091	2.793	3.511
300	1.529	2.042	2.567
320	1.259	1.681	2.113
340	1.092	1.459	1.834
360	0.977	1.305	1.641
380	0.891	1.190	1.496
400	0.824	1.101	1.384
420	0.770	1.028	1.293
440	0.725	0.968	1.217
460	0.687	0.917	1.153
480	0.654	0.873	1.098

Fuente: Elaboración Propia

El primer modelamiento hidrológico se hizo para el periodo de retorno de 28 años, se hicieron cuatro simulaciones, en el Cuadro 42 se muestran los métodos de pérdida, transformación precipitación-escorrentía y el modelo de precipitación que fueron utilizados para cada simulación.

Cuadro 42: Métodos utilizados en el modelamiento numérico en HEC HMS

Simulaciones	Método		Modelo
	Perdida	Transformación	Precipitación
Simulación I	SCS	Hidrograma SCS	Tormenta
Simulación II	SCS	Hidrograma SCS	Hietograma específico
Simulación III	SCS	Hidrograma Snyder	Tormenta
Simulación IV	SCS	Hidrograma Snyder	Hietograma específico

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados de las simulaciones del primer modelamiento hidrológico para el periodo de retorno de 28 años se muestran en el Cuadro 43, además los resultados y salidas en el software HEC-HMS muestran en el Anexo 5.

Cuadro 43: Resultados de las simulaciones del modelamiento numérico para $Tr = 28$ años

Simulaciones	Método		Modelo	Caudal (m/s3)
	Perdida	Transformación	Precipitación	
Simulación I	SCS	Hidrograma SCS	Tormenta	28.70
Simulación II	SCS	Hidrograma SCS	Hietograma específico	23.20
Simulación III	SCS	Hidrograma Snyder	Tormenta	14.30
Simulación IV	SCS	Hidrograma Snyder	Hietograma específico	14.60

Fuente: Elaboración Propia

De los resultados de las simulaciones el resultado con un mayor valor de caudal corresponde a la simulación I, a la vez es el caudal más cercano al caudal de calibración obtenido de 31.50 m/s3. Los métodos de pérdida, transformación de precipitación-escorrentía y modelo de precipitación más adecuados para la validación del caudal en el que el tirante de agua llega a la cota de la marca de agua máxima registrada en campo son los de la simulación I.

Para la validación del caudal simulado en el software HEC-HMS los valores que se variaron son los del número de curva de las subcuencas pues son valores sensibles además que son valores que se deben ajustar, el cambio en los valores del número de curva afecta al caudal simulado estimado. En el Cuadro 44 se muestran los valores del número de curva validados de las subcuencas.

Cuadro 44: Valores de numero de curva validados de las subcuencas

Subcuenca	Número de Curva	Número de Curva validado
W40	83.10	84.50
W50	86.07	88.00
W60	72.42	74.00

Fuente: Elaboración Propia

El número de curva validado para las subcuencas se utilizó para el modelamiento hidrológico correspondientes a los periodos de retorno de 140 años y 500 años, así mismo, los métodos y modelos utilizados en la simulación I fueron utilizados en el modelamiento hidrológico de los periodos de retorno de 140 años y 500 años.

Para los periodos de retorno de 140 años y 500 años que corresponden al periodo de retorno seleccionado para el diseño hidráulico del puente y el cálculo de la socavación local en estribos respectivamente se tienen los caudales de máxima avenida simulados en el Cuadro 45.

Cuadro 45: Caudales de máxima de avenida para Tr = 140 años y Tr = 500 años

Caudal	TR 140 años	TR 500 años
Caudal (m ³ /s)	44.80	55.50

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados de las simulaciones para los periodos de retorno de 28 años, 140 años y 500 años en el software HEC-HMS se muestran en el Anexo 6.

6.5. MODELAMIENTO HIDRAULICO

Con los caudales calibrados y validados para los periodos de retorno de 140 años y 500 años, se hizo el modelamiento hidráulico del río Runichinchay para el diseño del puente propuesto Runichinchay.

El modelamiento hidráulico del río Runichinchay se hizo en el software HEC RAS, ya habiendo anteriormente realizado para la calibración del caudal registrado por la marca de agua máxima un modelamiento hidráulico del río Runichinchay simulando el puente actual, se hizo el modelamiento hidráulico con la propuesta del puente Runichinchay como nueva estructura.

6.5.1. Calculo del Ancho Estable de Cauce

Para determinar el ancho estable del cauce del rio se consideraron cuatro métodos empíricos: Blench-Altunin, Petit, Simons y Henderson y Manning Strickler para el caudal de diseño de 44.80 m³/s que corresponde al periodo de retorno de 140 años.

En el Cuadro 46 se muestran los resultados de los valores del ancho estable por los cuatro métodos mencionados.

Cuadro 46: Resultado del ancho estable del río Runichinchay

Método	Valor(m)
Método Blench-Altunin	29.64
Método Petit	29.68
Método Simons y Henderson	19.39
Método Manning Strickler	14.77
Ancho máximo	29.68
Ancho mínimo	14.77
Ancho promedio	23.37

Fuente: Elaboración Propia

Se tomó como valor del ancho estable del cauce el valor promedio de los resultados de los cuatro métodos empíricos 23.37 m, el valor del ancho estable varía entre los valores

14.77 m y 29.68 m, la luz del puente Runichinchay por lo tanto se recomendaría que no tenga un valor menor a 14.77 m pues el cauce tendera a erosionarse hasta alcanzar su ancho estable.

6.5.2. Modelamiento Hidráulico con el *software* HEC RAS

Para construir el modelo hidráulico del río Runichinchay en el software HEC-RAS se contó con el levantamiento topográfico de un tramo de 750 m, que cubre 465 m aguas arriba y 285 m aguas abajo a partir del sitio del puente Runichinchay. La longitud del tramo fue definida en función de las características hidráulicas del río y resultó suficiente para el modelamiento hidráulico.

Se generaron secciones transversales al eje del río espaciadas cada 20 m y con una extensión de 25 m a ambos lados del eje río Runichinchay. En la Figura 58 se muestra la vista en planta del modelo hidráulico del río Runichinchay en el sitio del puente Runichinchay en el software HEC RAS.

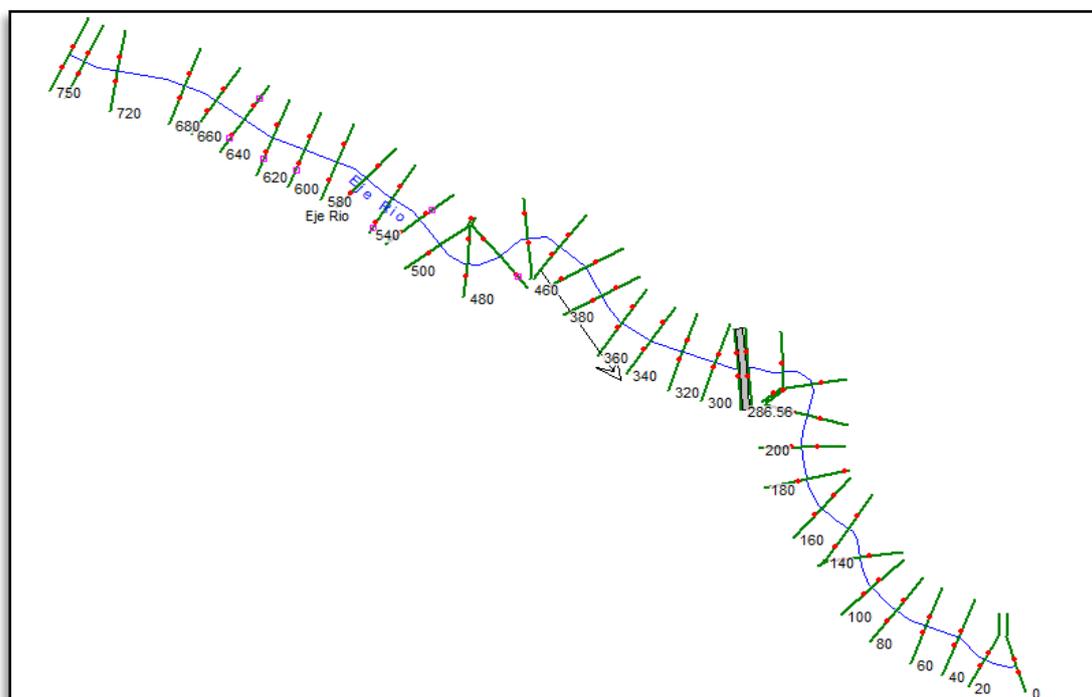


Figura 58: Vista en planta del modelo hidráulico del río Runichinchay
Fuente: *software* HEC RAS

Para la simulación se ingresaron los datos de pendiente aguas arriba y abajo del puente Runichinchay, coeficiente de rugosidad n en los bancos y lecho del río, así como, los caudales estimados para los periodos de retorno de 140 años y 500 años. En el Cuadro 47 se incluyen los parámetros que se ingresó para realizar el modelamiento hidráulico.

Cuadro 47: Parámetros ingresados en el modelamiento hidráulico

Parámetro	Valor
Pendiente aguas arriba (m/m)	0.0555
Pendiente aguas abajo (m/m)	0.0572
Coeficiente de rugosidad	0.038
Caudal TR 140 años (m ³ /s)	44.70
Caudal TR 500 años (m ³ /s)	55.40

Fuente: Elaboración Propia

Se realizó un primer modelamiento hidráulico en el software HEC RAS, con la situación del río sin puente, esta corrida se hizo a fin de simular hidráulicamente el flujo y saber qué niveles se alcanzan en la sección donde se encuentra ubicada actualmente la estructura y donde se proyectará y ejecutara la nueva estructura, así como, simular el efecto del flujo aguas arriba y aguas abajo del sitio del puente.

En las figura 59 y 60 se muestran las secciones del río Runichinchay en la situación sin puente, en donde se encuentra ubicado actualmente el puente Runichinchay las secciones tanto aguas arriba y aguas abajo se tomaron a una distancia de 0.1 m para tener una mayor cercanía a la sección del puente propiamente dicha.

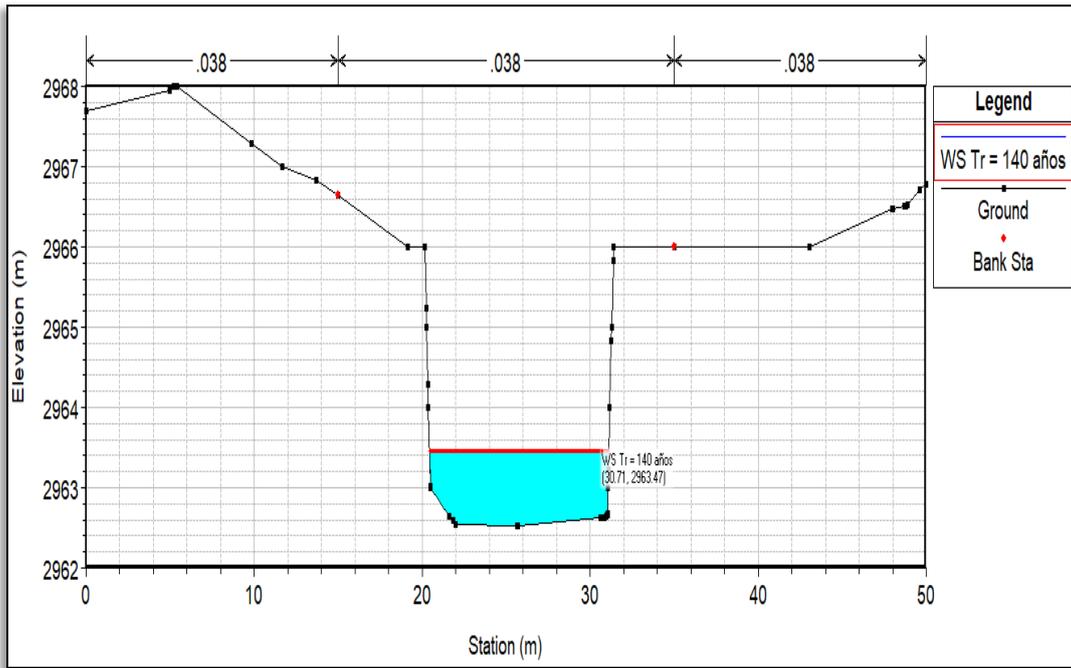


Figura 59: Sección del río Runichinchay aguas arriba sin puente para Tr = 140 años

Fuente: software HEC RAS

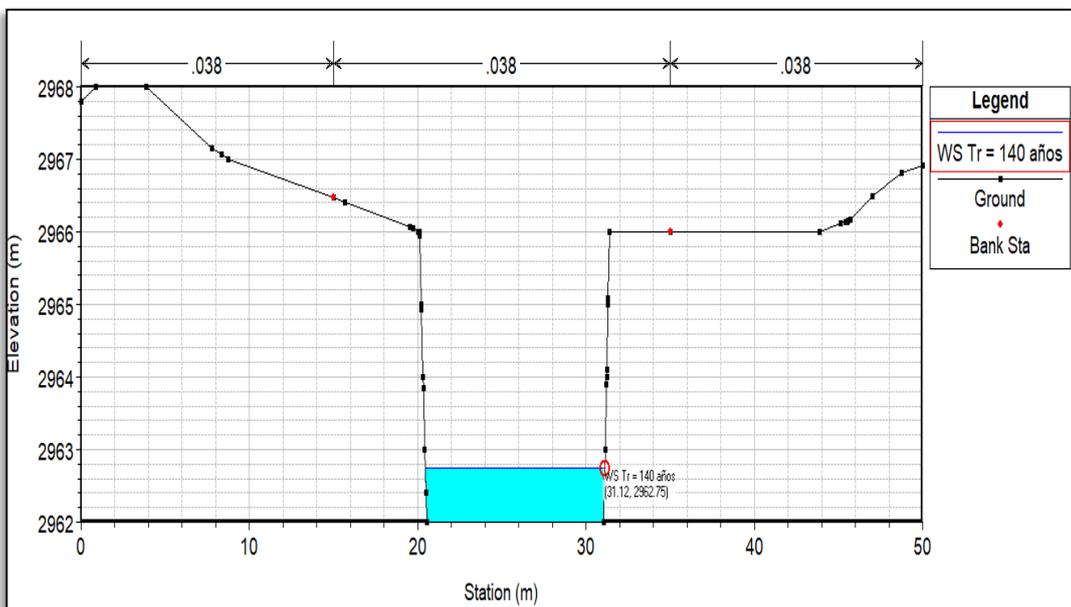


Figura 60: Sección del río Runichinchay aguas abajo sin puente para Tr = 140 años

Fuente: software HEC RAS

En la figura 61 se muestra el perfil del río Runichinchay sin puente para un periodo de retorno de 140 años.

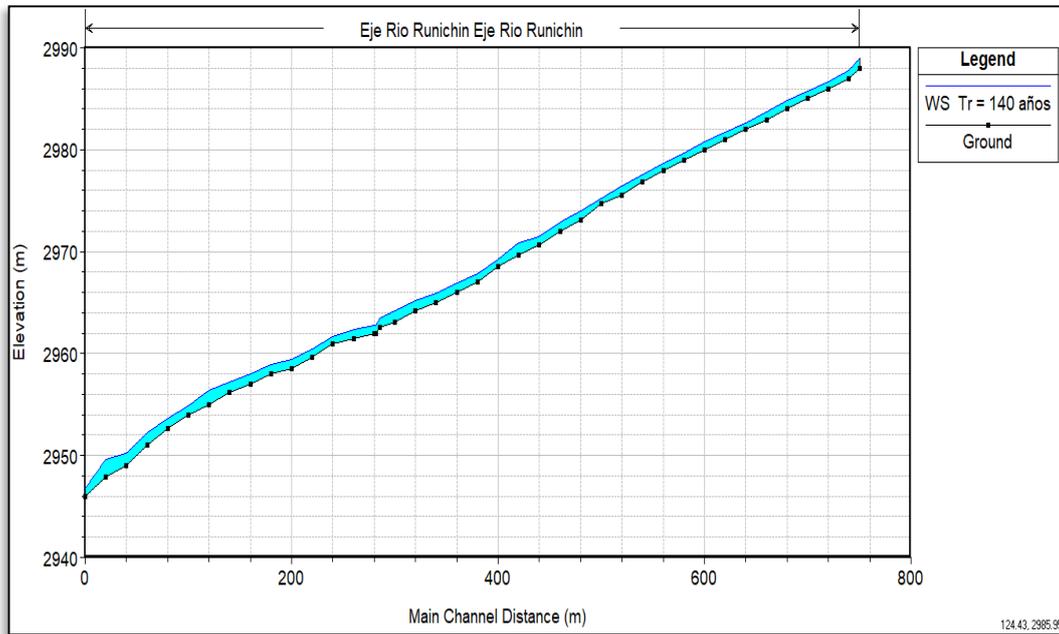


Figura 61: Perfil del río Runichinchay sin puente para $Tr = 140$ años
 Fuente: *software* HEC RAS

En la figura 62 se puede ver la vista pseudo 3D del río Runichinchay sin puente para un periodo de retorno de 140 años.

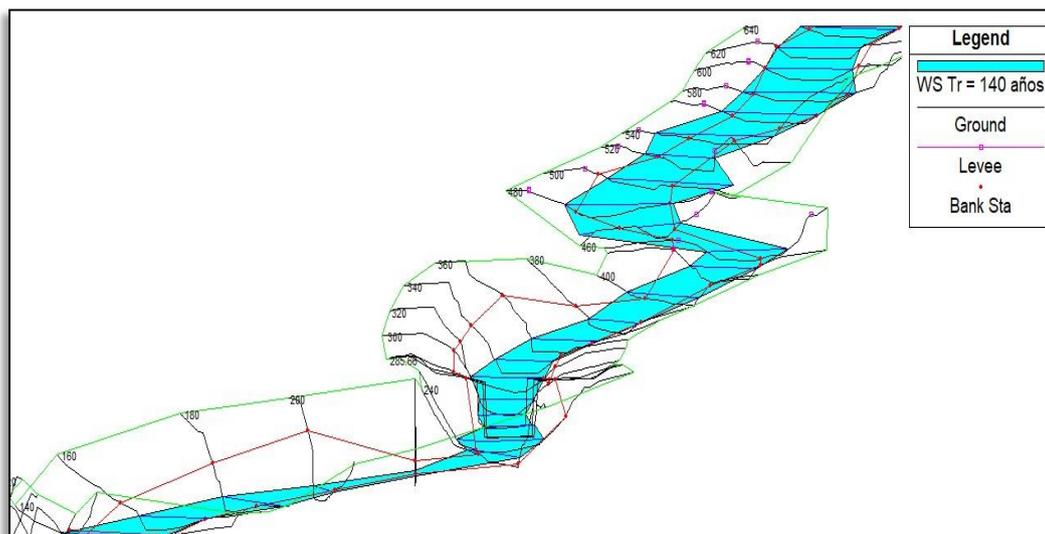


Figura 62: Vista pseudo 3D del río Runichinchay sin puente para $Tr = 140$ años
 Fuente: *software* HEC RAS

Se puede observar que para un periodo de retorno de 140 años el nivel de agua para un caudal máximo es relativamente bajo con respecto a la rasante actual, alcanzando una cota de 2963.47 msnm en la sección aguas arriba, además no existen problemas aparentes de desbordamientos en las cercanías del sitio del puente Runichinchay y no existente efectos de remanso considerable aguas arriba de la ubicación del puente.

Se realizó también un segundo modelamiento hidráulico en el software HEC RAS para la condición con puente actual, este modelamiento incluye el puente actual que existe en el sitio del proyecto el cual se propone reemplazar.

En la figuras 63 y 64 se muestran las secciones aguas arriba y abajo del rio Runichinchay con el puente actual.

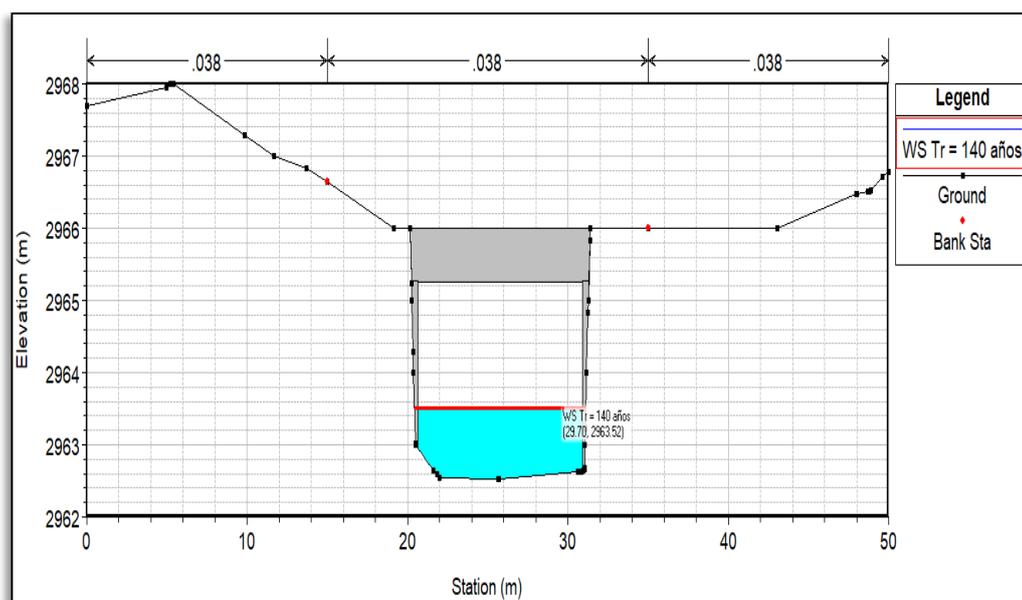


Figura 63: Sección del río Runichinchay aguas arriba con puente actual para $Tr = 140$ años

Fuente: *software HEC RAS*

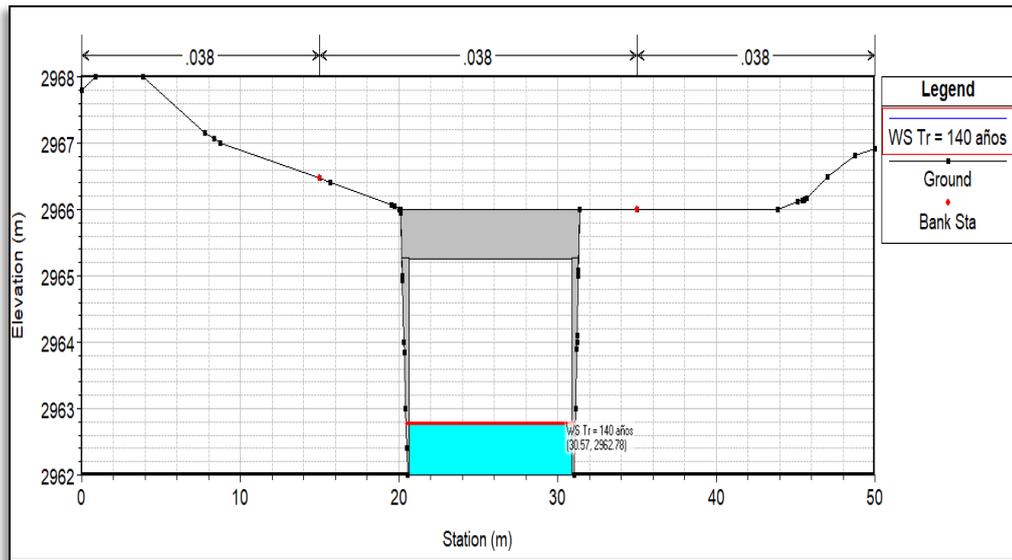


Figura 64: Sección del río Runichinchay aguas abajo con puente actual para $Tr = 140$ años

Fuente: *software* HEC RAS

En la figura 65 se muestra el perfil del río Runichinchay con puente actual para un periodo de retorno de 140 años.

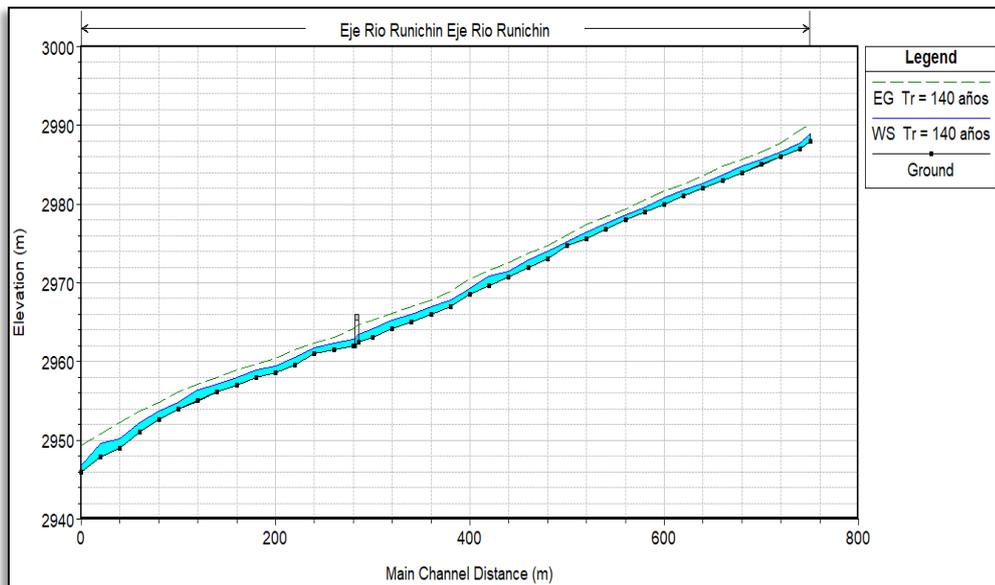


Figura 65: Perfil del río Runichinchay aguas abajo con puente actual para $Tr = 140$ años

Fuente: *software* HEC RAS

En la figura 66 se puede ver la vista pseudo 3D del río Runichinchay con puente actual para un periodo de retorno de 140 años.

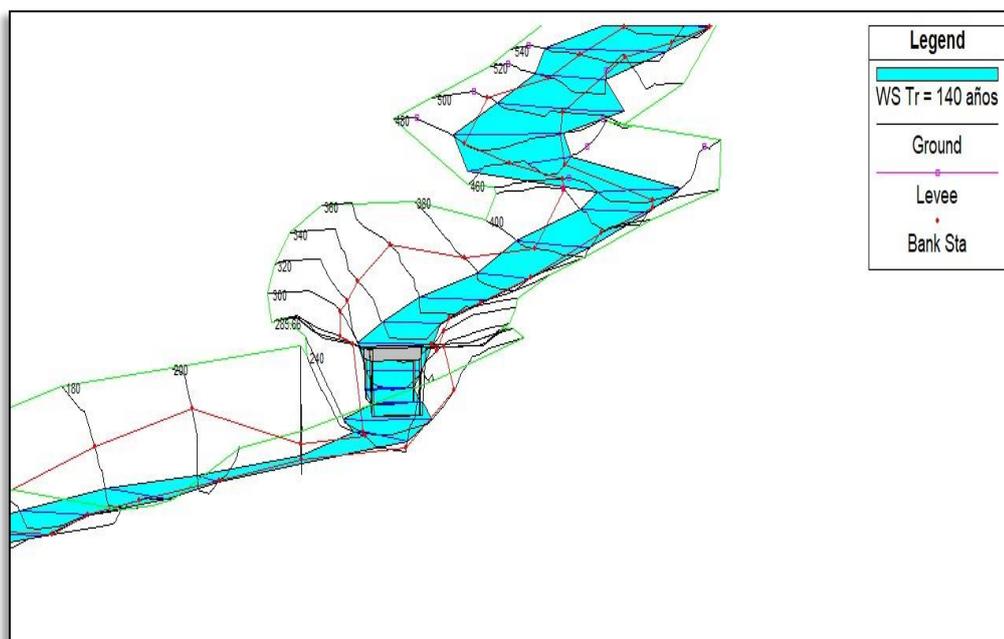


Figura 66: Vista pseudo 3D del río Runichinchay aguas abajo con puente actual para $Tr = 140$ años

Fuente: *software* HEC RAS

Se observa del modelamiento que tanto aguas arriba como aguas abajo en la sección del puente actual Runichinchay la condición hidráulica no se ve afectada a pesar de que existe una contracción por la ubicación de los estribos del puente actual existente, estos estribos son de tipo alero inclinado y se encuentra ligeramente sobre el cauce del río Runichinchay. El nivel de agua para el periodo de retorno de 140 años se eleva ligeramente en la situación con el puente actual con respecto a la situación sin puente o estructura, para el modelamiento del puente se tiene aguas arriba de la sección del puente una cota del nivel de agua de 2963.47 msnm y para la situación del puente actual la cota es de 2963.52 msnm.

Para el diseño hidráulico del puente propuesto se mantuvo la rasante actual y el nivel del fondo del cauce, después del análisis hidráulico se amplió la luz del puente de 11.30 m a 15.00 m a fin de evitar la contracción ya mencionada y la reducción de la capacidad hidráulica, también así para que el valor mínimo del ancho estable del cauce del río cumpla con el valor de la longitud del puente propuesto.

Las simulaciones hidráulicas para el puente propuesto, se hicieron mediante régimen mixto, tanto para un régimen crítico como subcrítico. En las Figuras 67 y 68 se muestran las vistas en perfil del río Runichinchay para los caudales de 140 años y 500 años de periodo de retorno respectivamente.

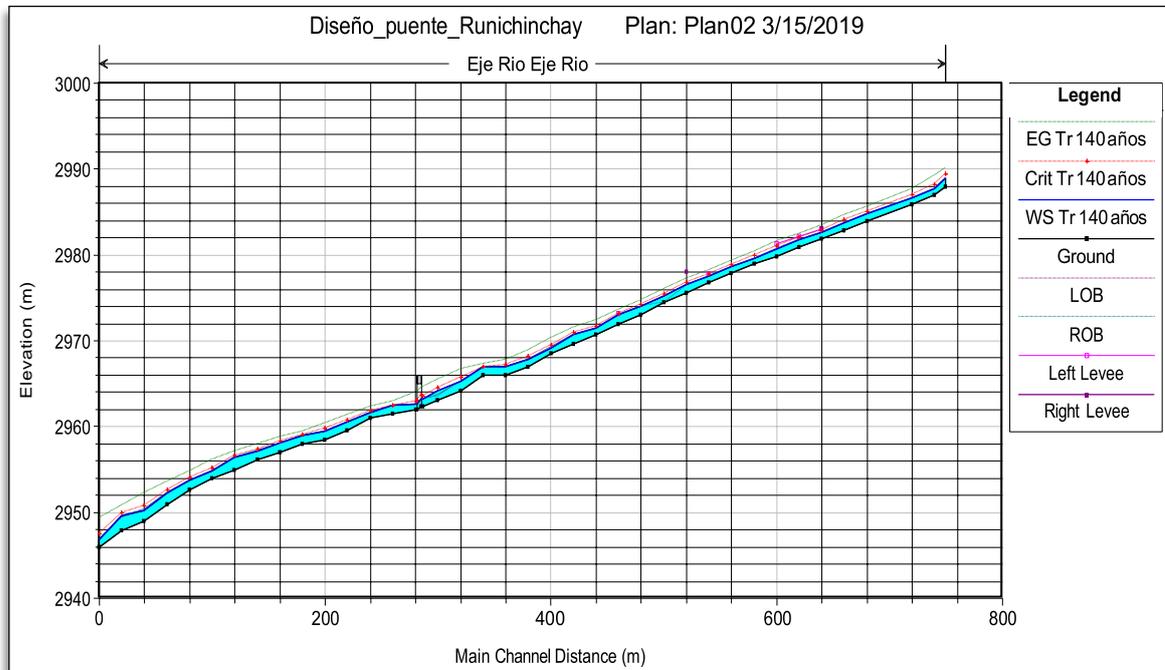


Figura 67: Perfil del río Runichinchay para Tr =140 años

Fuente: *software* HEC RAS

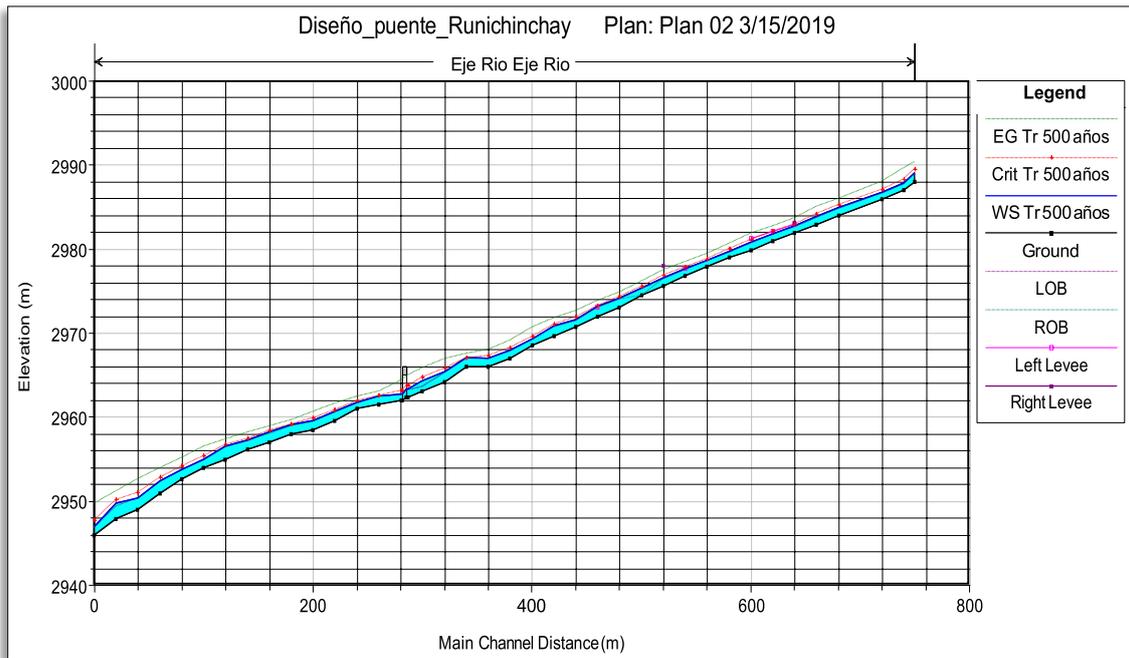


Figura 68: Perfil del río Runichinchay para Tr = 500 años
Fuente: *software* HEC RAS

En las Figuras 69 y 70 se pueden ver las vistas pseudo tridimensional para los caudales de 140 años y 500 años de periodo de retorno respectivamente.

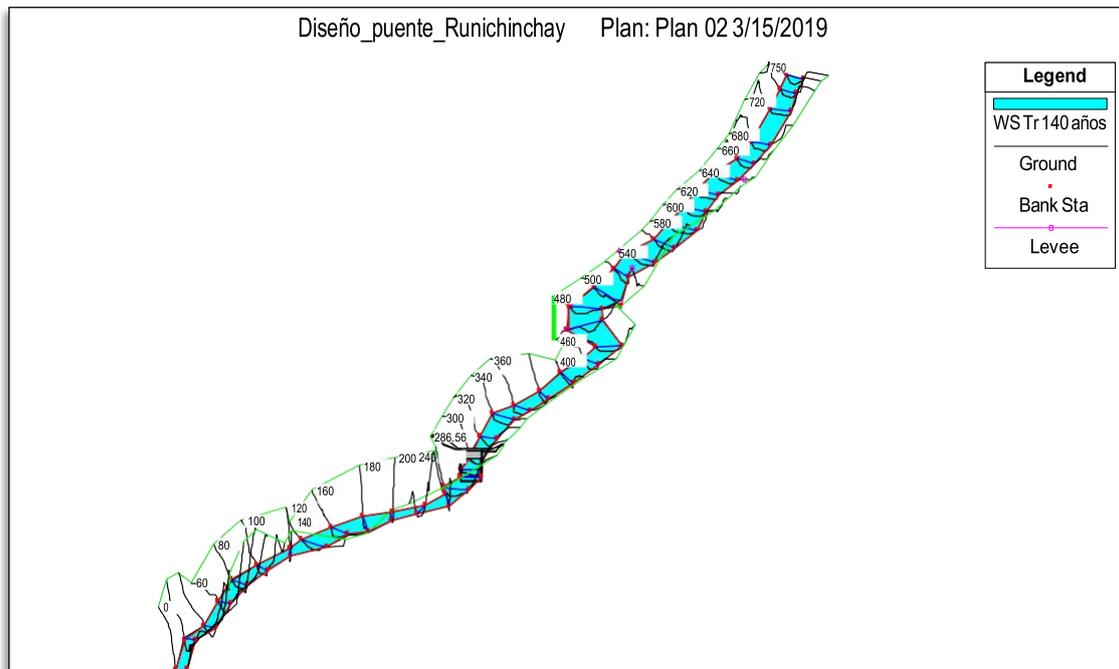


Figura 69: Vista pseudo 3D del río Runichinchay para Tr =140 años
Fuente: *software* HEC RAS

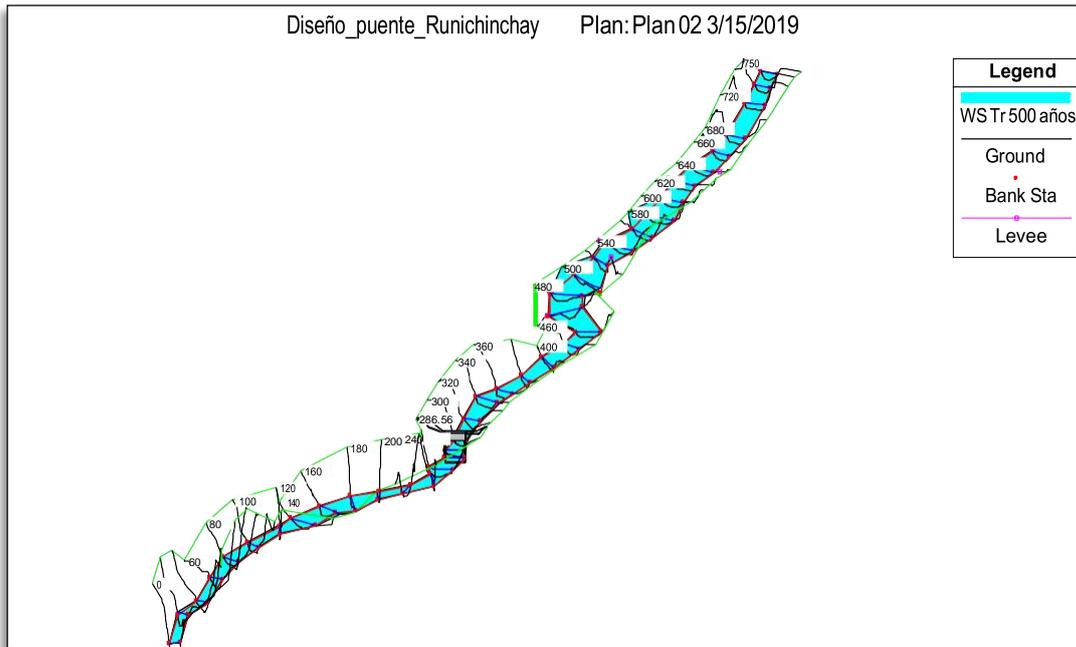


Figura 70: Vista pseudo 3D del río Runichinchay para $Tr = 500$ años
Fuente: *software* HEC RAS

La sección del puente propuesto se muestra en la Figura 71 y los niveles de agua en la sección del puente para los periodos de retorno de 140 años y 500 años se pueden ver en las Figuras 72 a 75.

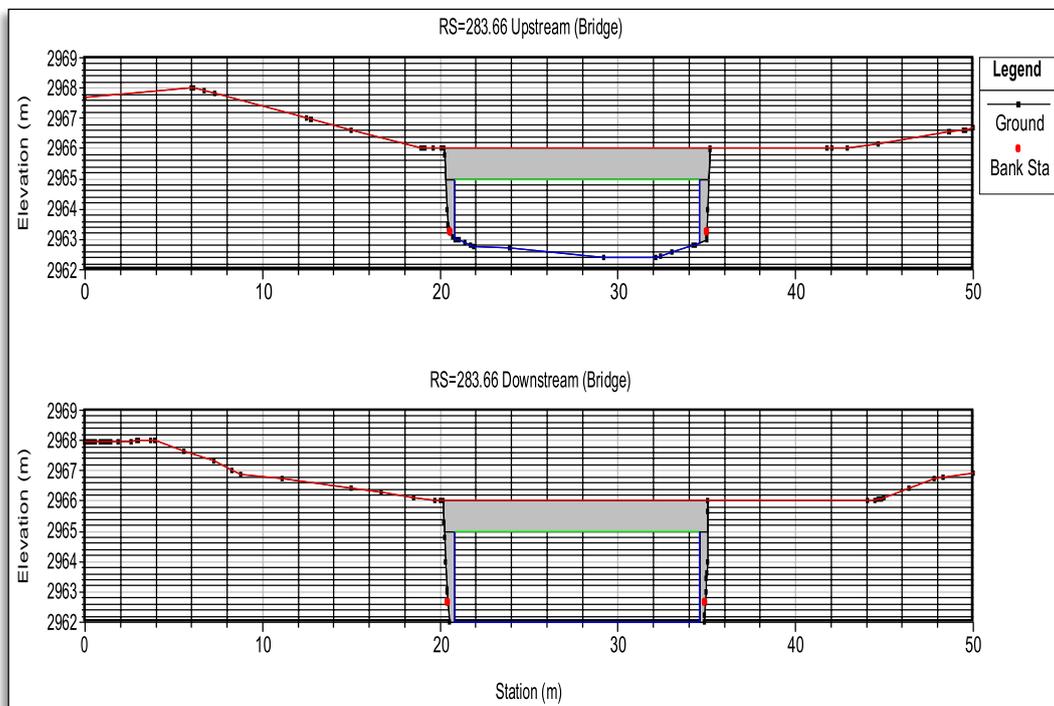


Figura 71: Sección del puente Runichinchay propuesto
Fuente: *software* HEC RAS

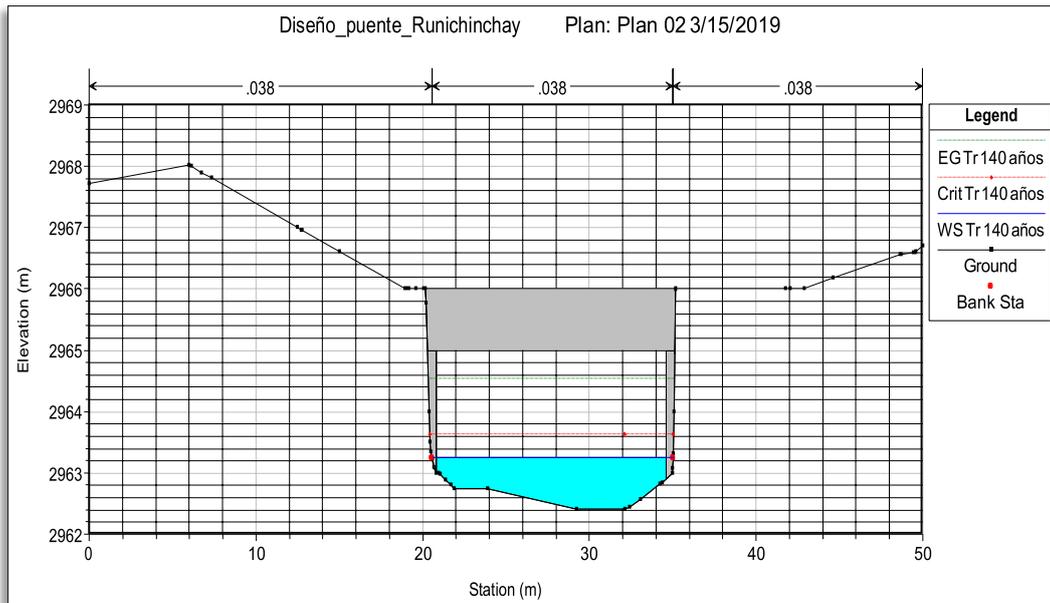


Figura 72: Sección vista aguas arriba del puente Runichinchay para Tr =140 años
 Fuente: *software* HEC RAS

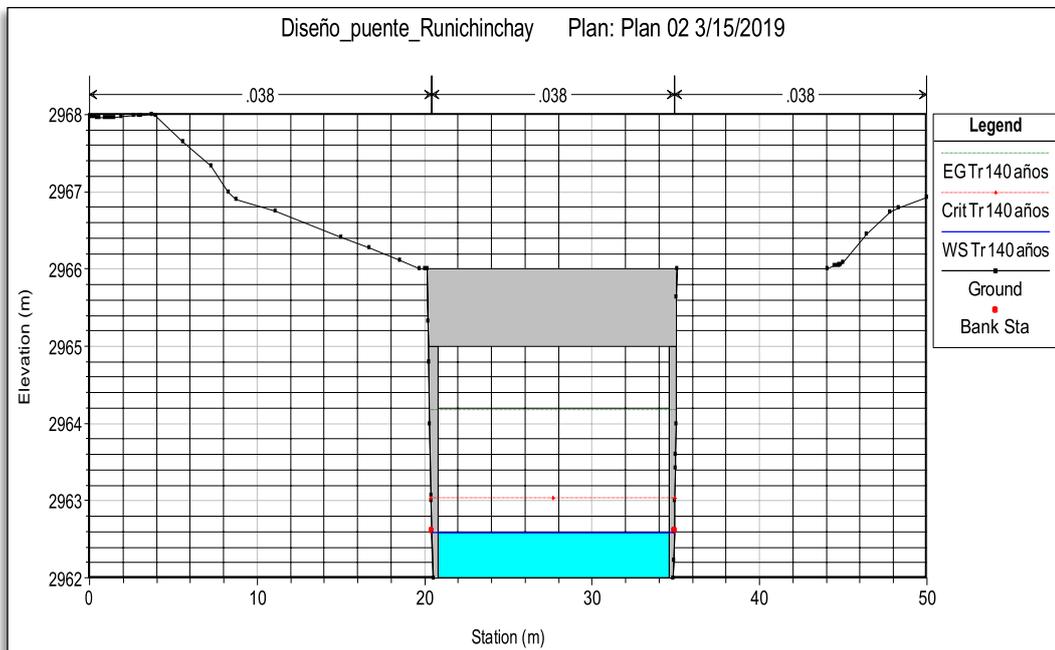


Figura 73: Sección vista aguas abajo del puente Runichinchay para Tr =140 años
 Fuente: *software* HEC RAS

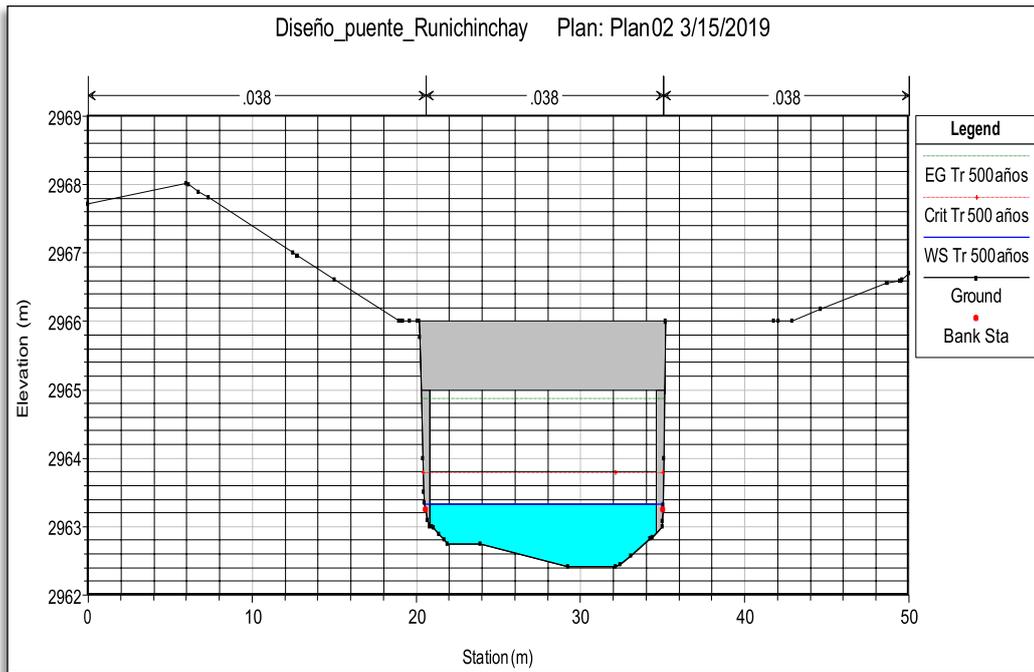


Figura 74: Sección vista aguas abajo del puente Runichinchay para Tr =500 años
Fuente: *software* HEC RAS

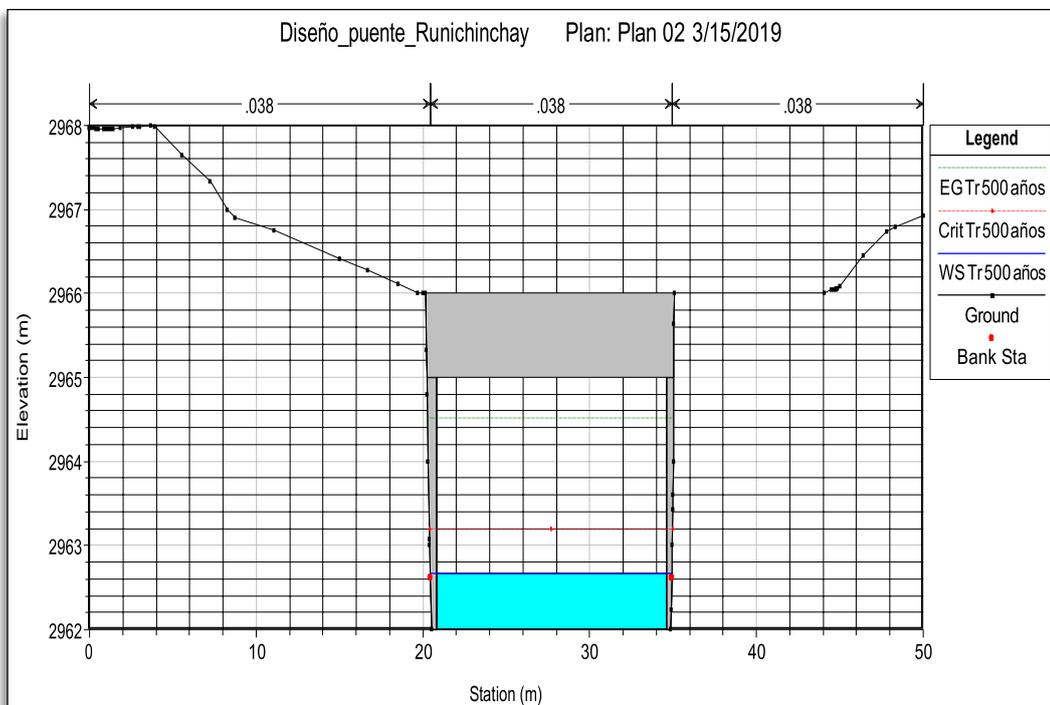


Figura 75: Sección vista aguas abajo del puente Runichinchay para Tr =500 años
Fuente: *software* HEC RAS

En la sección del puente, la cota del NAME es 2963.20 msnm y la cota de fondo de viga del puente se encuentra a una cota de 2965.00 msnm, por lo tanto, se tiene una altura libre de 1.80 m que cumple con lo descrito en el Manual de Puentes (MTC) que indica que para un río sin arrastre de palizada ni material se debe tener en cuenta una altura libre mínima de 1.50 m entre el fondo de nivel de viga y el tirante máximo. Los resultados del software HEC RAS aguas arriba, aguas abajo y en la sección del puente para el diseño hidráulico del puente con un $Tr=140$ años se muestran en la Figura 76.

Plan: Plan 02 Eje Rio Eje Rio RS: 283.66 Profile: Tr 140 años				
E.G. US. (m)	2964.67	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2963.20	E.G. Elev (m)	2964.54	2964.18
Q Total (m3/s)	44.70	W.S. Elev (m)	2963.25	2962.58
Q Bridge (m3/s)	44.70	Crit W.S. (m)	2963.64	2963.03
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	0.84	0.58
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	5.03	5.61
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	8.89	7.97
Weir Submerg		Froude # Chl	2.00	2.36
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	25.96	27.87
Min El Weir Flow (m)	2966.00	Hydr Depth (m)	0.64	0.58
Min El Prs (m)	2965.00	W.P. Total (m)	14.50	14.97
Delta EG (m)	0.63	Conv. Total (m3/s)	168.9	137.7
Delta WS (m)	0.62	Top Width (m)	13.82	13.82
BR Open Area (m2)	33.12	Frctn Loss (m)	0.32	0.10
BR Open Vel (m/s)	5.61	C & E Loss (m)	0.03	0.04
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	421.33	549.91
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	2118.43	3084.90

Figura 76: Sección vista aguas abajo del puente Runichinchay para Tr 500 años
Fuente: software HEC RAS

6.6. CALCULO DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

Se hizo el cálculo de la socavación local para los estribos del puente propuesto Runichinchay mediante tres métodos: Froehlich, Blench y Liu. En el método de Blench es necesario utilizar como parámetro para el cálculo de la socavación en estribos el valor del diámetro medio del material del río. El valor del diámetro medio se estimó como un promedio de los resultados de la granulometría realizada en el lecho del río y lo que se observó en la visita técnica de campo, se tiene que tomar en cuenta que muchas veces en la granulometría de ríos no se consideran las piedras de grandes dimensiones mayores a tres pulgadas por lo tanto corroborar los resultados de la granulometría con lo observado en campo es adecuado.

El valor del diámetro medio de acuerdo al análisis granulométrico tiene un valor de 16.35 mm, de acuerdo con lo que se visualizó en campo existen también piedras de grandes y regulares dimensiones, así como, también material granular, se puede tomar en cuenta un diámetro medio observado con un valor de 30.00 mm, por lo tanto, el diámetro medio promedio es de 23.175 mm entre lo que se observó en campo y el resultado de la curva granulométrica. Es importante estimar un adecuado valor del diámetro medio pues cuanto mayor sea este valor menor será la erosión en el cauce y bancos del río. Los resultados del análisis y ensayos de granulometría se muestran en el Anexo 7.

Para el método de Froelich se requirieron los valores del tirante aguas arriba de la sección del puente y el número de Froude, así mismo, para el método de Liu es necesario utilizar el caudal o descarga máxima en m³/s.

Los resultados y parámetros necesarios para el cálculo de la socavación local en estribos para los métodos de Froehlich, Blench y Liu se muestran en los Cuadros del 48 al 50 respectivamente.

Cuadro 48: Resultados del cálculo de socavación local en estribos por el método de Froehlich

Método Froehlich		
He	Profundidad hidráulica en la zona del estribo aguas arriba	0.73
Kf	Coeficiente que depende de la forma del estribo	0.82
Ko	Coeficiente que depende del ángulo del ataque de flujo	1.05
L	Longitud del estribo (m)	0.10
Fre	Numero de Froude	2.06
SG	Profundidad de socavación (m)	2.29

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 49: Resultados del cálculo de socavación local en estribos por el método de Blench

Método Blench		
Q	Descarga Total (m ³ /s)	55.40
f	factor de sedimento	8.47
D50	Diámetro medio de las partículas del lecho (mm)	23.18
SG	Profundidad de socavación (m)	1.31

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 50: Resultados del cálculo de socavación local en estribos por el método de Liu

Método Liu		
Y_{H_2O}	Calado o tirante aguas arriba (m)	0.73
F_r	Número de Froude	2.06
K	Coeficiente forma: Para talud o derrame 1.1 (Pilar R)	1.10
	Para contornos verticales 2.15	
L	Longitud del Estribo (m)	0.10
S_G	Profundidad de socavación (m)	0.46

Fuente: Elaboración Propia

En el Cuadro 51 se muestran el resumen de los resultados de la socavación local en estribos para cada método utilizado.

Cuadro 51: Resultados del cálculo de socavación local en estribos

Método	Socavación Local (m)
Método Froehlich	2.29
Método Blench	1.31
Método Liu	0.46

Fuente: Elaboración Propia

De los resultados de la socavación local en estribos el resultado más conservador se obtiene por el método de Froehlich con un valor de 2.29 m, el cálculo se hizo para erosión por agua o lecho vivo que trae consigo arrastre de material típico de la mayoría de ríos en nuestro país, se consideró lecho vivo pues en campo se observó que las piedras de diámetro medio eran arrastradas por el flujo de aguas arriba hacia aguas abajo. El cálculo recomendado para la socavación local en estribo se consideró entonces 2.29 m por ser el resultado más conservador de los tres métodos utilizados, este valor se tendrá que corroborar con el diseño estructural al momento de hacer ensayos de suelos y determinar la capacidad portante del suelo en el lecho y bancos del río pudiéndose profundizar más aun la cimentación si es que así el estructural lo requiriese, aun así el valor de 2.29 m es un valor resultante acorde calculado para el material del lecho del río, la velocidad, la descarga y el tirante de agua en la zona del puente.

6.7.DIMENSIONAMIENTO DEL PUENTE RUNICHINCHAY PROPUESTO

Para el adecuado funcionamiento hidráulico del puente Runichinchay propuesto se obtuvieron dimensiones mínimas de acuerdo al modelamiento hidrológico e hidráulico realizados en el software HEC HMS Y HEC RAS respectivamente, en el Cuadro 52 se muestran las dimensiones y datos del puente propuesto Runichinchay:

Cuadro 52: Dimensiones y datos del puente Runichinchay propuesto

Parámetro	Valor
Caudal de diseño (TR = 140 años) m ³ /s	44.70
Caudal para socavación local (TR = 500 años) m ³ /s	55.40
Cota de plataforma del puente (msnm)	2966.00
Cota de fondo de viga (msnm)	2965.00
Cota de fondo del cauce (msnm)	2962.58
Cota del NAME (msnm)	2963.20
Luz del puente (m)	15.00
Luz hidráulica del puente (m)	13.80
Altura libre (m)	1.80
Tirante máximo (m)	0.62
Altura total del puente (m)	3.42
Profundidad de socavación local en estribos (m)	2.29

Fuente: Elaboración Propia

VII. CONCLUSIONES

1. Se utilizaron los datos de Pp máx. 24 hr. de la estación pluviométrica Chavín para hacer el análisis y proceso de la información pluviométrica, esta estación es la estación de influencia para la cuenca involucrada y delimitadas aguas arriba del puente Runichinchay. Los datos de precipitación máxima en 24 horas de la estación Chavín cuenta con datos confiables.
2. La función de distribución probabilística que mejor se ajusta a los datos de Pp máx. 24 hr que se empleó de la estación pluviométrica Chavín es la función de distribución Pearson Tipo III.
3. Para obtener la intensidad máxima de lluvia a partir de la Pp máx. 24 hr se utilizó el modelo de Frederich Bell, posteriormente se graficó las curvas de intensidad-duración y frecuencia a partir del método de Frederich Bell.
4. Los periodos de retorno seleccionados para el caudal de diseño hidráulico y el cálculo de la socavación local en estribos fueron los periodos de retorno de 140 años y 500 años respectivamente, se seleccionaron estos periodos de retorno de acuerdo a la vida útil y riesgo de falla admisible del puente, recomendado por el manual de carreteras de hidrología, hidráulica y drenaje. Para la calibración del caudal se consideró un periodo de retorno de 28 años correspondientes a la cantidad de años de datos de Pp máx. 24 hr. de la estación pluviométrica Chavín.
5. Se hizo la calibración del caudal con el *software* HEC RAS, tomando en cuenta la marca de agua máxima medida en el puente cuya cota es 2963.32 msnm, el tirante de agua que alcanza el nivel de la cota de la marca de agua corresponde a un caudal de 31.50 m³/s.

6. Se realizó la validación del caudal con el *software* HEC HMS, donde el parámetro que vario para la obtención del caudal de calibración fue el número de curva. Los métodos de pérdida y transformación precipitación-escorrentía adecuados fueron el SCS y el hidrograma SCS respectivamente, así como, el modelo de precipitación adecuado fue el de la tormenta.
7. Los caudales de máxima avenida para el diseño hidráulico y el cálculo de la socavación local en estribos estimados con el *software* HEC HMS son 44.80 m³/s y 55.50 m³/s respectivamente.
8. Se hizo el modelamiento hidráulico con el *software* HEC RAS para el diseño hidráulico del puente con los siguientes resultados: luz del puente 15.00 m, luz hidráulica 13.80 m y altura libre 1.80, son las dimensiones mínimas para un óptimo funcionamiento hidráulico.
9. Se calculó la socavación local en estribos por tres métodos: Froehlich, Blench y Liu, el resultado más conservador es el que ha sido considerado como resultado de la socavación local en estribos obtenido para el método de Froehlich con un valor de 2.29 m.
10. Es correcto el uso de los *software* HEC HMS y HEC RAS para la estimación de caudales de diseño y diseño hidráulico de puentes respectivamente, aplicados a las cuencas y cauces de ríos en nuestro país.

VIII. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda para el análisis y procesamiento de información pluviométrica, hacer uso de estaciones pluviométricas de influencia con un radio acción no mayor a 35 km de distancia al centroide de la cuenca.
2. Para la elección de la función de distribución de probabilidad se debe hacer con al menos tres funciones de las más utilizadas en el campo de la hidrología (Normal, Log Normal, Gumbel, Pearson tipo III, etc), y para las pruebas de bondad de ajuste utilizar dos métodos para hacer una ponderación de los resultados y elegir la función de distribución que mejor se ajuste a la muestra.
3. Para la obtención de intensidades máximas a partir de P_p máx. 24 hr se recomienda al menos hacer uso de dos metodologías, con el fin de hacer una comparación y poder elegir la metodología más adecuada y/o conservadora.
4. En el modelamiento hidrológico para la estimación de caudales se recomienda hacer uso de al menos dos métodos de transformación precipitación- escorrentía a fin de comparar y evaluar los caudales de diseño resultante de cada método y elegir el caudal de diseño adecuado.
5. En campo se recomienda la limpieza del cauce del río Runichinchay 100 m aguas arriba y 100 m aguas del sitio del puente Runichinchay, además proteger con estructuras de defensas ribereñas ambos márgenes del río Runichinchay 50 m aguas arriba y 50 m aguas abajo del sitio del puente como medidas de precaución.

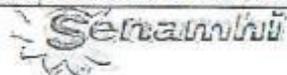
6. Se recomienda hacer el uso de las mismas metodologías en el procesamiento de la información pluviométrica y el modelamiento hidrológico e hidráulico de la presente tesis en otros estudios similares.

IX. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. APARICIO, F. (1989). Fundamentos de hidrología de superficie, Limusa Grupo NORIEGA Editores.
2. BASTIDAS, C. Manual para el uso del modelo hidrológico HEC–HMS. Departamento Ingeniería Hidrometeorológica. Facultad de Ingeniería – UCV.
3. BREÑA, A; JACOBO, M. “Principios y Fundamentos de la Hidrología Superficial” Universidad Autónoma Metropolitana – México.
4. CHEREQUE, W. (1993). Hidrología para estudiantes de ingeniería Civil, Pontifica Universidad Católica del Perú.
5. CHOW, V; MAIDMENT, D, MAYS, L. (1994). Hidrología Aplicada, Mc Graw Hill.
6. MTC. (2014). Manual de carreteras, Hidrología, hidráulica y drenaje, Ministerio de Transporte y comunicaciones.
7. MTC (2016). Manual de Puentes, Ministerio de Transporte y comunicaciones
8. NANIA, L. Manual Básico de HEC-HMS 3.0.0 y HEC-GeoHMS 1.1, Universidad de Granada, Dpto. de Mec. De Estructuras e Ingeniería Hidráulica.
9. VILLON, M. (2002). Hidrología. Instituto Tecnológico de Costa Rica.
10. VILLON, M. (2015). Ejemplos HEC – HMS 4ta edición.
11. VILLON, M. (2011). Ejemplos HEC – RAS 2da edición.

X. ANEXOS

**ANEXO 1. DATOS DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS DE LA
ESTACION PLUVIOMETRICA CHAVIN**



OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA

ESTACION : CHAVIN / 000445 / DRE-04

PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT. : 9° 35' "S"

LONG. : 77° 10' "W"

ALT. : 3137 msnm

DPTO. : ANCASH

PROV. : HUARI

DIST. : CHAVIN DE HUANTAR

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1989	14.1	19.5	15.1	17.1	6.4	8.1	1.9	7.2	14.9	10.3	14.9	21.2
1990	13.4	19.9	22.5	12.9	10.4	17.2	6.7	0.0	11.2	23.2	10.4	19.0
1991	15.8	18.2	19.9	13.5	9.3	4.1	2.8	0.0	16.0	11.5	19.2	16.1
1992	9.1	19.7	13.8	9.8	0.0	2.8	2.4	14.5	5.6	8.5	17.1	18.7
1993	26.8	22.8	17.2	9.9	5.9	2.8	5.0	7.1	23.1	13.8	24.9	31.7
1994	20.0	24.1	18.2	24.4	4.8	8.4	0.0	0.0	23.7	18.3	17.3	13.6
1995	24.2	23.8	20.4	18.4	20.8	14.1	1.0	0.0	10.5	27.4	21.4	24.2
1996	20.0	17.2	17.5	27.5	12.1	2.4	0.0	8.8	9.9	10.1	9.2	14.8
1997	19.8	13.0	21.0	5.7	6.0	1.5	1.4	4.6	11.8	12.4	15.9	11.7
1998	16.4	18.0	10.1	12.8	5.6	3.0	0.0	3.7	4.3	10.7	32.8	11.0
1999	17.5	26.1	19.9	11.9	8.2	5.3	2.9	2.1	11.0	14.7	17.0	10.7
2000	10.2	19.3	11.2	17.7	7.7	3.2	3.7	12.0	5.8	3.7	13.2	14.5
2001	13.6	11.9	16.5	10.8	9.1	1.9	2.9	6.9	8.7	22.5	13.2	18.6
2002	10.0	13.1	21.5	16.0	8.4	1.8	11.0	2.6	5.6	9.4	12.8	13.6
2003	8.5	15.2	20.4	8.8	7.0	6.7	1.0	15.3	5.1	8.3	11.0	15.4

Ing. Carlos Paredes Durán
 CONSORCIO CASMA
 26 de Julio 2007

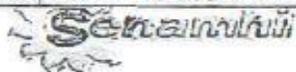
SO= Sin Datos
T= Troza

Ing. Oswaldo Nique Asmat
Director de la Oficina de Servicio al Cliente
SENAMHI

INFORMACION PREPARADA PARA : CONSORCIO CASMA
LIMA . 22 DE SETIEMBRE DEL 2014

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN
TOTAL O PARCIAL

Figura 77: Datos de Pp máx. 24 hr del SENAMHI
Fuente: SENAMHI



OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION : CHAVIN / 000445 / DRE-04

PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT. : 9 ° 35 ' "S

LONG. : 77 ° 10 ' "W

ALT. : 3137 msnm

DPTO. : ANCASH

PROV. : HUARI

DIST. : CHAVIN DE HUANTAR

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
2004	9.4	17.5	6.3	4.4	4.7	6.6	5.2	2.9	11.7	15.1	13.2	15.8
2005	8.6	15.2	10.4	6.5	10.2	1.4	0.8	3.1	5.4	15.9	16.1	9.7
2006	8.7	13.4	13.7	13.6	4.6	27.9	3.7	3.1	10.0	9.9	18.0	15.7
2007	13.7	6.8	28.6	16.4	7.5	0.9	2.6	5.1	8.6	21.5	15.4	14.5
2008	15.7	13.0	10.6	13.5	5.8	8.0	1.7	3.8	7.5	14.7	11.0	10.7
2009	19.8	12.9	18.3	15.6	9.2	7.6	4.1	2.9	3.2	16.7	6.0	20.6
2010	19.9	25.0	9.5	6.3	13.1	1.2	7.5	1.6	10.8	9.7	11.5	14.2
2011	12.5	15.2	16.7	27.6	4.2	0.0	5.0	2.2	7.4	11.2	13.2	29.5
2012	12.8	19.8	16.2	15.1	5.0	4.0	0.0	3.3	8.6	11.8	13.4	12.6
2013	17.8	19.6	15.6	8.0	11.0	2.8	3.5	12.5	3.5	12.0	12.4	16.5

Ing. Carlos Forghieri Duriver
 Oficina de Estadística e Informática
 SENAMHI
 Lima, 22 de Setiembre del 2014

Oficina de Estadística e Informática
 SENAMHI
 Lima, 22 de Setiembre del 2014

Ing. Oswaldo Nique Asmat
 Director de la Oficina de Servicio al Cliente
 SENAMHI

SD - Sin Datos
T = Traza

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN
TOTAL O PARCIAL

INFORMACION PREPARADA PARA : CONSORCIO CASMA
LIMA . 22 DE SETIEMBRE DEL 2014

Figura 78: Datos de Pp máx. 24 hr del SENAMHI

Fuente: SENAHMI



Figura 79: Datos de Pp máx. 24 hr del SENAMHI
 Fuente: SENAHMI

ANEXO 2. RESULTADOS DEL *SOFTWARE* SMADA 6.43

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN PROBABILÍSTICA NORMAL

	Weibull	Data	Prediction	Std. Dev.	▲
1	0.03	17.74	17.00	1.9667	
2	0.07	18.19	18.68	1.6953	
3	0.10	19.78	19.80	1.5258	
4	0.14	21.81	20.66	1.4013	
5	0.17	22.15	21.39	1.3033	
6	0.21	22.26	22.03	1.2235	
7	0.24	22.37	22.61	1.1574	
8	0.28	22.49	23.14	1.1024	
9	0.31	23.05	23.64	1.0569	
10	0.34	23.28	24.12	1.0200	
11	0.38	23.73	24.59	0.9911	
12	0.41	23.96	25.03	0.9696	
13	0.45	24.30	25.47	0.9554	
14	0.48	24.86	25.91	0.9483	▼
15	0.52	25.43	26.34	0.9483	
16	0.55	25.76	26.77	0.9554	
17	0.59	26.22	27.21	0.9696	
18	0.62	26.89	27.66	0.9911	
19	0.66	27.57	28.12	1.0200	
20	0.69	28.25	28.60	1.0569	
21	0.72	29.49	29.11	1.1024	
22	0.76	30.96	29.64	1.1574	
23	0.79	31.08	30.22	1.2235	
24	0.83	31.53	30.86	1.3033	
25	0.86	32.32	31.59	1.4013	
26	0.90	33.34	32.45	1.5258	
27	0.93	35.82	33.56	1.6953	
28	0.97	36.84	35.24	1.9667	▼

Figura 80: Análisis de la distribución Normal

Fuente: *Software smada 6.43*

	Prob	R Period	Prediction	Std. Dev.	▲
1	0.995	200.0	39.04	2.6183	
2	0.990	100.0	37.79	2.3995	
3	0.980	50.0	36.42	2.1646	
4	0.960	25.0	34.90	1.9105	
5	0.900	10.0	32.55	1.5402	
6	0.800	5.0	30.34	1.2382	
7	0.667	3.0	28.29	1.0318	
8	0.500	2.0	26.12	0.9474	
9					▼

Figura 81: Predicción de distribución Normal

Fuente: *Software smada 6.43*

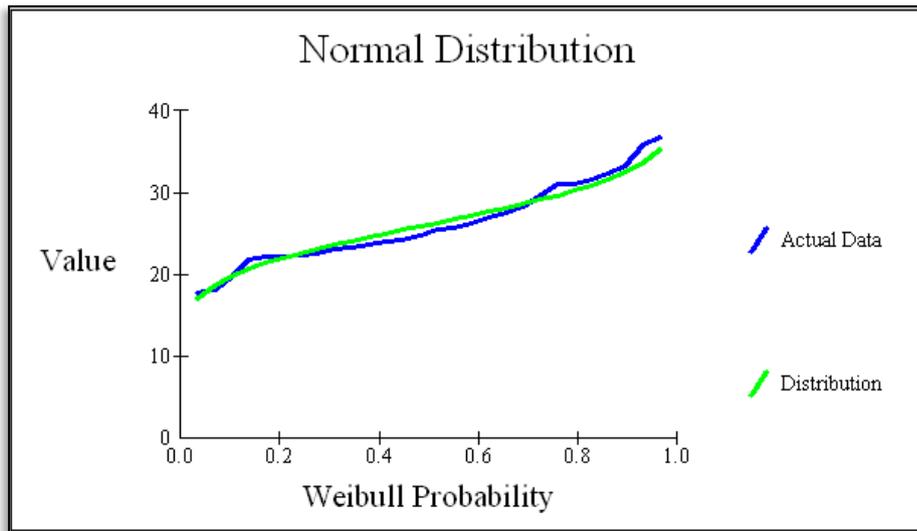


Figura 82: Grafica de la Distribución Normal

Fuente: *Software smada 6.43*

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN PROBABILÍSTICA LOG NORMAL TIPO III

	Weibull	Data	Prediction	Std. Dev.	▲
1	0.03	17.74	17.83	1.4366	
2	0.07	18.19	19.15	1.1846	
3	0.10	19.78	20.05	1.0737	
4	0.14	21.81	20.78	1.0176	
5	0.17	22.15	21.40	0.9890	
6	0.21	22.26	21.96	0.9757	
7	0.24	22.37	22.48	0.9715	
8	0.28	22.49	22.96	0.9729	
9	0.31	23.05	23.42	0.9776	
10	0.34	23.28	23.86	0.9845	
11	0.38	23.73	24.30	0.9928	
12	0.41	23.96	24.72	1.0018	
13	0.45	24.30	25.15	1.0115	
14	0.48	24.86	25.57	1.0217	▼
15	0.52	25.43	26.00	1.0325	
16	0.55	25.76	26.43	1.0441	
17	0.59	26.22	26.87	1.0568	
18	0.62	26.89	27.33	1.0712	
19	0.66	27.57	27.81	1.0881	
20	0.69	28.25	28.31	1.1087	
21	0.72	29.49	28.85	1.1347	
22	0.76	30.96	29.42	1.1688	
23	0.79	31.08	30.06	1.2149	
24	0.83	31.53	30.77	1.2799	
25	0.86	32.32	31.59	1.3750	
26	0.90	33.34	32.60	1.5227	
27	0.93	35.82	33.92	1.7744	
28	0.97	36.84	36.00	2.3004	▼

Figura 83: Análisis de la distribución Log Normal 3P
Fuente: *Software smada 6.43*

	Prob	R Period	Prediction	Std. Dev.	▲
1	0.995	200.0	41.06	4.1772	
2	0.990	100.0	39.33	3.4501	
3	0.980	50.0	37.51	2.7789	
4	0.960	25.0	35.57	2.1791	
5	0.900	10.0	32.71	1.5419	
6	0.800	5.0	30.19	1.2261	
7	0.667	3.0	27.98	1.0947	
8	0.500	2.0	25.78	1.0270	
9					▼

Figura 84: Predicción de distribución Log Normal 3P
Fuente: *Software smada 6.43*

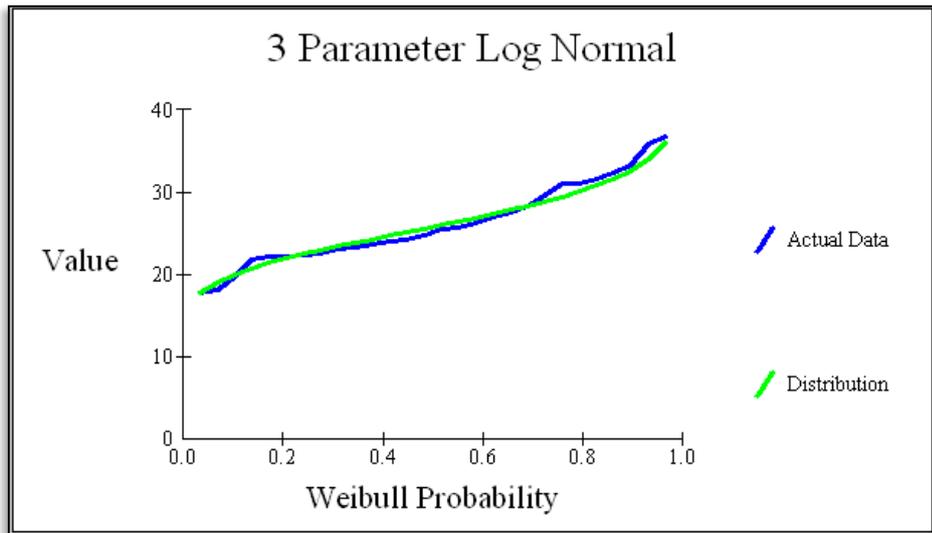


Figura 85: Grafica de la Distribución Log Normal 3P
Fuente: *Software smada 6.43*

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN PROBABILÍSTICA PEARSON TIPO III

	Weibull	Data	Prediction	Std. Dev.	▲
1	0.03	17.74	18.24	1.3505	
2	0.07	18.19	19.38	1.0726	
3	0.10	19.78	20.19	0.9676	
4	0.14	21.81	20.84	0.9276	
5	0.17	22.15	21.42	0.9177	
6	0.21	22.26	21.93	0.9224	
7	0.24	22.37	22.42	0.9343	
8	0.28	22.49	22.87	0.9495	
9	0.31	23.05	23.31	0.9660	
10	0.34	23.28	23.74	0.9825	
11	0.38	23.73	24.16	0.9986	
12	0.41	23.96	24.58	1.0140	
13	0.45	24.30	24.99	1.0287	
14	0.48	24.86	25.41	1.0428	▼
15	0.52	25.43	25.84	1.0566	
16	0.55	25.76	26.27	1.0705	
17	0.59	26.22	26.71	1.0852	
18	0.62	26.89	27.18	1.1013	
19	0.66	27.57	27.66	1.1202	
20	0.69	28.25	28.18	1.1432	
21	0.72	29.49	28.72	1.1728	
22	0.76	30.96	29.32	1.2123	
23	0.79	31.08	29.98	1.2667	
24	0.83	31.53	30.72	1.3440	
25	0.86	32.32	31.59	1.4578	
26	0.90	33.34	32.66	1.6336	
27	0.93	35.82	34.07	1.9290	
28	0.97	36.84	36.32	2.5310	▼

Figura 86: Análisis de la distribución Pearson tipo III

Fuente: *Software smada 6.43*

	Prob	R Period	Prediction	Std. Dev.	▲
1	0.995	200.0	41.90	4.5761	
2	0.990	100.0	39.98	3.7979	
3	0.980	50.0	37.98	3.0648	
4	0.960	25.0	35.85	2.3938	
5	0.900	10.0	32.78	1.6563	
6	0.800	5.0	30.12	1.2800	
7	0.667	3.0	27.83	1.1275	
8	0.500	2.0	25.62	1.0497	
9					▼

Figura 87: Predicción de distribución Pearson tipo III

Fuente: *Software smada 6.4*

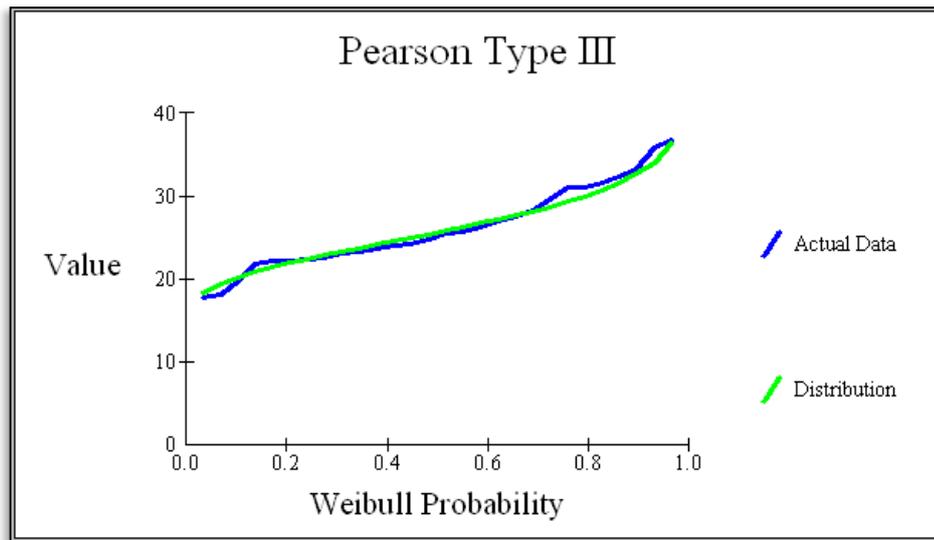


Figura 88: Grafica de la Distribución Pearson tipo III
Fuente: *Software smada 6.43*

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN PROBABILÍSTICA LOG PEARSON TIPO III

	Weibull	Data	Prediction	Std. Dev.	▲
1	0.03	17.74	18.06	1.2016	
2	0.07	18.19	19.23	1.0462	
3	0.10	19.78	20.05	0.9775	
4	0.14	21.81	20.72	0.9439	
5	0.17	22.15	21.30	0.9287	
6	0.21	22.26	21.83	0.9244	
7	0.24	22.37	22.32	0.9270	
8	0.28	22.49	22.78	0.9342	
9	0.31	23.05	23.23	0.9445	
10	0.34	23.28	23.67	0.9571	
11	0.38	23.73	24.10	0.9714	
12	0.41	23.96	24.52	0.9870	
13	0.45	24.30	24.95	1.0039	
14	0.48	24.86	25.38	1.0221	▼
15	0.52	25.43	25.81	1.0416	
16	0.55	25.76	26.26	1.0627	
17	0.59	26.22	26.72	1.0860	
18	0.62	26.89	27.20	1.1120	
19	0.66	27.57	27.70	1.1417	
20	0.69	28.25	28.24	1.1765	
21	0.72	29.49	28.81	1.2183	
22	0.76	30.96	29.44	1.2703	
23	0.79	31.08	30.13	1.3373	
24	0.83	31.53	30.92	1.4270	
25	0.86	32.32	31.84	1.5535	
26	0.90	33.34	32.99	1.7445	
27	0.93	35.82	34.52	2.0661	
28	0.97	36.84	37.01	2.7462	▼

Figura 89: Análisis de la distribución Log Pearson tipo III
 Fuente: *Software smada 6.43*

	Prob	R Period	Prediction	Std. Dev.	▲
1	0.995	200.0	43.41	5.3560	
2	0.990	100.0	41.17	4.3099	
3	0.980	50.0	38.87	3.3833	
4	0.960	25.0	36.49	2.5877	
5	0.900	10.0	33.12	1.7691	
6	0.800	5.0	30.28	1.3531	
7	0.667	3.0	27.88	1.1530	
8	0.500	2.0	25.59	1.0316	
9					▼

Figura 90: Predicción de distribución Log Pearson Tipo III
 Fuente: *Software smada 6.43*

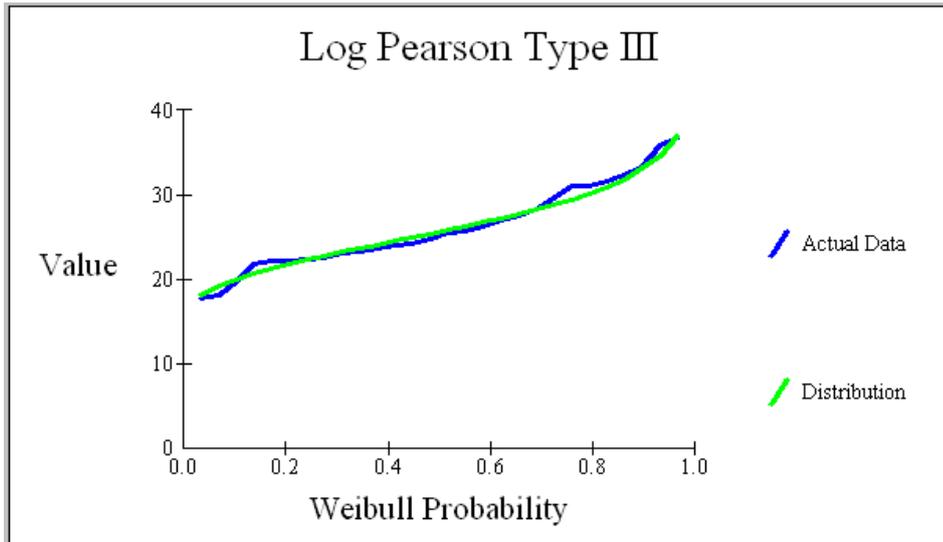


Figura 91: Grafica de la Distribución Log Pearson Tipo III
Fuente: *Software smada 6.43*

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN PROBABILÍSTICA GUMBEL

	Weibull	Data	Prediction	Std. Dev.	▲
1	0.03	17.74	18.94	1.1290	
2	0.07	18.19	19.89	1.0070	
3	0.10	19.78	20.56	0.9313	
4	0.14	21.81	21.12	0.8780	
5	0.17	22.15	21.61	0.8391	
6	0.21	22.26	22.06	0.8113	
7	0.24	22.37	22.48	0.7925	
8	0.28	22.49	22.89	0.7819	
9	0.31	23.05	23.28	0.7786	
10	0.34	23.28	23.67	0.7823	
11	0.38	23.73	24.06	0.7928	
12	0.41	23.96	24.44	0.8097	
13	0.45	24.30	24.83	0.8330	
14	0.48	24.86	25.23	0.8626	▼
15	0.52	25.43	25.64	0.8986	
16	0.55	25.76	26.06	0.9410	
17	0.59	26.22	26.51	0.9903	
18	0.62	26.89	26.97	1.0469	
19	0.66	27.57	27.47	1.1115	
20	0.69	28.25	28.00	1.1853	
21	0.72	29.49	28.57	1.2697	
22	0.76	30.96	29.21	1.3672	
23	0.79	31.08	29.93	1.4812	
24	0.83	31.53	30.77	1.6172	
25	0.86	32.32	31.77	1.7849	
26	0.90	33.34	33.03	2.0020	
27	0.93	35.82	34.77	2.3088	
28	0.97	36.84	37.69	2.8347	▼

Figura 92: Análisis de la distribución Gumbel

Fuente: *Software smada 6.43*

	Prob	R Period	Prediction	Std. Dev.	▲
1	0.995	200.0	45.68	4.3075	
2	0.990	100.0	42.83	3.7775	
3	0.980	50.0	39.96	3.2490	
4	0.960	25.0	37.07	2.7220	
5	0.900	10.0	33.17	2.0276	
6	0.800	5.0	30.09	1.5064	
7	0.667	3.0	27.64	1.1357	
8	0.500	2.0	25.43	0.8798	
9					▼

Figura 93: Predicción de distribución Gumbel

Fuente: *Software smada 6.43*

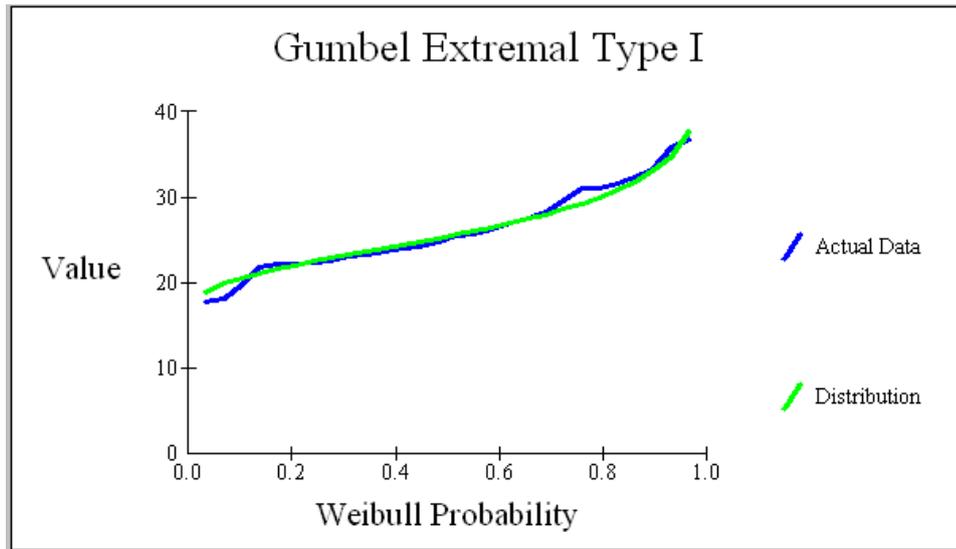


Figura 94: Grafica de la Distribución Gumbel

Fuente: *Software smada 6.43*

ANEXO 3. RESULTADOS DEL *SOTWARE* HYDROGNOMON

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE TEST DE KOLMOGOROV-SMIRNOV

Distribution functions plots		Histogram - Density functions plots		Parameter values - Forecasts	
Kolmogorov-Smirnov test for: All data	a=5%	a=10%	Attained a	DMax	
Normal	ACCEPT	ACCEPT	94.8351%	0.09028	
Normal (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	95.6613%	0.08822	
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	98.1452%	0.07985	
Galton	ACCEPT	ACCEPT	98.4931%	0.07813	
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	89.0391%	0.10117	
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	93.7086%	0.09279	
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	98.8062%	0.07633	
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	98.6813%	0.07708	
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	98.3266%	0.07898	
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	94.5429%	0.09096	
EV2-Max	ACCEPT	ACCEPT	81.5982%	0.11154	
EV1-Min (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	47.2483%	0.15143	
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	81.0156%	0.11228	
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	98.9761%	0.07520	
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	99.2670%	0.07290	
Pareto	ACCEPT	ACCEPT	67.8125%	0.12771	
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	98.8873%	0.07580	
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	97.7280%	0.08163	
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	97.8724%	0.08104	
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	92.8653%	0.09450	
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	48.6870%	0.14967	
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	83.7563%	0.10875	
Pareto (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	66.6718%	0.12899	
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	79.0851%	0.11466	

Figura 95: Valores del Test Kolmogorov-Smirnov

Fuente: *Software Hydrognomon*

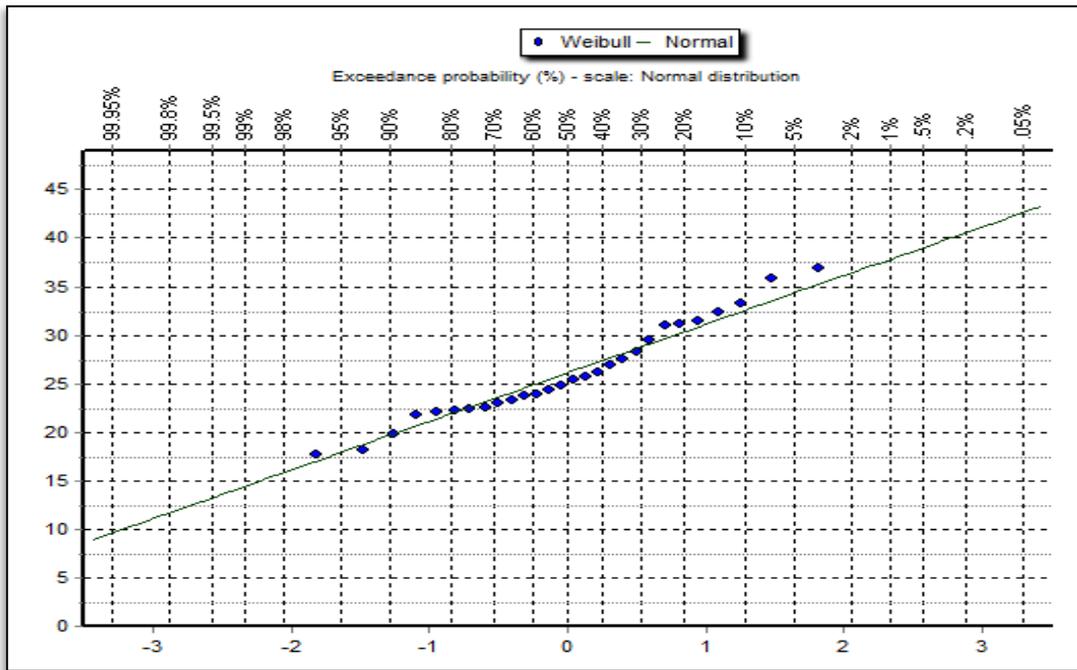


Figura 96: Distribución Normal

Fuente: *Software Hydrognomon*

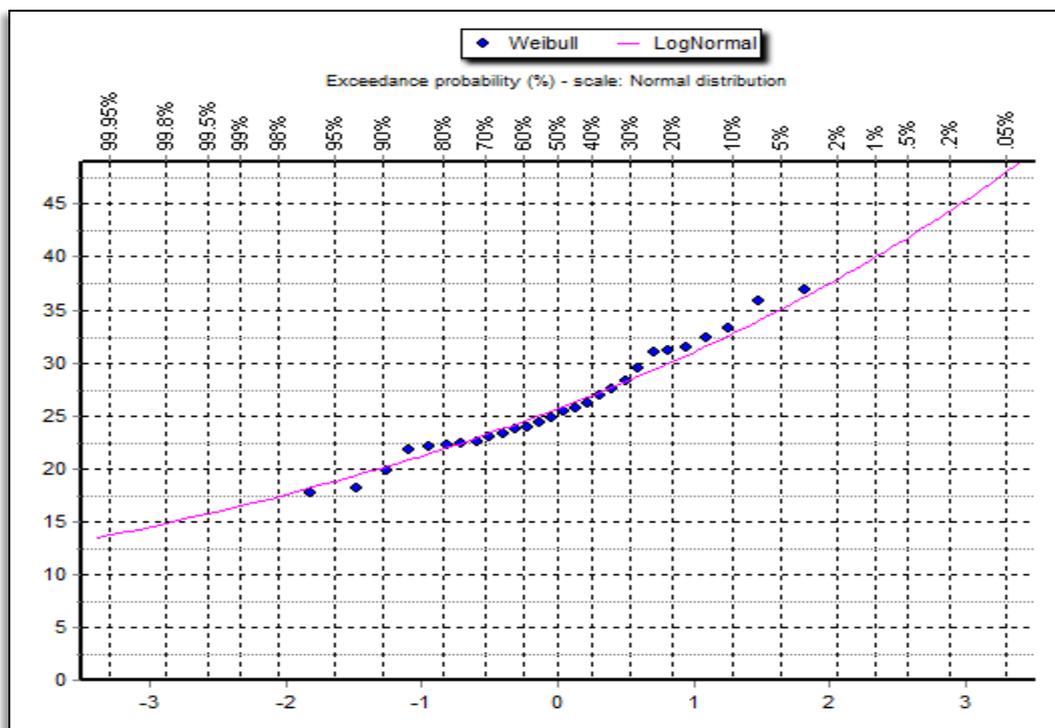


Figura 97: Distribución LogNormal

Fuente: *Software Hydrognomon*

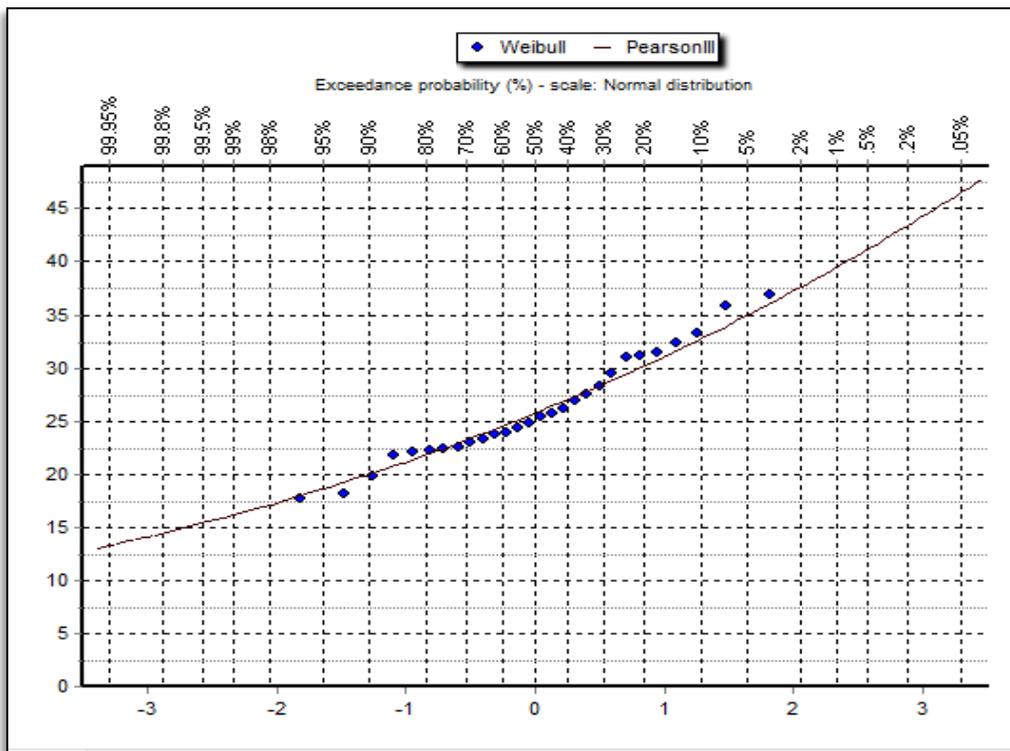


Figura 98: Distribución Pearson Tipo III
 Fuente: *Software Hydrognomon*

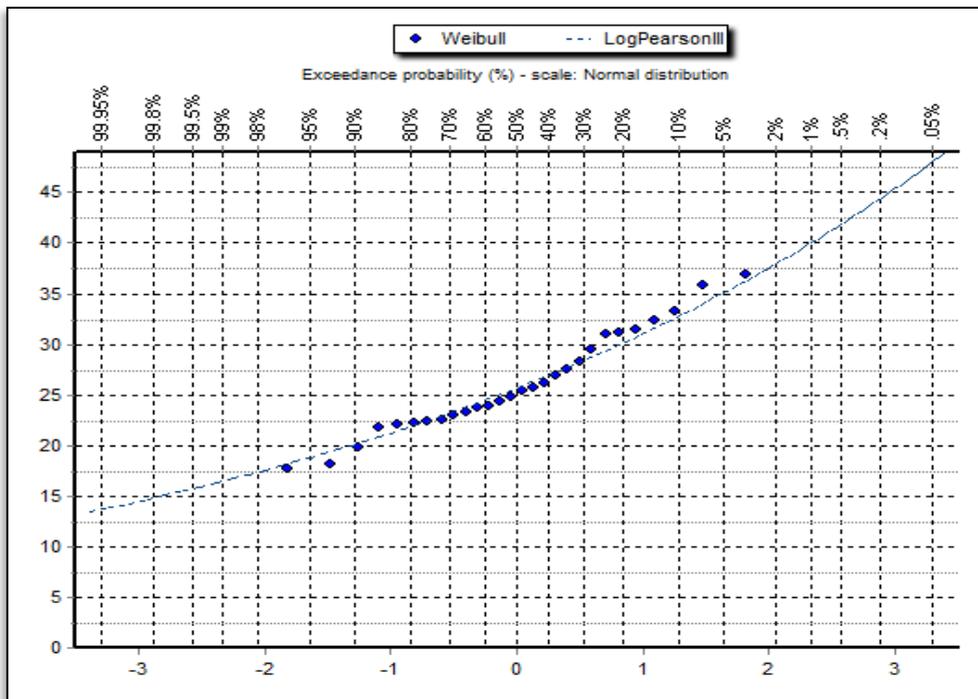


Figura 99: Distribución Pearson Tipo III
 Fuente: *Software Hydrognomon*

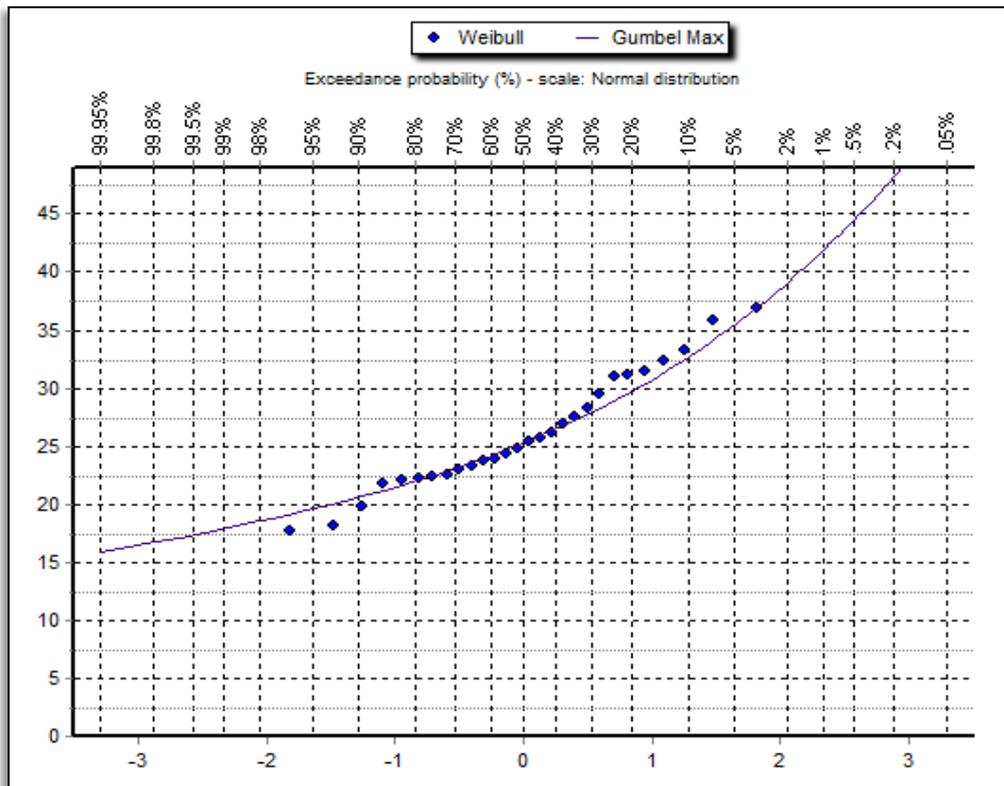


Figura 100: Distribución Gumbel

Fuente: *Software Hydrognomon*

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE TEST CHI CUADRADO

Distribution functions plots		Histogram - Density functions plots		Parameter values - Forecasts	
X-Square test for All data	a=5%	a=10%	Attained a	Pearson Param.	
Normal	ACCEPT	REJECT	8.15841%	6.71429	^
Normal (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	17.1797%	5.00000	
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	20.6007%	4.57143	
Galton	ACCEPT	ACCEPT	10.1701%	4.57143	
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	66.5885%	1.57143	
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	57.2407%	2.00000	
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	14.2974%	5.42857	
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	10.1701%	4.57143	
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	10.1701%	4.57143	
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	29.4015%	3.71429	
EV2-Max	ACCEPT	ACCEPT	48.8338%	2.42857	
EV1-Min (Gumbel)	REJECT	REJECT	0.64658%	12.2857	
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	REJECT	6.74812%	7.14286	
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	10.1701%	4.57143	
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	23.9651%	2.85714	
Pareto	ACCEPT	ACCEPT	56.4718%	1.14286	
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	10.1701%	4.57143	
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	36.7879%	2.00000	
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	29.4015%	3.71429	
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	48.8338%	2.42857	
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	REJECT	REJECT	0.64658%	12.2857	
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	REJECT	6.74812%	7.14286	
Pareto (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	56.4718%	1.14286	
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	48.8338%	2.42857	v

Figura 101: Valores del Test chi cuadrado

Fuente: *Software Hydrognomon*

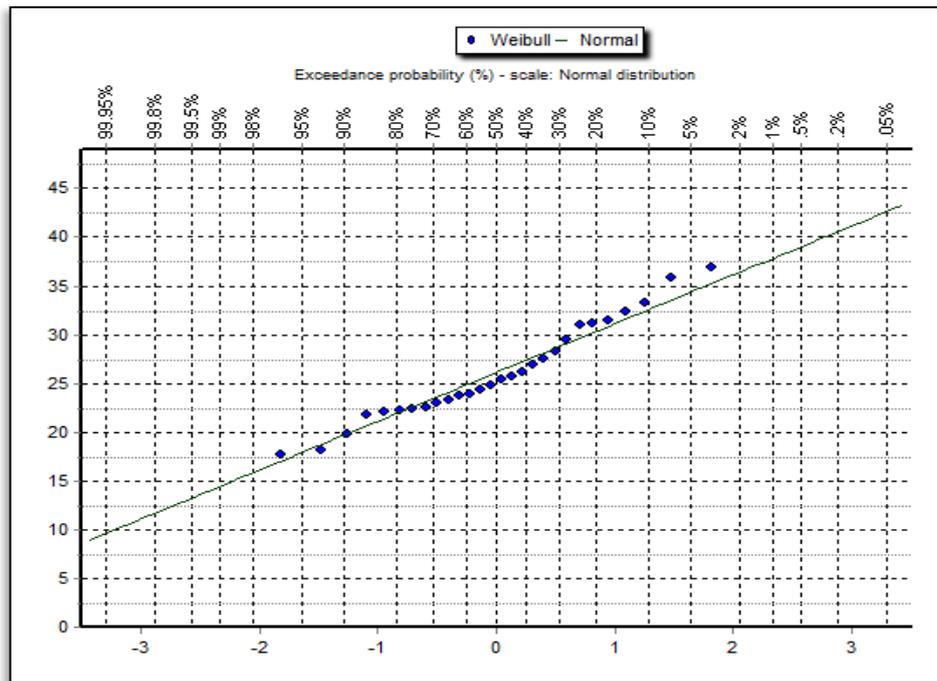


Figura 102: Distribución Normal

Fuente: *Software Hydrognomon*

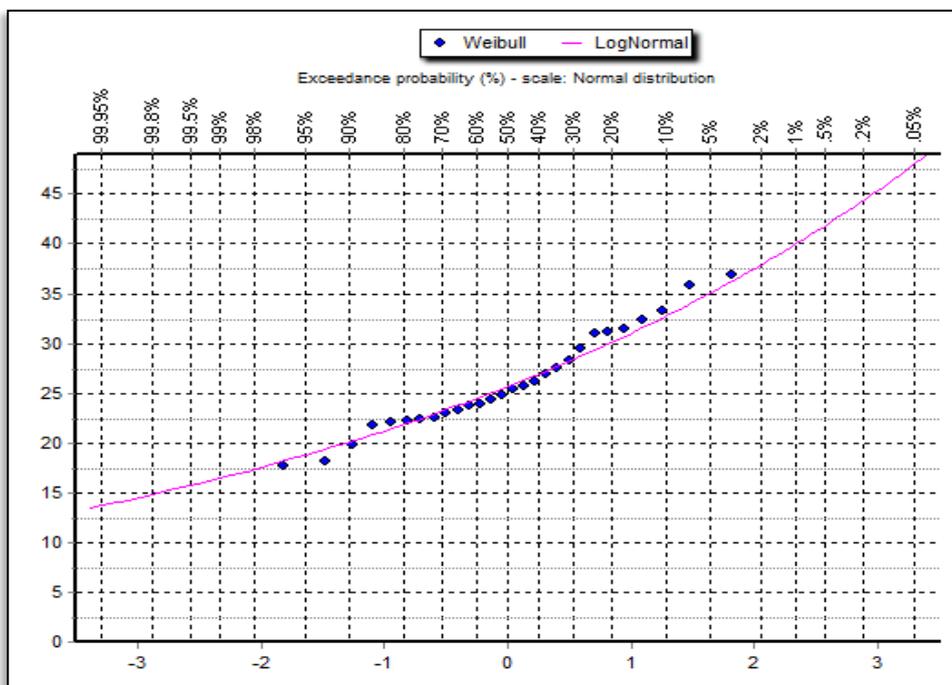


Figura 103: Distribución Log Normal

Fuente: *Software Hydrognomon*

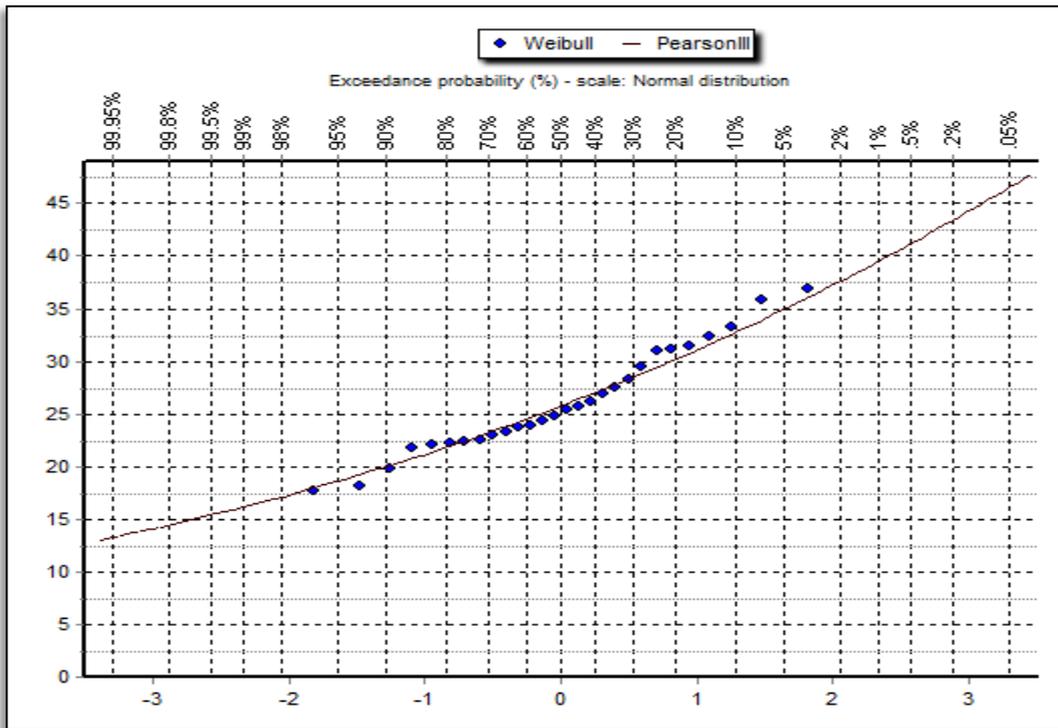


Figura 104: Distribución Pearson Tipo III
 Fuente: *Software Hydrognomon*

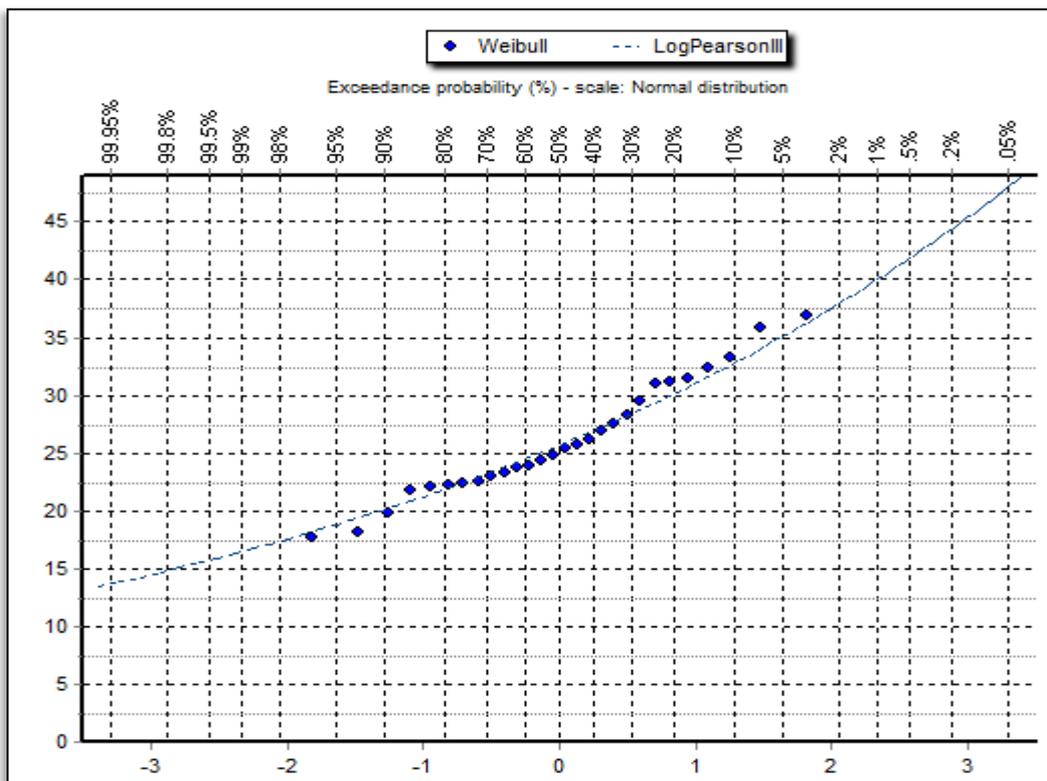


Figura 105: Distribución Log Pearson Tipo III
 Fuente: *Software Hydrognomon*

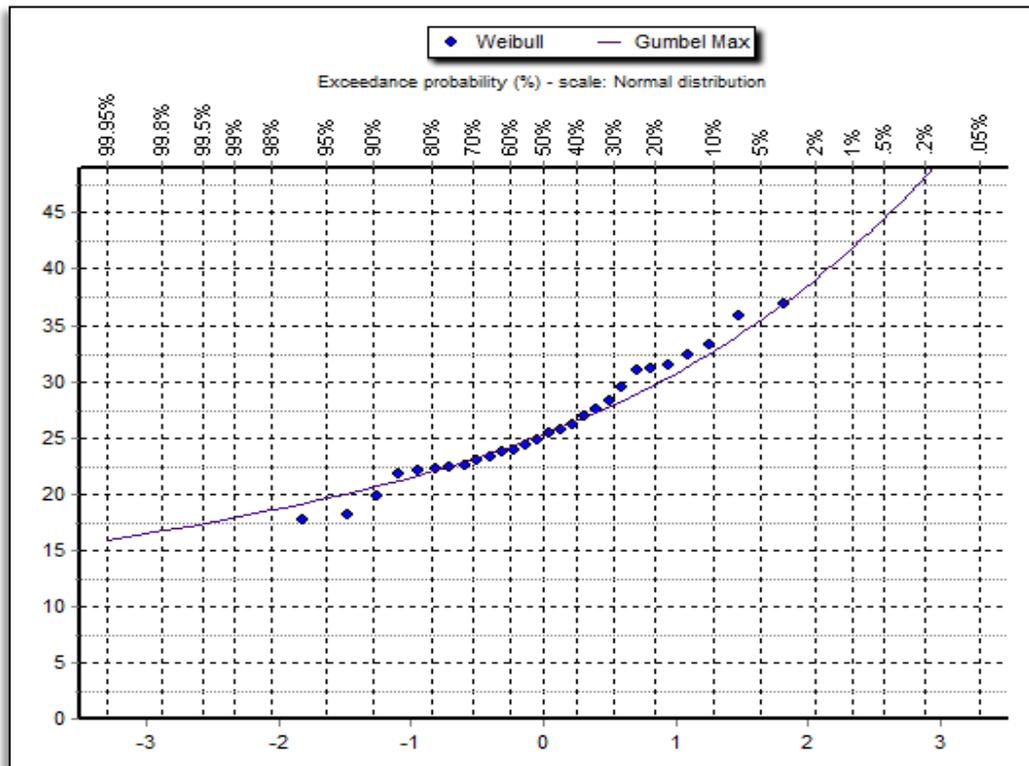


Figura 106: Distribución Gumbel
Fuente: *Software Hydrognomon*

ANEXO 4. REPORTE FOTOGRAFICO



Figura 107: Vista de la sección del puente actual existente



Figura 108: Vista de frontal del puente actual existente



Figura 109: Determinación de la marca de agua máxima en estribo del puente actual existente



Figura 110: Rollizos de madera en la superestructura con estado de putrefacción



Figura 111: Estribo derecho con proceso de erosión



Figura 112: Estribo izquierdo para el registro del nivel de agua máximo



Figura 113: Mal estado de la plataforma del puente actual existente



Figura 114: Vista Aguas arriba del puente actual existente



Figura 115|: Vista Aguas abajo del puente actual existente



Figura 116: Sección del puente actual existente vista desde aguas arriba

**ANEXO 5. RESULTADOS DE LA CALIBRACION DE CAUDAL
EN EL *SOFTWARE* HEC RAS**

RESULTADOS DE LA CALIBRACION CON USO DEL SOFTWARE HEC RAS

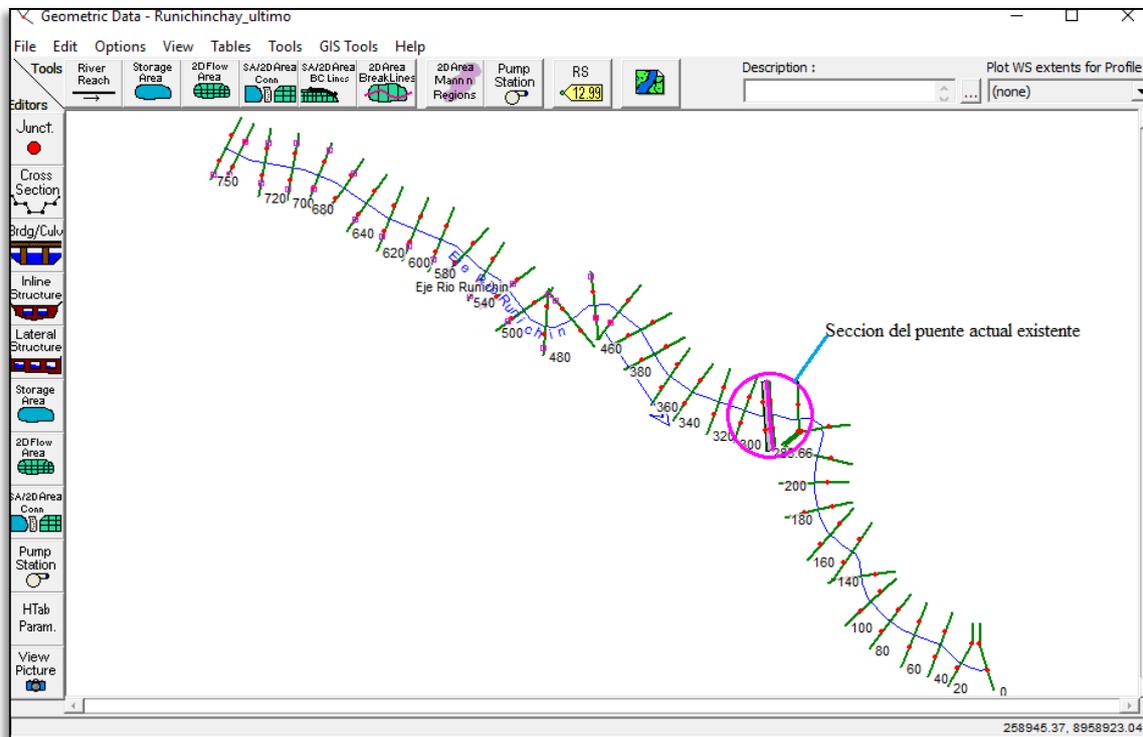


Figura 117: Vista en planta del modelo hidráulico con las secciones cada 20m
Fuente: Software HEC RAS

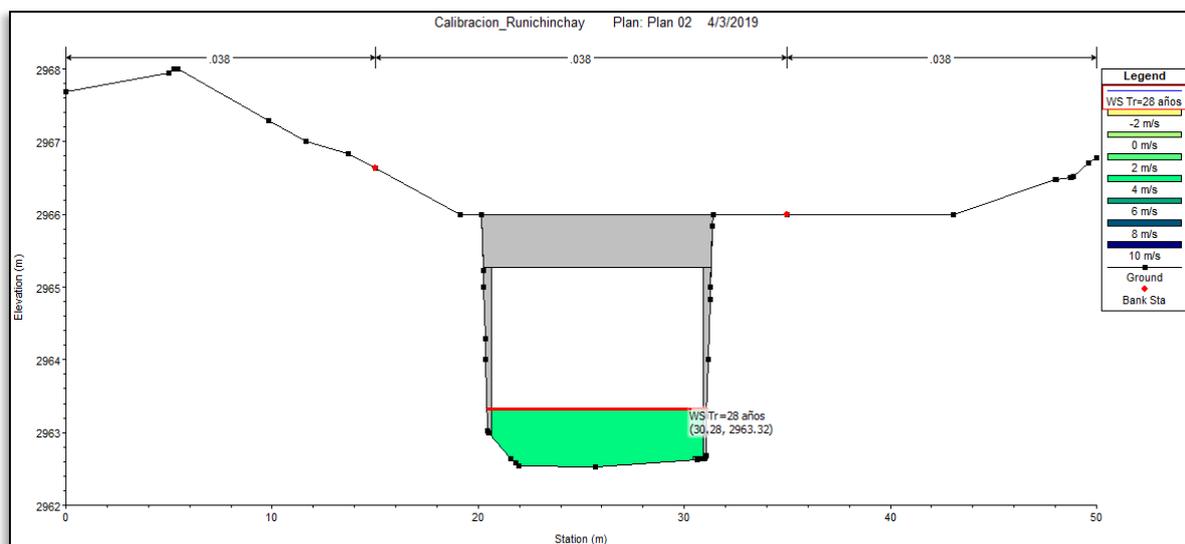


Figura 118: Cota de la marca de agua máxima en la sección del puente actual existente
Fuente: Software HEC RAS

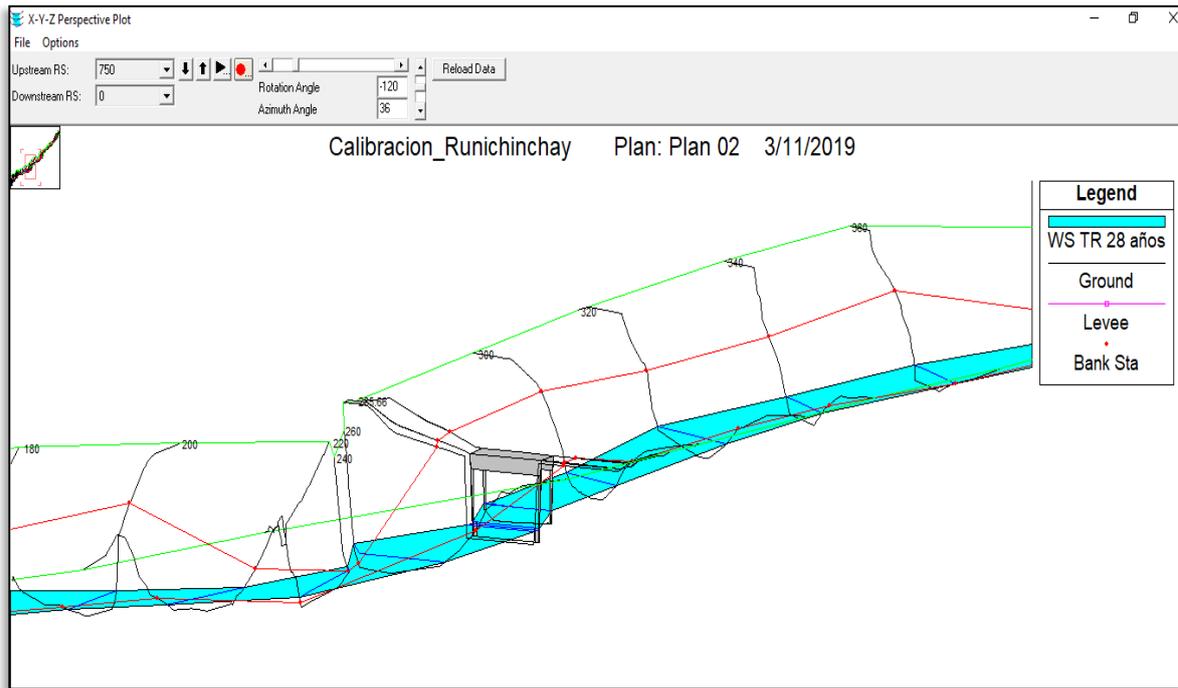


Figura 119: Vista pseudo 3D del modelamiento hidráulico del Río Runichinchay para el puente actual existente

Fuente: Resultados del *software* HEC RAS

Bridge Output				
File Type Options Help				
River: Eje Rio Runichin		Profile: Q = 10 m3/s		
Reach: Eje Rio Runichin		RS: 283.66 Plan: Plan 02		
Plan: Plan 02 Eje Rio Runichin Eje Rio Runichin RS: 283.66 Profile: Q = 10 m3/s				
E.G. US. (m)		Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2962.95	E.G. Elev (m)	2963.29	2963.06
Q Total (m3/s)	10.00	W.S. Elev (m)	2962.98	2962.24
Q Bridge (m3/s)	10.00	Crit W.S. (m)	2963.05	2962.46
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	0.45	0.24
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.49	3.99
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	4.02	2.50
Weir Submerg		Froude # Chl	1.27	2.59
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	3.35	4.38
Min El Weir Flow (m)	2966.00	Hydr Depth (m)	0.39	0.24
Min El Prs (m)	2965.28	W.P. Total (m)	10.72	10.79
Delta EG (m)	0.60	Conv. Total (m3/s)	55.1	24.9
Delta WS (m)	0.71	Top Width (m)	10.30	10.30
BR Open Area (m2)	27.71	Frctn Loss (m)	0.23	0.01
BR Open Vel (m/s)	3.99	C & E Loss (m)	0.05	0.00
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	121.26	367.21
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	301.37	1466.05

Figura 120: Resultados aguas arriba, aguas abajo y en la sección del puente actual existente para Q= 10 m3/s

Fuente: *Software* HEC RAS

Plan: Plan 02 Eje Rio Runichin Eje Rio Runichin RS: 283.66 Profile: Q = 15 m3/s				
E.G. US. (m)	2963.55	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2963.04	E.G. Elev (m)	2963.54	2963.28
Q Total (m3/s)	15.00	W.S. Elev (m)	2963.06	2962.34
Q Bridge (m3/s)	15.00	Crit W.S. (m)	2963.19	2962.61
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	0.53	0.34
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.08	4.30
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	4.87	3.49
Weir Submerg		Froude # Chl	1.43	2.36
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	5.90	7.17
Min El Weir Flow (m)	2966.00	Hydr Depth (m)	0.47	0.34
Min El Prs (m)	2965.28	W.P. Total (m)	10.88	10.98
Delta EG (m)	0.64	Conv. Total (m3/s)	75.1	42.8
Delta WS (m)	0.70	Top Width (m)	10.30	10.30
BR Open Area (m2)	27.71	Frctn Loss (m)	0.24	0.01
BR Open Vel (m/s)	4.30	C & E Loss (m)	0.04	0.00
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	175.40	383.55
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	539.96	1649.04

Figura 121: Resultados aguas arriba, aguas abajo y en la sección del puente actual existente para Q= 15 m3/s
Fuente: Software HEC RAS

Plan: Plan 02 Eje Rio Runichin Eje Rio Runichin RS: 283.66 Profile: Q = 20 m3/s				
E.G. US. (m)	2963.79	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2963.11	E.G. Elev (m)	2963.77	2963.48
Q Total (m3/s)	20.00	W.S. Elev (m)	2963.14	2962.43
Q Bridge (m3/s)	20.00	Crit W.S. (m)	2963.32	2962.69
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	0.61	0.43
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.52	4.55
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	5.68	4.39
Weir Submerg		Froude # Chl	1.51	2.23
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	8.78	10.22
Min El Weir Flow (m)	2966.00	Hydr Depth (m)	0.55	0.43
Min El Prs (m)	2965.28	W.P. Total (m)	11.04	11.15
Delta EG (m)	0.31	Conv. Total (m3/s)	96.0	62.1
Delta WS (m)	0.69	Top Width (m)	10.30	10.30
BR Open Area (m2)	27.71	Frctn Loss (m)	0.24	0.01
BR Open Vel (m/s)	4.55	C & E Loss (m)	0.04	0.00
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	219.18	400.34
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	771.91	1822.49

Figura 122: Resultados aguas arriba, aguas abajo y en la sección del puente actual existente para Q= 20 m3/s
Fuente: Software HEC RAS

Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	Eje Rio Runichin	Profile:	Q = 25 m3/s	
Reach:	Eje Rio Runichin	RS:	283.66	Plan: Plan 02
Plan: Plan 02 Eje Rio Runichin Eje Rio Runichin RS: 283.66 Profile: Q = 25 m3/s				
E.G. US. (m)	2964.00	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2963.18	E.G. Elev (m)	2963.98	2963.69
Q Total (m3/s)	25.00	W.S. Elev (m)	2963.21	2962.50
Q Bridge (m3/s)	25.00	Crit W.S. (m)	2963.44	2962.85
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	0.69	0.50
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.88	4.83
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	6.45	5.17
Weir Submerg		Froude # Chl	1.57	2.18
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	11.94	13.62
Min El Weir Flow (m)	2966.00	Hydr Depth (m)	0.63	0.50
Min El Prs (m)	2965.28	W.P. Total (m)	11.19	11.30
Delta EG (m)	0.31	Conv. Total (m3/s)	117.5	80.8
Delta WS (m)	0.69	Top Width (m)	10.30	10.30
BR Open Area (m2)	27.71	Frctn Loss (m)	0.24	0.01
BR Open Vel (m/s)	4.83	C & E Loss (m)	0.04	0.00
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	256.02	429.37
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	993.02	2075.46

Figura 123: Resultados aguas arriba, aguas abajo y en la sección del puente actual existente para Q= 25 m3/s

Fuente: Software HEC RAS

Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	Eje Rio Runichin	Profile:	Q = 30 m3/s	
Reach:	Eje Rio Runichin	RS:	283.66	Plan: Plan 02
Plan: Plan 02 Eje Rio Runichin Eje Rio Runichin RS: 283.66 Profile: Q = 30 m3/s				
E.G. US. (m)	2964.18	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	2963.26	E.G. Elev (m)	2964.16	2963.88
Q Total (m3/s)	30.00	W.S. Elev (m)	2963.29	2962.58
Q Bridge (m3/s)	30.00	Crit W.S. (m)	2963.54	2962.96
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	0.77	0.58
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.12	5.06
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	7.28	5.93
Weir Submerg		Froude # Chl	1.57	2.13
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	15.22	17.18
Min El Weir Flow (m)	2966.00	Hydr Depth (m)	0.71	0.58
Min El Prs (m)	2965.28	W.P. Total (m)	11.35	11.45
Delta EG (m)	0.31	Conv. Total (m3/s)	142.4	100.7
Delta WS (m)	0.70	Top Width (m)	10.30	10.30
BR Open Area (m2)	27.71	Frctn Loss (m)	0.23	0.01
BR Open Vel (m/s)	5.06	C & E Loss (m)	0.04	0.00
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	279.15	450.91
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	1150.94	2280.26

Figura 124: Resultados aguas arriba, aguas abajo y en la sección del puente actual existente para Q= 30 m3/s

Fuente: Software HEC RAS

Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	Eje Rio Runichin	Profile:	Q = 31.5 m3/s	
Reach:	Eje Rio Runichin	RS:	283.66	Plan: Plan 02
Plan: Plan 02 Eje Rio Runichin Eje Rio Runichin RS: 283.66 Profile: Q = 31.5 m3/s				
		Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. US. (m)	2964.23	E.G. Elev (m)	2964.21	2963.94
W.S. US. (m)	2963.28	W.S. Elev (m)	2963.32	2962.60
Q Total (m3/s)	31.50	Crit W.S. (m)	2963.58	2962.98
Q Bridge (m3/s)	31.50	Max Chl Dpth (m)	0.79	0.60
Q Weir (m3/s)		Vel Total (m/s)	4.18	5.12
Weir Sta Lft (m)		Flow Area (m2)	7.54	6.15
Weir Sta Rgt (m)		Froude # Chl	1.56	2.12
Weir Submerg		Specif Force (m3)	16.22	18.29
Weir Max Depth (m)		Hydr Depth (m)	0.73	0.60
Min El Weir Flow (m)	2966.00	W.P. Total (m)	11.40	11.49
Min El Prs (m)	2965.28	Conv. Total (m3/s)	150.5	106.7
Delta EG (m)	0.30	Top Width (m)	10.30	10.30
Delta WS (m)	0.70	Frctn Loss (m)	0.23	0.01
BR Open Area (m2)	27.71	C & E Loss (m)	0.04	0.00
BR Open Vel (m/s)	5.12	Shear Total (N/m2)	283.92	457.60
BR Sluice Coef		Power Total (N/m s)	1186.66	2343.79
BR Sel Method	Energy only			

Figura 125: Resultados aguas arriba, aguas abajo y en la sección del puente actual existente para Q= 31.5 m3/s (caudal de calibración)

Fuente: Software HEC RAS

ANEXO 6. RESULTADOS DEL *SOFTWARE* HEC HMS

RESULTADOS DE LA CALIBRACION DE CAUDAL PARA TR = 28 AÑOS

SIMULACION 1

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
W40	40.24	17.8	01ene2019, 13:45	7.15
W50	16.64	9.9	01ene2019, 13:15	8.44
J 15	56.88	27.3	01ene2019, 13:30	7.53
R 30	56.88	27.1	01ene2019, 14:00	7.39
W60	47.53	2.7	01ene2019, 15:45	1.67
Outlet 1	104.41	28.7	01ene2019, 14:00	4.79

Figura 126: Caudales de la subcuencas y a la salida en la sección del puente actual existente

Fuente: *Software HEC HMS*

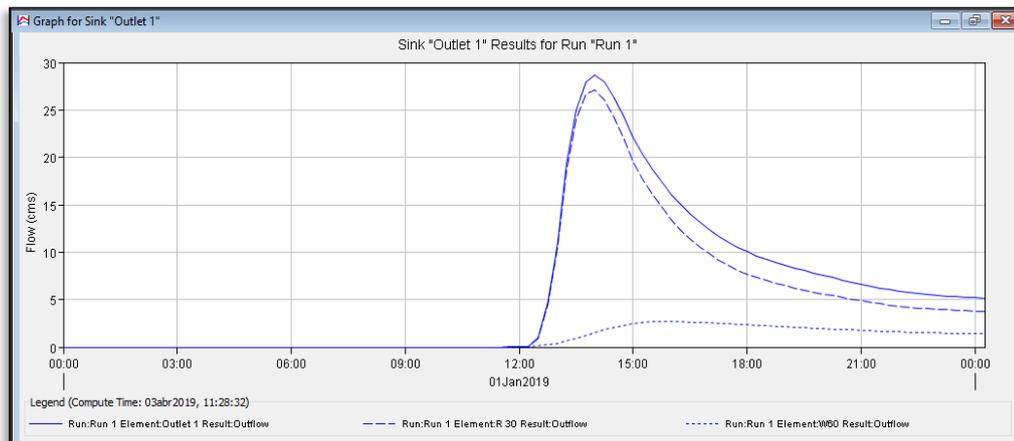


Figura 127: Curva de caudal a la salida en la sección del puente existente

Fuente: *Software HEC HMS*

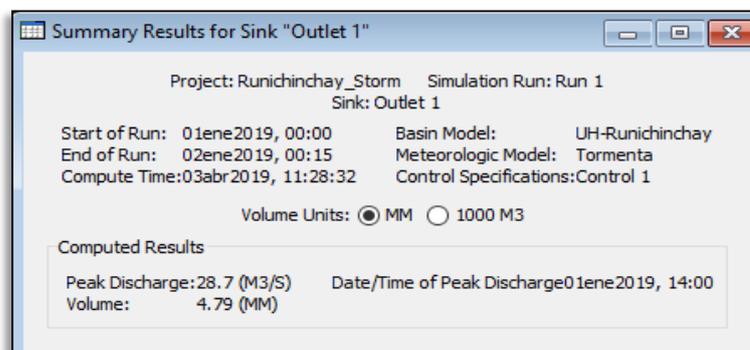


Figura 128: Caudal a la salida en la sección del puente existente

Fuente: *Software HEC HMS*

SIMULACION 2

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
W40	40.24	14.5	01ene2019, 06:30	5.54
W50	16.64	7.7	01ene2019, 06:00	6.53
J 15	56.88	21.9	01ene2019, 06:30	5.83
R 30	56.88	21.8	01ene2019, 06:45	5.84
W60	47.53	3.5	01ene2019, 09:00	1.09
Outlet 1	104.41	23.2	01ene2019, 07:00	3.68

Figura 129: Caudales de la subcuencas y a la salida en la sección del puente actual existente

Fuente: *Software* HEC HMS

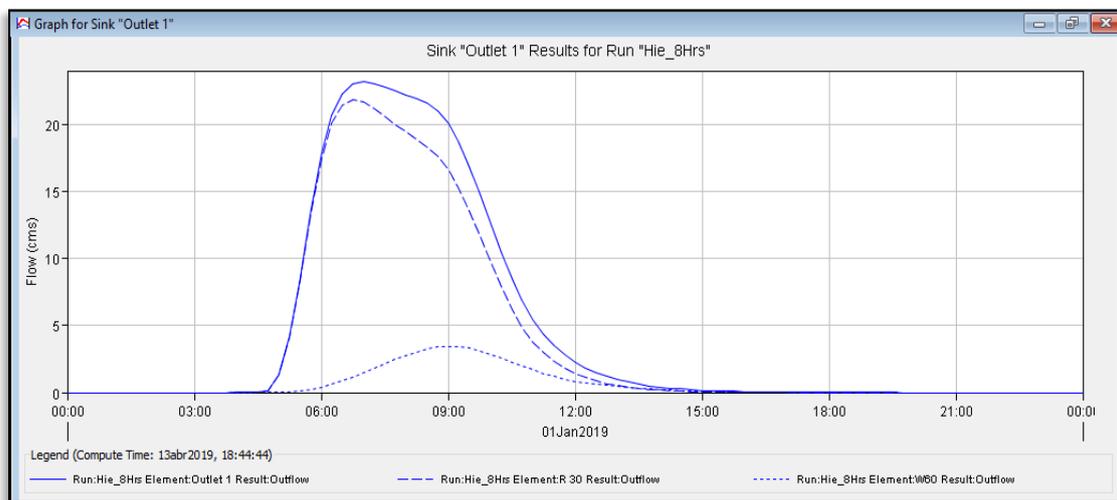


Figura 130: Curva de caudal a la salida en la sección del puente existente

Fuente: *Software* HEC HMS

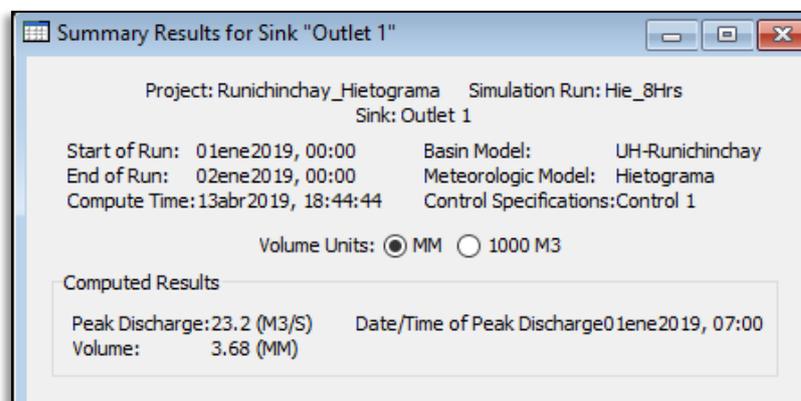


Figura 131: Caudal a la salida en la sección del puente existente

Fuente: *Software* HEC HMS

SIMULACION 3

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
W40	40.24	8.4	01ene2019, 17:00	5.87
W50	16.64	4.4	01ene2019, 16:15	7.15
J 15	56.88	12.6	01ene2019, 16:45	6.24
R 30	56.88	12.6	01ene2019, 17:15	5.99
W60	47.53	2.0	01ene2019, 19:30	1.26
Outlet 1	104.41	14.3	01ene2019, 17:15	3.84

Figura 132: Caudales de la subcuencas y a la salida en la sección del puente actual existente

Fuente: *Software* HEC HMS

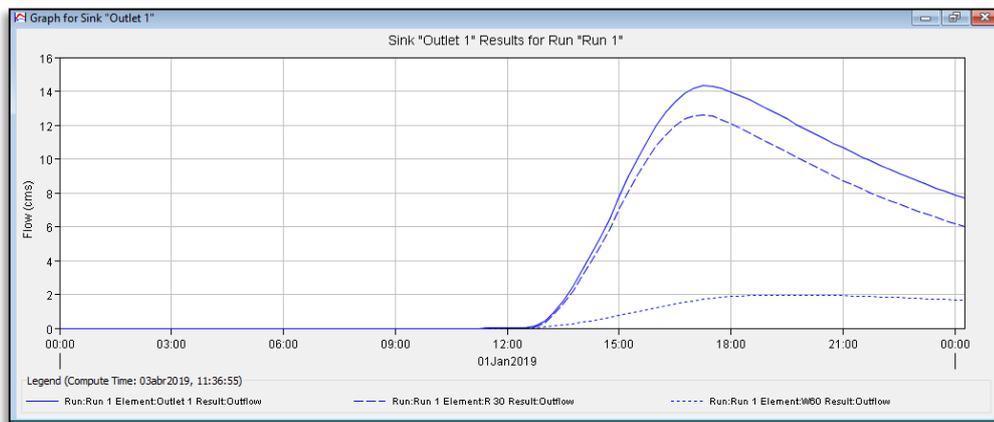


Figura 133: Curva de caudal a la salida en la sección del puente existente

Fuente: *Software* HEC HMS

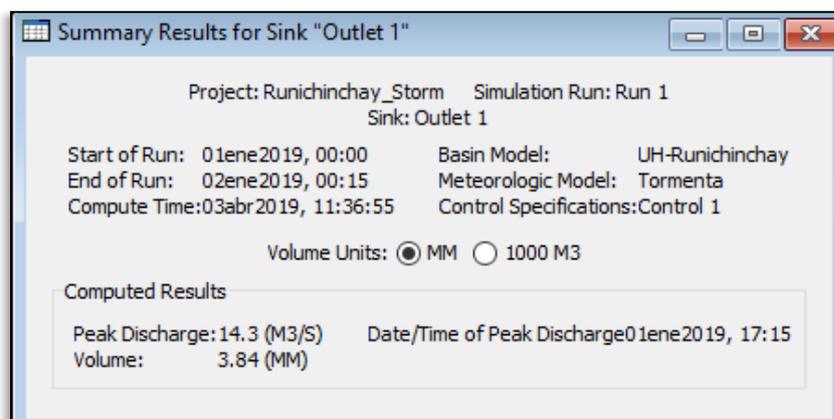


Figura 134 Caudal a la salida en la sección del puente existente

Fuente: *Software* HEC HMS

SIMULACION 4

Show Elements: Volume Units: MM 1000 M3 Sorting:

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
W40	40.24	8.4	01ene2019, 09:45	5.50
W50	16.64	4.4	01ene2019, 09:15	6.51
J 15	56.88	12.8	01ene2019, 09:45	5.80
R 30	56.88	12.7	01ene2019, 10:15	5.78
W60	47.53	2.0	01ene2019, 11:00	1.07
Outlet 1	104.41	14.6	01ene2019, 10:15	3.64

Figura 135 Caudales de la subcuencas y a la salida en la sección del puente actual existente

Fuente: *Software* HEC HMS

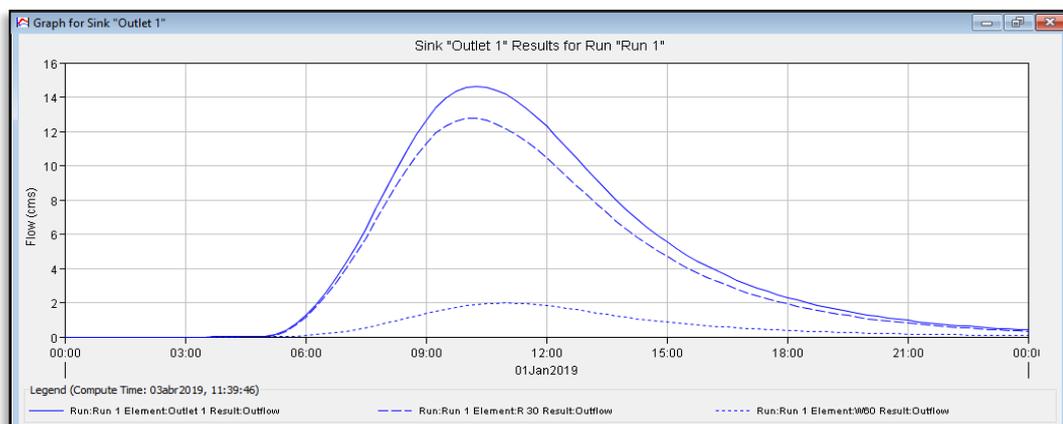


Figura 136: Curva de caudal a la salida en la sección del puente existente

Fuente: *Software* HEC HMS

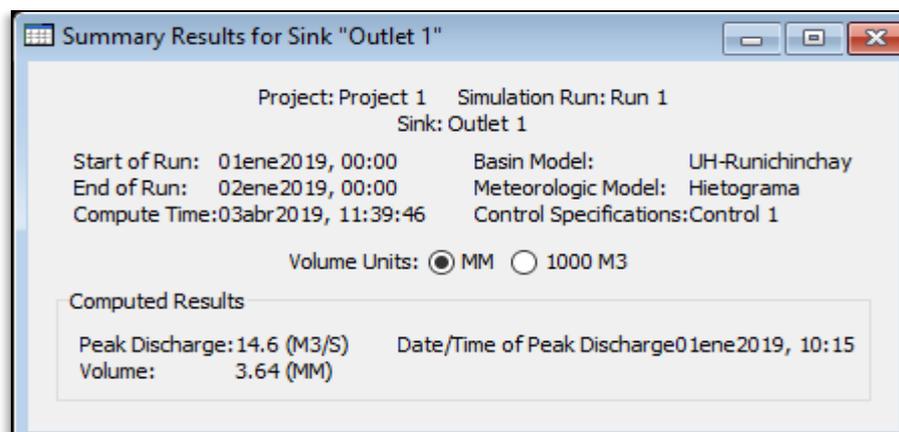


Figura 137: Caudal a la salida en la sección del puente existente

Fuente: *Software* HEC HMS

RESULTADO PARA TR = 140 AÑOS, PARA EL DISEÑO HIDRUALICO DEL PUENTE RUNICHINCHAY PROPUESTO

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
W40	40.24	26.7	01ene2019, 13:45	10.14
W50	16.64	15.6	01ene2019, 13:15	12.25
J 15	56.88	41.8	01ene2019, 13:30	10.76
R 30	56.88	41.4	01ene2019, 13:45	10.61
W60	47.53	5.3	01ene2019, 15:15	2.96
Outlet 1	104.41	44.8	01ene2019, 14:00	7.13

Figura 138 Caudales de la subcuencas y a la salida en la sección del puente propuesto

Fuente: *Software* HEC HMS

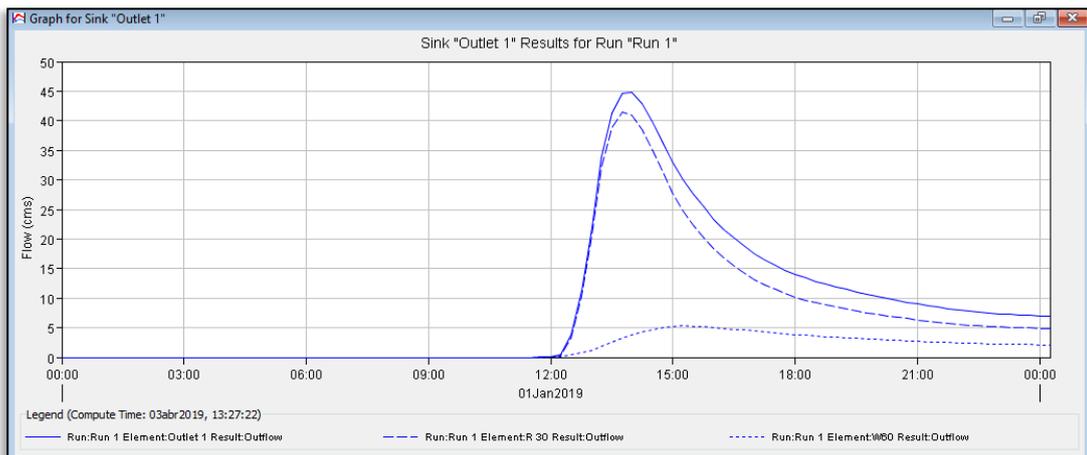


Figura 139: Curva de caudal a la salida en la sección del puente propuesto

Fuente: *Software* HEC HMS

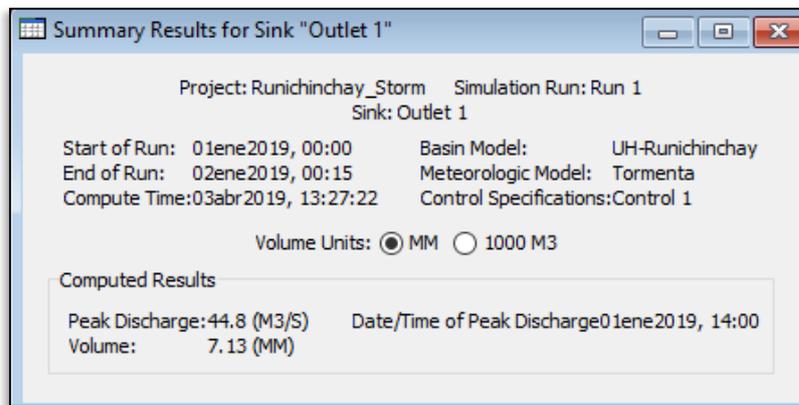


Figura 140: Curva de caudal a la salida en la sección del puente propuesto

Fuente: *Software* HEC HMS

RESULTADO PARA TR = 500 AÑOS, PARA EL CALCULO DE LA SOCAVACION TOTAL

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
W40	40.24	32.5	01ene2019, 13:45	12.01
W50	16.64	18.9	01ene2019, 13:15	14.39
J 15	56.88	50.9	01ene2019, 13:30	12.71
R 30	56.88	50.6	01ene2019, 13:45	12.56
W60	47.53	7.4	01ene2019, 15:15	3.92
Outlet 1	104.41	55.5	01ene2019, 13:45	8.63

Figura 141 Caudales de la subcuencas y a la salida en la sección del puente propuesto

Fuente: *Software* HEC HMS

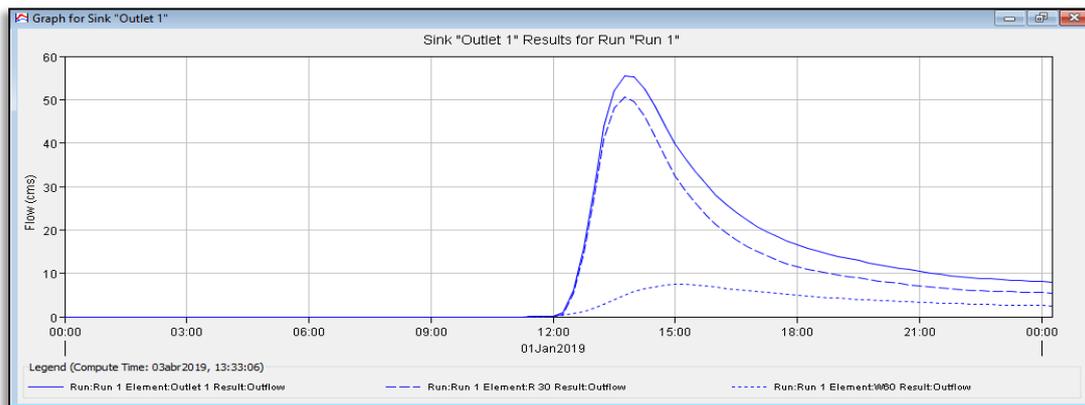


Figura 142: Curva de caudal a la salida en la sección del puente propuesto

Fuente: *Software* HEC HMS

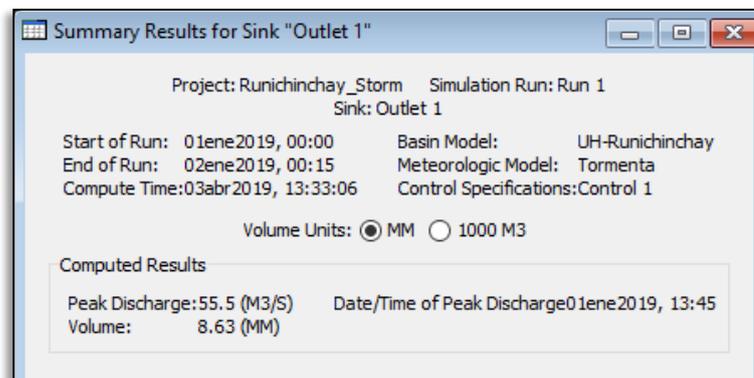


Figura 143: Curva de caudal a la salida en la sección del puente propuesto

Fuente: *Software* HEC HMS

ANEXO 7. RESULTADO DE ANALISIS DE GRANULOMETRIA

FECHA : 18/09/2017

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

MTC E 107 - 2000

DATOS GENERALES

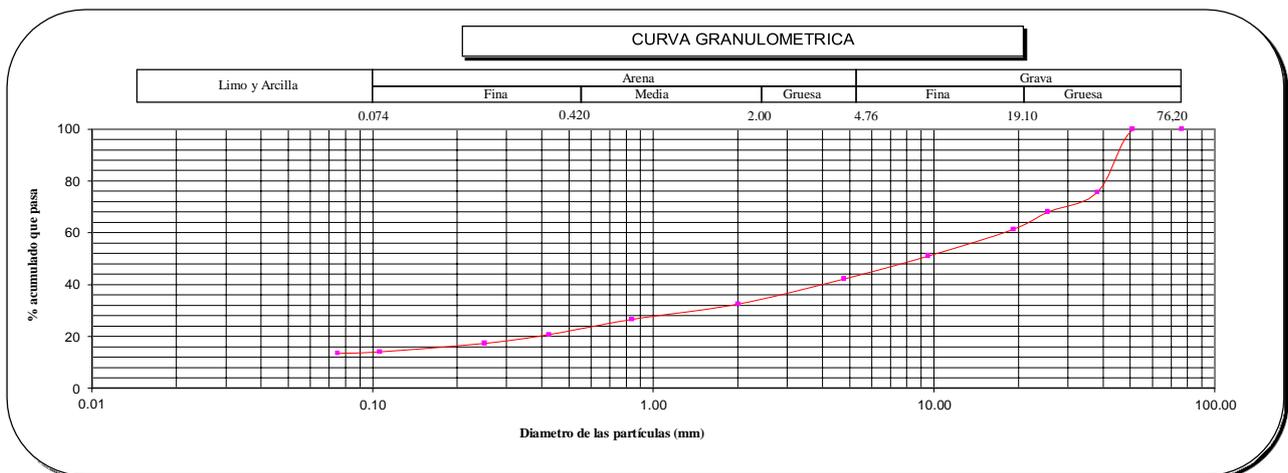
SOLICITANTE : NAYLAMP INGENIEROS SAC

PROYECTO : SERVICIO DE GESTIÓN, MEJORAMIENTO Y CONSERVACIÓN VIAL POR NIVELES DE SERVICIO DEL CORREDOR VIAL: "CASMA - HUARAZ - HUARI - HUACAYBAMBA - JIRCAN - TINGO MARÍA - MONZON - EMP. PE-18A (TINGO MARÍA).

UBICACIÓN : PUENTE RUNICHINCHAY - TRAMO 15- ANYANGA (KM 00+000) - HUARI (KM 20+507.11)

DATOS DE LA MUESTRA								
PROGRESIVA (Km)	3+530							
PROF. (m)	0.00-1.50							
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422	Malla		Peso (g)	% que pasa	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	
	Nº	Abertura (mm)					Límite Líquido (LL)	N.P.
	3 "	76.200	0	100.0	0.0	0.0	Límite Plástico (LP)	N.P.
	2 "	50.800	0	100.0	0.0	0.0	Índice Plástico (IP)	N.P.
	1 1/2 "	38.100	306	75.7	24.3	24.3	Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	GM
	1 "	25.400	95	68.1	7.5	31.8	Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-1-a
	3/4 "	19.100	85	61.4	6.8	38.6	Índice de Grupo	0
	3/8 "	9.520	130	51.1	10.3	48.9	% Grava	57.8
	Nº 4	4.760	112	42.2	8.9	57.8	% Arena	28.8
	Nº 10	2.000	121.9	32.5	9.7	67.5	% < Nº 200	13.4
	Nº 20	0.840	74.3	26.6	5.9	73.4	Descripción de Muestra:	
	Nº 40	0.425	73.8	20.7	5.9	79.3		
	Nº 60	0.250	43.2	17.3	3.4	82.7		
	Nº 140	0.106	41.1	14.0	3.3	86.0		
Nº 200	0.075	7.5	13.4	0.6	86.6	Grava limosa con arena		
< 200	NTP 339.132:1999	169.1	0.0	13.4	100.0			

Observaciones :



Referencias :

- ASTM D 422-63-02 Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates
- ASTM D 4318-05 Standard test method for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils
- ASTM D 2487-05 Standard classification of soils for engineering purposes (Unified soil classification system)
- ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass
- ASTM D 3282-04e1 Standard practice for classification of soils-aggregate mixtures for highway construction purposes
- ASTM D 1140-00 Standard test for amount of material in soils finer than the N° 200 (75 um) sieve